

ANALISIS KERUNTUHAN TUBUH BENDUNGAN AKIBAT OVERTOPPING PADA BENDUNGAN GINTUNG KABUPATEN PURBALINGGA ALTERNATIF 1

Mohammad Zulfan Dwi Saputra^{1,*}, Ayisya Cindy Harifa², Moh.Charits³

Mahasiswa Manajemen Rekayasa Konstruksi Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang¹, Dosen Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang², Dosen Jurusan Teknik Sipil Politeknik Negeri Malang³.

Email: vendetta1693@gmail.com¹, ayisya_civil@polinema.ac.id², mohcharits@gmail.com³

ABSTRAK

Bendungan memberikan manfaat penting bagi seluruh masyarakat, namun juga memiliki potensi bahaya yang signifikan. Oleh karena itu, diperlukan adanya simulasi keruntuhan bendungan dengan HEC-RAS. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui debit banjir rancangan sungai di Bendungan Gintung, mengetahui kedalaman dan kecepatan aliran di setiap dusun akibat keruntuhan tubuh bendungan, menentukan rekomendasi untuk pencegahan keruntuhan bendungan. Data yang dibutuhkan adalah peta Daerah Tangkapan Air, peta topografi, data teknis bendungan, data curah hujan selama 20 tahun, hidrograf banjir PMF, peta administrasi bagian hilir waduk. Metode yang digunakan mengacu pada data sekunder diatas yang kemudian diolah dengan metode analisis hidrologi, analisis penelusuran banjir. Hasil kajian ini menunjukkan debit banjir pada kala ulang 1000 tahun dan PMF sebesar 1698,21 m³/det dan 2554,61 m³/det, kedalaman banjir paling dalam terjadi di Dusun II Desa Karangbarang sedalam 26,13m dengan kecepatan aliran 180,29m/s, pencegahan keruntuhan bendungan dengan cara pengerukan sedimen secara berkala, memonitor secara intensif pada instrumen bendungan, melakukan analisis keruntuhan bendungan.

Kata kunci : keruntuhan bendungan, hec-ras, hidrograf banjir pmf

ABSTRACT

The dam provides important benefits for the entire society, but also has significant potential hazards. Therefore, it required a simulation of dam collapse with HEC-RAS. The purpose of this survey is to find out the flood drain of the river in the Gintung Dam, to know the depth and velocity of flow in each village due to dam failure, and recommendations for the prevention of dam collapses. The data needed are a water capture area map, topographic map, technical data of the dam, rainfall data over 20 years ago, PMF flood hydrograph, the reservoir department administrative map. The method used refers to the secondary data above which is the processed with hydrological analysis, method flood tracking analysis. The results of this study indicate flood discharge at the rrtutn period in 1000 years and PMF are 1698,21 m³/sec and 2554,61 m³/sec, the deepest flood depth occurred in Dusun II of Karangbarang Village is 26.13m and the flow speed is 180,29m/s, prevention of dam collapse by periodic sediment friction, intensive monitoring of dam instruments, performing analysis of dam fall.

Keywords : dam collapse , hec-ras, probable maximum flood hydrograph

1. PENDAHULUAN

Pada saat musim hujan kondisi aliran sungai Gintung mempunyai debit yang sangat besar. Besaran debit yang tersebut tidak ada manfaatnya bahkan sering sekali menjadi masalah baik disepanjang alur sungai itu sendiri maupun daerah sekitarnya. Sedangkan saat musim kemarau alur sungai mempunyai debit yang sangat minim, banyak ladang pertanian dan perkebunan kekurangan air. Bendungan Gintung dibangun dengan manfaat yang besar bagi masyarakat sekitar, tapi menyimpan potensi bahaya yang besar. Potensi bahaya tersebut terjadi apabila konstruksi

bendungan mengalami kegagalan atau keruntuhan bendungan. Keruntuhan bendungan menyebabkan terjadinya banjir besar dalam waktu singkat.

Kejadian keruntuhan bendungan di Indonesia, pada 27 Maret 2009, yaitu Tanggul Situ Gintung. Keruntuhan Situ Gintung menelan korban 100 korban jiwa dan 327 rumah rusak berat, berdasarkan data Badan Nasional Penanggulangan Bencana (BNPB). Kemudian pada 25 Juli 2013, Bendungan Alam Way Ela di Maluku. Keruntuhan Bendungan Alam Way Ela menyebabkan banjir di wilayah hilir yaitu desa Negeri Lima. Berdasarkan data BNPB

terdapat 1 korban jiwa, kerusakan sebanyak 350 rumah dan 5 fasilitas umum. Analisis penelusuran banjir ini bermanfaat untuk dapat mengetahui parameter-parameter penyebab runtuhnya bendungan, profil muka air banjir maksimum serta hidrograf banjir pada daerah hilir bendungan di wilayah studi yang berupa peta genangan banjir. Peta genangan yang didapatkan kemudian digunakan sebagai langkah awal mitigasi dalam rangka pembuatan peta resiko rawan banjir akibat keruntuhan bendungan.

