BAB IV
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 TINJAUAN UMUM

Dalam Menganalisis Waduk Setiabudi Barat ini, sebagai langkah awal dilakukan pengumpulan data. Data tersebut digunakan sebagai dasar perhitungan stabilitas maupun perencanaan teknis. Dari data curah hujan yang diperoleh, dilakukan analisis hidrologi yang menghasilkan debit banjir rencana. Analisis hidrologi untuk perencanaan waduk meliputi tiga hal, yaitu :

a. Aliran masuk (inflow) yang mengisi waduk.
b. Tampungan waduk.
c. Aliran keluar (outflow) untuk menganalisis jumlah air yang di buang ke sungai.

Perhitungan hidrologi sebagai penunjang pekerjaan analisis, dibutuhkan data meteorologi dan hidrometri. Data hujan harian selanjutnya akan diolah menjadi data curah hujan rencana, yang kemudian akan diolah menjadi debit banjir rencana (Soemarto, 1999). Data hujan harian didapatkan dari beberapa stasiun di sekitar lokasi rencana embung, di mana stasiun tersebut masuk dalam catchment area atau daerah aliaran sungai.

Adapun langkah-langkah dalam analisis hidrologi adalah sebagai berikut (Sosrodarsono, 1993) :

a. Menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) beserta luasnya.
b. Menentukan luas daerah pengaruh stasiun-stasiun penakar hujan dengan Metode Arithmatik.
c. Menentukan curah hujan maksimum tiap tahunnya dari data curah hujan yang ada.
d. Menganalisis curah hujan rencana dengan periode ulang T tahun.
e. Menghitung debit banjir rencana berdasarkan besarnya curah hujan rencana.

Analisis hidrolika penampang waduk dihitung dengan menggunakan program HEC-RAS. Dengan analisis ini dapat diketahui elevasi muka air pada penampang waduk saat suatu debit air melalui waduk tersebut. Hasil dari analisis ini merupakan parameter untuk analisis penanggulangan banjir pada lokasi tersebut.

Data-data yang diperlukan dalam analisis penampang waduk dengan bantuan software HEC-RAS adalah:

a. Penampang memanjang waduk
b. Potongan melintang sungai
c. Data debit yang melalui waduk
d. Angka manning penampang waduk

Data penampang memanjang dan potongan melintang sungai dapat dilihat pada Lampiran Data Perencanaan. Sebelum mulai analisis hidrolika ini, data-data yang diperlukan harus dipersiapkan. Tahap-tahap analisis hidrolika dengan program HEC-RAS adalah sebagai berikut:

- Membuat File HEC-RAS Baru
- Input Data Geometri Waduk
- Input Data Debit
- Analisis hidrolika dari data-data yang dimasukkan

4.2 PENENTUAN DAERAH ALIRAN SUNGAI

Dari lokasi waduk ini ke arah hulu, kemudian ditentukan batas daerah aliran sungai dengan menarik garis imajiner yang menghubungkan titik-titik yang memiliki kontur tertinggi sebelah kiri dan kanan sungai yang di tinjau (Soemarto, 1999).

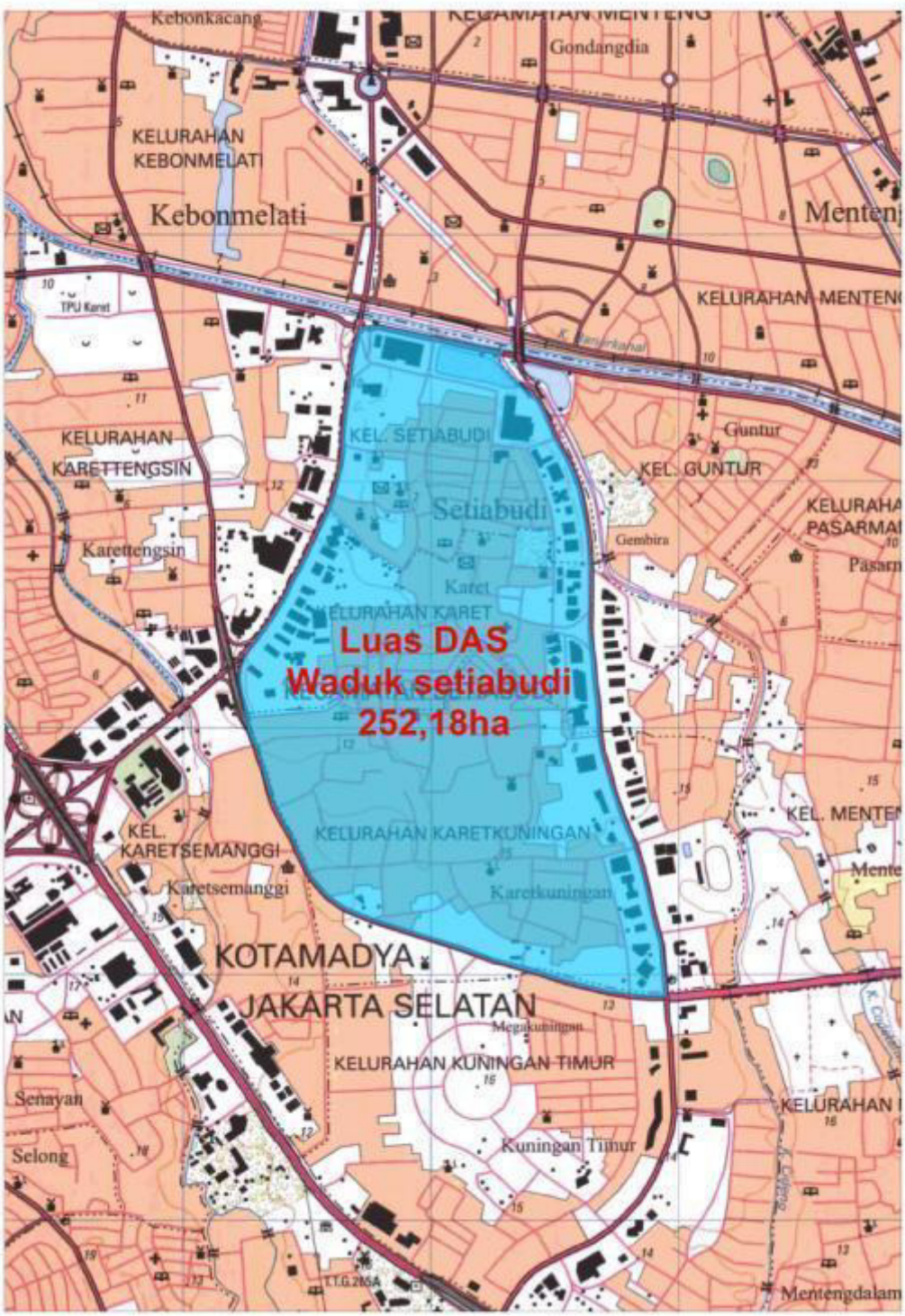
Adapun Persyaratan dalam menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah sebagai berikut :

a. Penentuan DAS sesuai dengan peta kontur/peta rupa bumi.
b. Penarikan garis DAS tegak lurus dengan garis lurus yang menunjukan ketinggian dari elevasi tinggi ke rendah atau dari hulu ke hilir.

c. DAS juga dapat di tentukan dilihat dari tata guna lahan, dapat berupa jalan, rel kereta api dan drainase ataupun sungai.

1. Penentuan Daerah Aliran Sungai Waduk Setiabudi Barat