2. METODE

Tahapan yang akan dilakukan untuk memulai penelitian ini yaitu dari pengolahan data hujan yang kemudian dilakukan beberapa kontrol di dalamnya, serta akhirnya mendapatkan QPMF untuk melengkapi data pada HEC-RAS

Analisis Hidrologi

Untuk menghitung uji konsistensi ini diperlukan data curah hujan tahunan dari 5 stasiun hujan terdekat dengan kurun waktu 20 tahun terakhir. Uji konsistensi ini dilakukan dengan metode Kurva Massa Ganda, yaitu membandingkan nilai kumulatif curah hujan tahunan rata-rata dari setiap stasiun dengan kumulatif data hujan yang lainnya

$$F = \frac{M1}{M2} \quad (1)$$

Keterangan :

- F = Faktor koreksi
- M1 = Jumlah data tahunan koreksi M1
- M2 = Jumlah data tahunan koreksi M2

Kemudian dilanjutkan dengan menghitung curah hujan rerata menggunakan metode rata-rata aljabar. Berikut adalah rumus untuk perhitungan metode ini :

$$\bar{d} = \frac{d1+d2+\dots+dn}{n} = \bar{d} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n di \quad (2)$$

Keterangan :

- \bar{d} = Tinggi curah hujan rata-rata area (mm)
- d1 d2 d3 = Tinggi curah hujan di stasiun (Soemarto, 1986:31).

Setelah seluruh stasiun di rata-rata dan menghasilkan curah hujan tahunan per stasiun, data tersebut akan di urutkan dari yang terkecil hingga yang terbesar. Setelah itu akan dilakukan pemilihan metode distribusi yang akan digunakan berdasarkan nilai koefisien kepeccengan (*skewness*) yang akan dirumuskan seperti dibawah ini. (Soemarto, 1987)

$$S_i = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log} X_i - \overline{\text{Log} X})^2}{n-1}} \quad (3)$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\text{Log} X_i - \overline{\text{Log} X})^3}{(n-1)(n-2) \cdot S_i^3} \quad (4)$$

Dimana :

- Log Xt = Logaritma debit banjir rancangan dengan kala ulang 1 tahun (m3/det)
- $\overline{\text{Log} X}$ = Logaritma debit rata-rata (m3/det)
- S = Standar deviasi data
- Cs = Koefisien kepeccengan
- G = Faktor frekuensi
- N = Banyaknya tahun pengamatan

Untuk mengetahui distribusi yang digunakan sudah sesuai atau tidak, maka dilakukan uji kesesuaian distribusi menggunakan metode uji *Smirnov-Kolmogorov* dan uji *Chi-Square*. Uji *Smirnov-Kolmogorov* ini dilakukan dengan persamaan seperti rumus dibawah ini.

$$D_{max} = |P(x) - P'(x)| \quad (5)$$

Syarat: $D_{max} < D_0 \rightarrow$ distribusi bisa diterapkan untuk semua data yang ada.

Dengan :

- Dmax = Selisih antara peluang teoritis dan empiris
- P(x) = Peluang pengamatan
- P'(x) = Peluang teoritis
- D0 = Simpangan Kritis

Sedangkan Uji *Chi-Square* menggunakan rumus seperti berikut :

$$(xh^2) = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (6)$$

- G = 1+3,22. Logn
- Dk = G-(P+1)

Dengan :

- Xh² = Parameter Chi Kuadrat terhitung
- O_i = Jml nilai pengamatan pd sub kelompok ke i
- E_i = Jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke i
- G = Jumlah sub kelompok
- n = Banyaknya data
- Dk = Derajad kebebasan
- P = Banyaknya parameter sebaran Chi Square

Setelah itu akan dilanjutkan untuk mencari Kemungkinan Hujan Maksimum (PMP). PMP dihitung dengan menggunakan metode Hersfield, dimana merupakan debit

rancangan terbesar yang diperkirakan berpeluang sekali terjadi sepanjang eksistensi umur waduk. Kemudian akan dilanjutkan dengan Analisa banjir terbesar yang mungkin terjadi (Probable Maximum Flood, PMF), Untuk Analisa PMP digunakan cara statistik menggunakan rumus dibawah ini.

$$X_m = X_n + K_m \times S_n \quad (7)$$

Dengan:

X_m = curah hujan harian terbesar yang mungkin terjadi (mm/hari)

X_n = Rata-rata series data hujan harian maksimum tahunan (mm/hari)

K_m = Variabel Statistik

S_n = Standar deviasi

Selanjutnya perhitungan distribusi hujan menggunakan PSA 007 apabila lokasi studi tidak tersedia. Intensitas curah hujan yang disarankan PSA 007 sdapat ditabel kan seperti berikut

Tabel 1 Intensitas Hujan dalam % yang disarankan PSA007

Durasi Hujan (Jam)	Kala Ulang						
	CMB	1000	100	50	25	10	5
0,5	20	25	26	27	28	30	32
0,75	27	32	34	35	36	38	41
1	34	39	41	42	43	45	48
2	45	49	52	53	55	57	59
3	52	57	60	61	63	64	66
6	64	69	72	73	75	76	78
12	88	88	88	88	88	88	88
24	100	100	100	100	100	100	100

Sumber : Departemen PUPR

Berikut ini adalah contoh distribusi hujan untuk durasi 6 jam

Tabel 2 Distribusi hujan 6 jam

Durasi Hujan	Jam	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	4	4,5	5	5,5	6
T 5 Thn	%	59	71	78	82	85	88	90	92	94	96	98	100
T 10 Thn	%	57	69	76	81	85	88	90	92	94	96	98	100
T 25 Thn	%	55	68	75	80	85	88	90	92	94	96	98	100
T 50 Thn	%	53	66	73	79	85	88	90	92	94	96	98	100
T 100 Thn	%	52	65	72	79	85	88	90	92	94	96	98	100
T 1000 Thn	%	49	62	69	77	85	88	90	92	94	96	98	100
CMB	%	45	56	64	74	85	88	90	92	94	96	98	100

Sumber : Departemen PUPR

Analisis Debit Banjir Rancangan

Setelah perhitungan analisis hidrologi sudah dilakukan selanjutnya akan ada perhitungan dengan Hidrograf Satuan Sintesis Nakayasu. Rumus yang digunakan sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{1}{36} \times A \times \frac{R_o}{(0,3 \times T_p = T_{0,3})} \quad (8)$$

dimana :

Q_p = debit puncak banjir (m³/det/mm)

A = luasdaerah pengaliran (km²)

R_o = curah hujan satuan (mm)

T_p = tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir (jam)

$T_{0.3}$ = waktu yang diperlukan pada penurunan debit puncak sampai ke debit sebesar 30 % dari puncak (jam)

dengan :

T_p = $t_g + 0,8 \text{ tr}$

T_g = $0,21 L^{0,7}$, untuk $L < 15 \text{ km}$

T_g = $0,4 + 0,058 L$, untuk $L > 15 \text{ km}$

T_r = $0,5 t_g$ sampai t_g

Sedangkan persamaan hidrograf satuannya adalah sebagai berikut :

Untuk kurva naik (rising line) $0 < t < T_p$

$$Q(t) = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p}\right)^{2,4} \quad (9)$$

Pada kurva turun (*recession line*)

$T_p \leq t \leq (T_p + T_{0.3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t-T_p)}{T_{0.3}} \quad (10)$$

$(T_p + T_{0.3}) \leq t \leq (T_p + T_{0.3} + 1,5 T_{0.3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}} \quad (11)$$

$t \geq (T_p + T_{0.3} + 1,5 T_{0.3})$

$$Q(t) = Q_p \cdot 0,3 \frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0T_{0,3}} \quad (12)$$

dengan :

L = panjang alur sungai (km)

T_g = waktu konsentrasi (jam)

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m³/det/mm)

T = waktu (jam)

t_r = Satuan Waktu hujan (jam)

α = Parameter hidrograf, untuk

$\alpha = 2 \Rightarrow$ Pada daerah pengaliran biasa

$\alpha = 1,5 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf lambat, dan turun cepat

$\alpha = 3 \Rightarrow$ Pada bagian naik hidrograf cepat, turun lambat

Dengan dihitungnya hidrograf satuan, maka hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q_{(k)} = B_f + \sum_{i=1}^n U_i \cdot P_{n-(i-1)} \quad (11)$$

dengan :

Q_k = Ordinat hidrograf banjir pada jam ke k

B_f = aliran dasar (base flow)

U_i = ordinat hidrograf satuan ($i= 1, 2, 3, \dots, n$)

P_n = hujan netto dalam waktu yang berurutan ($n= 1, 2, 3, \dots, n$)

Analisis Penelusuran Banjir

Setelah HSS Nakayasu sudah didapatkan, akan dilanjutkan ke perhitungan Kurva Tampung Waduk. Perhitungan ini menghasilkan grafik elevasi dan luas area dengan grafik elevasi dan volume. Data mengenai luas area dan volume tampungan diporelah dari onterpretasi peta topografi daerah waduk. Peta Topografi memberikan informasi elevasi serta luas area pada setiap elevasi tertentu. Berikut rumus yang digunakan.

$$v = \frac{A_1+A_2}{2} x \text{ jarak antar elv} \quad (12)$$

Dengan:

V = volume tampungan

A_1 = luas area di elevasi awal

A_2 = luas area di elevasi selanjutnya

Selanjutnya akan di lanjutkan dengan nilai koefisien limpahan, beberapa factor yang mempengaruhi koefisien aliran pada pelimpah antara lain ,

1. Kedalaman air di dalam saluran pengarah aliran
2. Kemiringan lereng pelimpah
3. Tinggi air di atas mercu pelimpah
4. Perbedaan tinggi air rencana pada saluran pengatur aliran

$$c = 1,60 \frac{1+2a(\frac{h}{H_d})}{1+a(\frac{h}{H_d})} \quad (13)$$

Dengan:

C = koefisien limpahan ($m^{1/2}/dt$)

H = tinggi air di mercu pelimpah (m)

P = tinggi pelimpah

H_d = tinggi tekanan rencana di atas mercu pelimpah (m)

a = konstanta

Selanjutnya akan dilanjutkan untuk perhitungan Flood Routing, merujuk pada perkiraan bentuk hidrograf di suatu lokasi tertentu pada aliran sungai atau bagian sungai tertentu, didasarkan pada data hidrograf di lokasi lain (Soemarto, 1987:174). Penelusuran banjir di waduk didasarkan pada prinsip persamaan kontinuitas seperti yang dijelaskan di bawah ini :

$$\bar{I} - \bar{O} = \frac{ds}{dt} \quad (14)$$

Untuk interval waktu Δt (routing periods) maka persamaan menjadi berikut.

$$\frac{I_1+I_2}{2} \Delta t + \frac{O_1+O_2}{2} \Delta t = S_1 - S_2 \quad (15)$$

Dengan:

I_1 = aliran masuk pada permulaan waktu Δt

I_2 = aliran masuk pada akhir waktu Δt

O_1 = aliran keluar pada permulaan waktu Δt

O_2 = aliran keluar pada akhir waktu Δt

S_1 = tampungan waduk pada permulaan waktu Δt

S_2 = tampungan waduk pada akhir waktu Δt

Analisis Keruntuhan Bendungan (HEC-RAS 6.3.1)

Setelah dilakukan analisis inflow hidrograf ke waduk berdasarkan hujan PMP sehingga menghasilkan hidrograf PMF, maka dapat dievaluasi apakah banjir tersebut mengakibatkan overtopping pada puncak bendungan atau tidak.

3. HASIL DAN PEMBAHASAN

Analisis Hidrologi

Data hujan harian setiap stasiun selama 20 tahun terlebih dahulu diuji konsistensinya dengan lengkung massa ganda

Tabel 3 Data curah hujan 20 tahun

TAHUN	KALISAPI	KARANG SAMBUNG	KRANJI	SAMPANG	SINGORMERTO
2019	97	71	51	72	132
2018	102	74	80	191	97
2017	99	141	52	116	96
2016	108	239	95	142	115
2015	90	124	83	253	103
2014	102	160	88	181	118
2013	223	122	83	150	149
2012	67	144	128	149	57
2011	127	180	128	149	162
2010	85	144	143	154	144
2009	0	146	105	128	132
2008	85	93	120	146	102
2007	68	95	60	109	130
2006	145	125	50	150	88
2005	156	100	112	133	108
2004	106	183	120	156	126
2003	145	190	184	219	122
2002	105	137	110	109	112
2001	103	121	92	218	104
2000	225	186	210	212	195

Sumber : Analisis perhitungan

Dari hasil uji konsistensi data hujan yang dilakukan dengan metode kuva massa ganda, terdapat data yang tidak konsisten yaitu pada data hujan dari stasiun Kalisapi pada tahun 2001 dan 2000. Maka data ini perlu dikoreksi dengan menghitung nilai M_1 dan M_2

$$\text{-Sebelum dikoreksi : } F = \frac{M_1}{M_2} = \frac{1,149129718}{0,884127067} = 1,29973367$$

$$\text{-Sesudah dikoreksi : } F = \frac{M_1}{M_2} = \frac{1,149129718}{1,149129718} = 1$$

Berdasarkan hasil perhitungan koefisien kepencengan yang telah dilakukan, dapat disimpulkan untuk menghitung

curah hujan rancangan dengan menggunakan metode Distribusi Log Pearson Tipe III. Kemudian Didapat hasil perhitungan curah hujan rancangan dengan kala ulang (Tr) tertentu sebagai berikut.

Tabel 4 Hasil perhitungan curah hujan rancangan

Tr	R rata-rata	Sid	Kemencengan	Peluang	K	Curah Hujan Rancangan	
(tahun)	(Log)	(log)	(Cs)	(%)		Log	mm
1,01	1,942	0,242	0,593	99,010	-1,885	1,486	30,644
2	1,942	0,242	0,593	50,000	-0,098	1,919	82,934
5	1,942	0,242	0,593	20,000	0,801	2,136	136,809
10	1,942	0,242	0,593	10,000	1,328	2,264	183,508
20	1,942	0,242	0,593	5,000	1,734	2,362	230,118
25	1,942	0,242	0,593	4,000	1,937	2,411	257,690
50	1,942	0,242	0,593	2,000	2,356	2,512	325,394
100	1,942	0,242	0,593	1,000	2,750	2,608	405,399
500	1,942	0,242	0,593	0,500	2,920	2,649	445,681
1000	1,942	0,242	0,593	0,100	3,950	2,898	791,050

Sumber : Analisis perhitungan

Hasil plot data pada kertas distribusi untuk uji *Smirnov-Kolmogorov* diperoleh nilai $D_{max} = 0,120$ lebih kecil dari nilai $D_0 = 0,290$, maka dari itu artinya sudah memenuhi (karena jika $D_{max} < D_0$ berarti sudah memenuhi). Sementara untuk uji *Chi-Square* diperoleh nilai X^2 hitungan = 4,67 lebih kecil dari nilai X^2 tabel = 5,99, maka itu artinya sudah memenuhi

Setelah perhitungan uji kesesuaian distribusi selesai akan dilanjutkan dengan perhitungan Hujan Maksimum PMP

Perhitungan nilai Xm

$$X_m = X_p = (K_m \times S_p) = 99,729 + (15,08 \times 61,348) = 1024,949$$

Setelah itu nilai X_m akan dikalikan dengan factor justifikasi terhadap periode waktu pengamatan 1,008. Dan jadi untuk nilai PMP = $1024,949 \times 1,088 = 1115,14\text{mm}$

Setelah PMP sudah dihitung akan di cek dengan pengontrolan PMF, dicek dari R100 dan R1000 di curah hujan rancangan apakah besaran 15%-50% PMP diperkirakan berada diantara Tr100-1000 tahun serta pengecekan harga rasio berada pada angka 2-6.

$$\text{Perhitungan 15\% PMP} = 15\% \times 1115,14 = 167,272$$

$$\text{Perhitungan 50\% PMP} = 50\% \times 1115,14 = 557,572$$

$$R_{100} = 405,399$$

$R_{1000} = 791,050$, Maka dari itu besaran 15%-50% PMP mempunyai Tr 100-1000

Perhitungan Rasio harga = Rasio PMP/R100 = $1115,14 / 405,399 = 2,751$, maka dari itu harga rasio masih berada diantara 2-6.

Setelah perhitungan PMP dilanjutkan dengan analisis curah hujan jam jamandengan metode PSA 007. Untuk mendapat curah hujan kritis, distribusi hujan disusun dalam bentuk gennta, dimana hujan tertinggi ditempatkan ditengah, tertinggi kedua sebelah kiri, tertinggi ketiga disebelahh kanan dan seterusnya. Berikut contoh hasil analisis curah hujan jam-jaman untuk durasi 12 jam

Tabel 5 Distribusi PSA 007 durasi 12 jam

Kala Ulang (tahun)	R ₂₄ (mm)	R ₁₂ (%)	Distribusi hujan (%)											
			Jam ke-											
1,01	28,88	88,00	25,42	2,00	2,00	2,00	2,80	11,00	60,60	8,00	2,80	2,00	2,00	2,00
2	78,17	88,00	68,79	2,00	2,00	2,00	2,93	11,00	60,20	8,00	2,93	2,00	2,00	2,00
5	128,95	88,00	113,47	2,00	2,00	2,00	3,33	11,00	59,00	8,00	3,33	2,00	2,00	2,00
10	172,96	88,00	152,20	2,00	2,00	2,00	4,00	11,00	57,00	8,00	4,00	2,00	2,00	2,00
25	216,89	88,00	190,86	2,00	2,00	2,00	4,33	12,00	55,00	8,00	4,33	2,00	2,00	2,00
50	242,88	88,00	213,73	2,00	2,00	2,00	5,00	12,00	53,00	8,00	5,00	2,00	2,00	2,00
100	306,69	88,00	269,89	2,00	2,00	2,00	5,33	12,00	52,00	8,00	5,33	2,00	2,00	2,00
200	382,10	88,00	336,25	2,00	2,00	2,00	5,44	12,00	51,67	8,00	5,44	2,00	2,00	2,00
500	420,06	88,00	369,66	2,00	2,00	2,00	5,78	12,00	50,67	8,00	5,78	2,00	2,00	2,00
1000	745,58	88,00	656,11	2,00	2,00	2,00	6,33	12,00	49,00	8,00	6,33	2,00	2,00	2,00
PMP	1.115,14	88,00	981,33	2,00	2,00	2,00	7,00	16,00	44,00	8,00	7,00	2,00	2,00	2,00

Lanjutan Tabel 5

Distribusi hujan (mm)											
Jam ke-											
1	0,51	0,51	0,71	2,80	15,40	2,03	0,71	0,51	0,51	0,51	0,51
1,38	1,38	1,38	2,02	7,57	41,41	5,50	2,02	1,38	1,38	1,38	1,38
2,27	2,27	2,27	3,78	12,48	66,95	9,08	3,78	2,27	2,27	2,27	2,27
3,04	3,04	3,04	6,09	16,74	86,76	12,18	6,09	3,04	3,04	3,04	3,04
3,82	3,82	3,82	8,27	22,90	104,98	15,27	8,27	3,82	3,82	3,82	3,82
4,27	4,27	4,27	10,69	25,65	113,28	17,10	10,69	4,27	4,27	4,27	4,27
5,40	5,40	5,40	14,39	32,39	140,34	21,59	14,39	5,40	5,40	5,40	5,40
6,72	6,72	6,72	18,31	40,35	173,73	26,90	18,31	6,72	6,72	6,72	6,72
7,39	7,39	7,39	21,36	44,36	187,29	29,57	21,36	7,39	7,39	7,39	7,39
13,12	13,12	13,12	41,55	78,73	321,49	52,49	41,55	13,12	13,12	13,12	13,12
19,63	19,63	19,63	68,69	157,01	431,78	78,51	68,69	19,63	19,63	19,63	19,63

Sumber : Analisis perhitungan

Setelah perhitungan PSA007 akan dilanjutkan ke hujan efektif Horton , Hujan efek tif dimaksudkan adalah nilai

limpasan curah hujan yang tidak mengalami infiltrasi ke dalam permukaan tanah, untuk perhitungannya akan di sematkan table seperti di bawah ini.

Tabel 6 Distribusi hujan efektif Horton durasi 12 jam

Kala Ulang (tahun)	Distribusi hujan efektif jam ke- (mm)												R _{12 eff}	R ₁₂	Koefisien Run-off
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	(mm)	(mm)	
1,01	-	-	-	-	-	5,40	-	-	-	-	-	-	5,40	25,42	0,21
2	-	-	-	-	-	31,41	-	-	-	-	-	-	31,41	68,79	0,46
5	-	-	-	-	2,47	56,95	-	-	-	-	-	-	59,42	113,47	0,52
10	-	-	-	-	6,73	76,75	2,18	-	-	-	-	-	85,66	152,20	0,56
25	-	-	-	-	12,89	94,97	5,27	-	-	-	-	-	113,13	190,86	0,59
50	-	-	-	0,63	15,64	103,28	7,10	0,69	-	-	-	-	127,32	213,73	0,60
100	-	-	-	4,33	22,38	130,34	11,59	4,39	-	-	-	-	173,03	269,89	0,64
200	-	-	-	8,25	30,34	163,72	16,90	8,31	-	-	-	-	227,52	336,25	0,68
500	-	-	-	11,30	34,35	177,29	19,57	11,36	-	-	-	-	253,87	369,66	0,69
1000	-	1,24	2,78	31,49	68,72	311,49	42,49	31,55	3,12	3,12	3,12	3,12	502,26	656,11	0,77
PMP	-	7,74	9,29	58,63	147,00	421,78	68,51	58,69	9,63	9,63	9,63	9,63	810,15	981,33	0,83

Sumber : Analisis Perhitungan

Selanjutnya perhitungan HSS Nakayasu akan diambil terbesar untuk mengisi Storage area pada Hec-RAS. Berikut QPMF untuk diambil debit nya sebagai acuan debit hujan adalah table dari HSS Nakayasu durasi 12 jam QPMF :

Tabel 7 HSS Nakayasu durasi 12 jam

t jam	Q m ³ /s/mm	R1	R2	R3	R4	R5	R6	R7	R8	R9	R10	R11	R12	Base Flow	Debit m ³ /s
		mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm		
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,04
1,00	0,47	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	0,04
2,00	2,49	-	3,65	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	3,69
3,00	4,12	-	19,26	4,38	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	23,68
4,00	3,12	-	31,90	23,12	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	55,06
5,00	2,36	-	24,13	38,29	27,64	-	-	-	-	-	-	-	-	0,04	90,10
6,00	1,78	-	18,26	28,96	145,91	69,31	-	-	-	-	-	-	-	0,04	262,48
7,00	1,36	-	13,81	21,91	241,65	365,82	198,87	-	-	-	-	-	-	0,04	842,10
8,00	1,13	-	10,54	16,58	182,81	605,87	1.049,62	32,30	-	-	-	-	-	0,04	1.897,76
9,00	0,94	-	8,75	12,65	138,30	458,34	1.738,37	170,48	27,67	-	-	-	-	0,04	2.554,61
10,00	0,78	-	7,27	10,50	104,62	346,74	1.315,09	282,35	146,06	4,54	-	-	-	0,04	2.217,20
11,00	0,65	-	6,03	8,72	79,86	262,31	994,87	213,60	241,90	23,96	4,54	-	-	0,04	1.835,83
12,00	0,54	-	5,01	7,24	66,31	200,23	752,62	161,59	183,00	39,68	23,96	4,54	-	0,04	1.444,21
13,00	0,45	-	4,16	6,01	55,05	166,24	574,50	122,24	138,44	30,01	39,68	23,96	4,54	0,04	1.164,87
14,00	0,38	-	3,45	4,99	45,71	138,02	476,98	93,31	104,73	22,71	30,01	39,68	23,96	0,04	983,59
15,00	0,33	-	2,95	4,14	37,95	114,59	396,01	77,47	79,94	17,18	22,71	30,01	39,68	0,04	822,68
16,00	0,29	-	2,57	3,54	31,51	95,14	328,79	64,32	66,37	13,11	17,18	22,71	30,01	0,04	675,29
17,00	0,25	-	2,23	3,08	26,16	78,99	272,98	53,40	55,11	10,89	13,11	17,18	22,71	0,04	555,87
18,00	0,22	-	1,94	2,68	22,36	65,58	226,64	44,34	45,75	9,04	10,89	13,11	17,18	0,04	459,54
19,00	0,19	-	1,69	2,33	19,45	56,05	188,17	36,81	37,99	7,50	9,04	10,89	13,11	0,04	383,06
20,00	0,17	-	1,47	2,03	16,91	48,75	160,83	30,56	31,54	6,23	7,50	9,04	10,89	0,04	325,79
21,00	0,14	-	1,28	1,76	14,71	42,40	139,89	26,12	26,18	5,17	6,23	7,50	9,04	0,04	280,33
22,00	0,12	-	1,11	1,53	12,80	36,88	121,67	22,72	22,38	4,29	5,17	6,23	7,50	0,04	242,33
23,00	0,11	-	0,97	1,33	11,13	32,08	105,82	19,76	19,47	3,67	4,29	5,17	6,23	0,04	209,97
24,00	0,09	-	0,84	1,16	9,68	27,90	92,04	17,19	16,93	3,19	3,67	4,29	5,17	0,04	182,11

Sumber : Analisis perhitungan

Setelah mendapat QPMF dari HSS Nakayasu setelah itu lanjut ke Kurva Tampung Waduk untuk memperoleh elevasi serta volume dari tampungan waduk .berikut adalah hasil analisis dari grafik yang menggambarkan kurva tampungan waduk.

Tabel 8 Tabel hubungan elevasi, luas area dan kapasitas tampungan waduk

Elevasi (mdpl)	Tinggi dari dasar (m)	Area (m ²)	Volume (m ³)
245,00	0	47.700,70	4,77
250,00	5	2.959,39	0,30
255,00	10	173.174,55	17,32
260,00	15	238.747,35	23,87
265,00	20	336.947,69	33,69
270,00	25	448.895,00	44,89
275,00	30	566.086,63	56,61
280,00	35	704.917,89	70,49
285,00	40	869.486,55	86,95
290,00	45	997.993,57	99,80
295,00	50	1.156.315,53	115,63
300,00	55	1.316.524,39	131,65
305,00	60	1.490.280,77	149,03
310,00	65	1.699.386,31	169,94
315,00	70	1.912.740,89	191,27
320,00	75	2.121.826,65	212,18
325,00	80	2.392.686,00	239,2686
330,00	85	2.649.080,00	264,91
335,00	90	2.898.081	289,8081
340,00	95	3.185.185	318,5185
345,00	100	3.485.055,64	348,505564
350,00	105	3.828.879,57	382,887957
355,00	110	4.214.827,93	421,482793
360,00	115	4.642.809,11	464,280911
365,00	120	5.116.579,57	511,657957
370,00	125	5.642.106,31	564,210631
375,00	130	6.219.556,04	621,955604
380,00	135	6.851.618,60	685,161860
385,00	140	7.540.519,59	754,051959
390,00	145	8.290.923,91	829,092391
395,00	150	9.110.002,62	911,000262
400,00	155	10.008.245,62	1000,824562
405,00	160	11.088.761,61	1108,876161

270,00	25	448.895,00	44,89	4.851.084,66
275,00	30	566.086,63	56,61	7.382.881,83
280,00	35	704.917,89	70,49	10.554.055,64
285,00	40	869.486,55	86,95	14.482.879,57
290,00	45	997.993,57	99,80	19.147.890,93
295,00	50	1.156.315,53	115,63	24.528.809,11
300,00	55	1.316.524,39	131,65	30.706.579,57
305,00	60	1.490.280,77	149,03	37.719.106,31
310,00	65	1.699.386,31	169,94	45.687.556,04
315,00	70	1.912.740,89	191,27	54.712.618,60
320,00	75	2.121.826,65	212,18	64.794.519,59
325,00	80	2.392.686,00	239,2686	76.074.023,91
330,00	85	2.649.080,00	264,91	88.673.002,62
335,00	90	2.898.081	289,8081	102.536.245,62
340,00	95	3.185.185	318,5185	117.738.761,61

Sumber : Analisis perhitungan



Gambar 1 Grafik hubungan elevasi luas area dan kapasitas waduk

Sumber : Analisis perhitungan

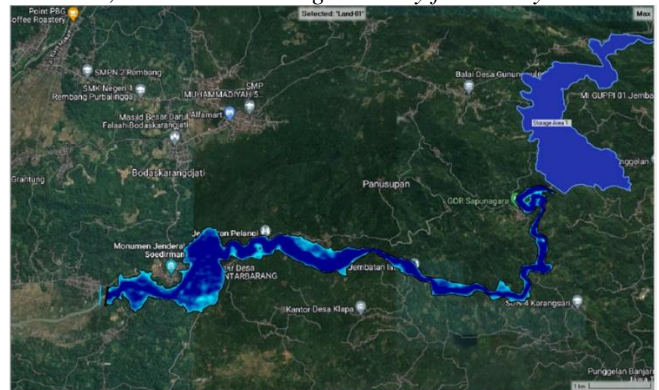
Setelah itu lanjut ke Flood routing untuk mengecek apakah bendungan akan mengalami keruntuhan akibat overtopping . Melalui perhitungan teoritis flood routing pelimpah untuk QPMF menunjukkan elevasi muka air waduk maksimal berada pada +330,10m dimana elevasi puncak bendungan pada elevasi +330 m sehingga kapasitas pelimpah tidak mampu menampung pengaliran QPMF dan terjadi overtopping. .

Selanjutnya Pemodelan keruntuhan bendungan gantung menggunakan HEC-RAS.

- Membuat project baru kemudian masuk ke option pilih unit system (US Customary/SI) ganti ke unit system nya dari US Customary ke System International (Metric System)
- Selanjutnya klik kanan pada menu layer terrains, dan pilih create a new ras terrain. Kemudian akan muncul jendela New Terrain Layer klik icon + dan pilih file DEMNAS lokasi penelitian selanjutnya klik open dan create, tunggu hingga proses create selsai dan peta DEMNAS akan keluar dihalaman utama RAS Mapper
- Langkah selanjutnya adalah klik kanan pada menu layer Map Layer dan pilih Add Web Imagery Layer untuk memasukan peta satelit wilayah yang akan ditinjau. Pada penelitian ini akan menggunakan peta Google Satellite. Peta google satelite yang dipilih overlay dengan peta DEMNAS yang sudah dimasukan sebelumnya
- Selanjutnya adalah mengolah data geometri untuk simulasi keruntuhan bendungan dengan cara klik kanan pada menu layer Geometries dan pilih Add New Geometry, maka akan muncul jendela New Geometry Data dan masukkan nama geometri yang akan dibuat, selanjutnya akan dilakukan permodelan semua komponen yang diperlukan untuk simulasi ini dengan cara klik kanan pada menu layer geometries dan pilih Edit geometri. Pada simulasi ini terdapat 2 tipe genangan yang akan digunakan yaitu genangan area waduk bendungan yang di modelkan dengan berdasarkan hubungan antara

elevasi dengan volume genangan, Sedangkan area genangan banjir dimodelkan sebagai genangan 2D Flow Area

- Lalu buat hulu dan hilir di area storage area serta parameter menggunakan boundary condition lines
- Setelah itu menghubungkan storage area dan 2D Flow area dengan SA/2D area connection. Setelah itu edit weir embankment dan input data dimensi bangunan penghubung yang disimulasikan
- Setelah itu edit gate untuk membuat jalur keluar air dari bendungan .
- Setelah itu klik breach plan lalu centang breach this structure lalu klik parameter kalkulator dan isikan dimensi dari bendungan dan volume terbesar yg sudah dihitung tadi. Setelah selesai pilih metode perhitungan.
- Setelah itu masukkan data data analisis hidrologi yang sudah di hitung, masuk ke bagian unsteady flow data untuk mengisi parameter I BC line downstream dengan normal depth dan isi friction slope 0,01. Setelah itu untuk storage area klik flow hydrograph dan isi dengan data banjir PMF serta atur tanggal mulai rekahan serta atur date time interval menjadi 1 jam.
- Setelah itu SA/2D Connection klik T.S Gate Opening dan isi data Routing PMF serta atur tanggal mulai rekahan seta date time interval atur menjadi 1 jam. Lalu klik Initial condition klik SA/Storage area 1 isi dengan elevasi puncak bendungan.
- Setelah semua sudah, running simulasi keruntuhan dengan klik *perform an unsteady flow analysis* kemudian *checklist* semua selain *sediment* atur tanggal awal kerekahan dan akhir dari rekahan, ubah computation setting ke 1 jam untuk computation interval menjadi 1 menit, Setelah itu *running unsteady flow analysis*



Gambar 2 Tampilan hasil simulasi

Sumber :HEC-RAS

Dari hasil simulasi keruntuhan bendungan Gantung di modelkan dengan 1 skenario keruntuhan yaitu overtopping. Berikut adalah hasil simulasi keruntuhan bendungan Gantung dengan menggunakan HEC-RAS 6.3.1.

Tabel 9 Wilayah terdampak banjir potensi keruntuhan tubuh bendungan Gantung akibat overtopping

No	Dusun	Desa	Kecamatan	Kabupaten	Jarak dari bendungan (km)	Kedalaman banjir Max (m)	Kecepatan aliran Max (m/s)	Waktu datang banjir (jam)
1	Punagara	Karangbawang	Rembang	Purbalingga	1	5,99	1512,19	48
2	Limus	Karangbawang	Rembang	Purbalingga	6,19	10,3	25,31	14.267
3	Dusun I	Bantarbarang	Rembang	Purbalingga	9,26	7,5	16,61	7,87
4	Dusun II	Bantarbarang	Rembang	Purbalingga	14,41	26,13	180,29	9,17

Sumber : Analisis perhitungan

Berdasarkan hasil dari simulasi terlihat banjir melewati desa-desa yang berada di jalur sungai dari bendungan. Dusun terdekat yang terdampak banjir adalah Dusun Punagara yang berjarak 1 km dari bendungan dengan kedalaman banjir mencapai 5,99m serta kecepatan max 1512,19m/s. Sedangkan, dusun terjauh terdampak banjir adalah Dusun II Desa Bantarbarang yang jaraknya 14,41 km dari bendungan

4. KESIMPULAN

Dari hasil analisis yang telah dilakukan serta terhadap simulasi keruntuhan Bendungan Gintung dapat disimpulkan bahwa :

1. Bendungan Gintung Alternatif 1 besaran debit banjir rencana yang terjadi pada Bendungan Gintung Alternatif 1 pada kala ulang 1000 dan PMF masing masing sebesar 1.698,21 m³/det dan 2.554,61 m³/det
2. Keruntuhan Bendungan Gintung disebabkan oleh overtopping . Akibatnya dari keruntuhan tersebut adalah

dengan kedalaman banjir mencapai 26,13m serta kecepatan max 180.29m/s

Untuk zona evakuasi akan diambil di dua titik yang jauh dari area yang terdampak banjir yaitu di Gor Sapunagara yang berjarak 250 meter dari area banjir dan Lapangan di Kecamatan Rembang, Kabupaten Purbalingga yang berjarak 450 meter dari area banjir

terjadinya banjir besar pada daerah bagian hilir Bendungan Gintung . Tinggi genangan berbeda-beda setiap desa yang terkena dampak dari banjir tersebut, genangan pada tinggi maksimum berada di dusun II Desa Karangbarang yaitu sedalam 26,13m serta kecepatan alirannya maksimumnya sebesar 180,29m/s

3. Rekomendasi untuk mencegah keruntuhan bendungan adalah :

- Pengerukan sedimen secara berkala
- Memonitor secara intensif pada instrument bendungan
- Melakukan analisis kerusakan pada tubuh bendungan

DAFTAR PUSTAKA

- [1]. Murdiani, Kiki Marina, Sri Sangkawati, and Kresno Wikan Sadono. "Pemodelan Keruntuhan Bendungan Menggunakan HEC-RAS 2D Studi Kasus Bendungan Gondang, Kabupaten Karanganyar." *Rekayasa* 13.2 (2020): 205-211.
- [2]. Pemerintah Republik Indonesia, Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat Nomor 27/PRT/M/2015 tentang Bendungan. Jakarta.
- [3]. Suhada, Bahri, Hari Nugroho, and Henny Herawati. "Analisis Keruntuhan Bendungan Akibat Piping dan Pemetaan Genangan Banjir (Studi Kasus: Bendungan Saguling)." *JURNAL SAINTIS* 22.01 (2022): 1-10.
- [4]. Kurniyawan, Roni Dwi, and Ratna Septi Hendrasari. "Analisa Sebaran Banjir Akibat Keruntuhan Waduk Wadaslintang." *Inersia: Jurnal Teknik Sipil dan Arsitektur* 17.2 (2021): 96-105.
- [5]. Purwanto, Pradoko Indra, Pitojo Tri Juwono, and Runi Asmaranto. "Analisa Keruntuhan Bendungan Tugu Kabupaten Trenggalek." *Jurnal Teknik Pengairan: Journal of Water Resources Engineering* 8.2 (2017): 222-230.
- [6]. Wijayanti, Paska, Mamok Suprpto, and Agus P. Saido. "Analisis keruntuhan bendungan pacal." *Matriks Teknik Sipil* 1.4 (2013): 488.
- [7]. Khairi, Muhammad Ariq Fathyan, Heri Suprijanto, and Andre Primantyo Hendrawan. "Analisis Keruntuhan Bendungan Rukoh Kabupaten Pidie Menggunakan Aplikasi HEC-RAS dan Berbasis InaSAFE." *Jurnal Teknologi dan Rekayasa Sumber Daya Air* 2.1 (2022): 55-66.
- [8]. Aditya, Febrianto N. *ANALISA DAM BREAK BENDUNGAN TANJU DI KABUPATEN DOMPU*. Diss. Universitas Mataram, 2021.
- [9]. CHALID, IDHAM. *Analisis Keruntuhan Bendungan Pondok Menggunakan Hec-Ras 5.0. 7.(Dam Break Analysis Of Pondok Dam Using Hec-Ras 5.0. 7)*. 2022.
- [10]. Soedarmo, Ir. G. Djatmiko dan Ir. S.J. Edy Purnomo. 1993. *Mekanika Tanah 1 dan 2*. Yogyakarta: Kanisius.
- [11]. Soemarto, CD. 1986. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- [12]. Sosrodarsono, Ir. Suyono & Kensaku Takeda. 1977. *Bendungan Type Urugan*. Jakart: Pradnya Paramita.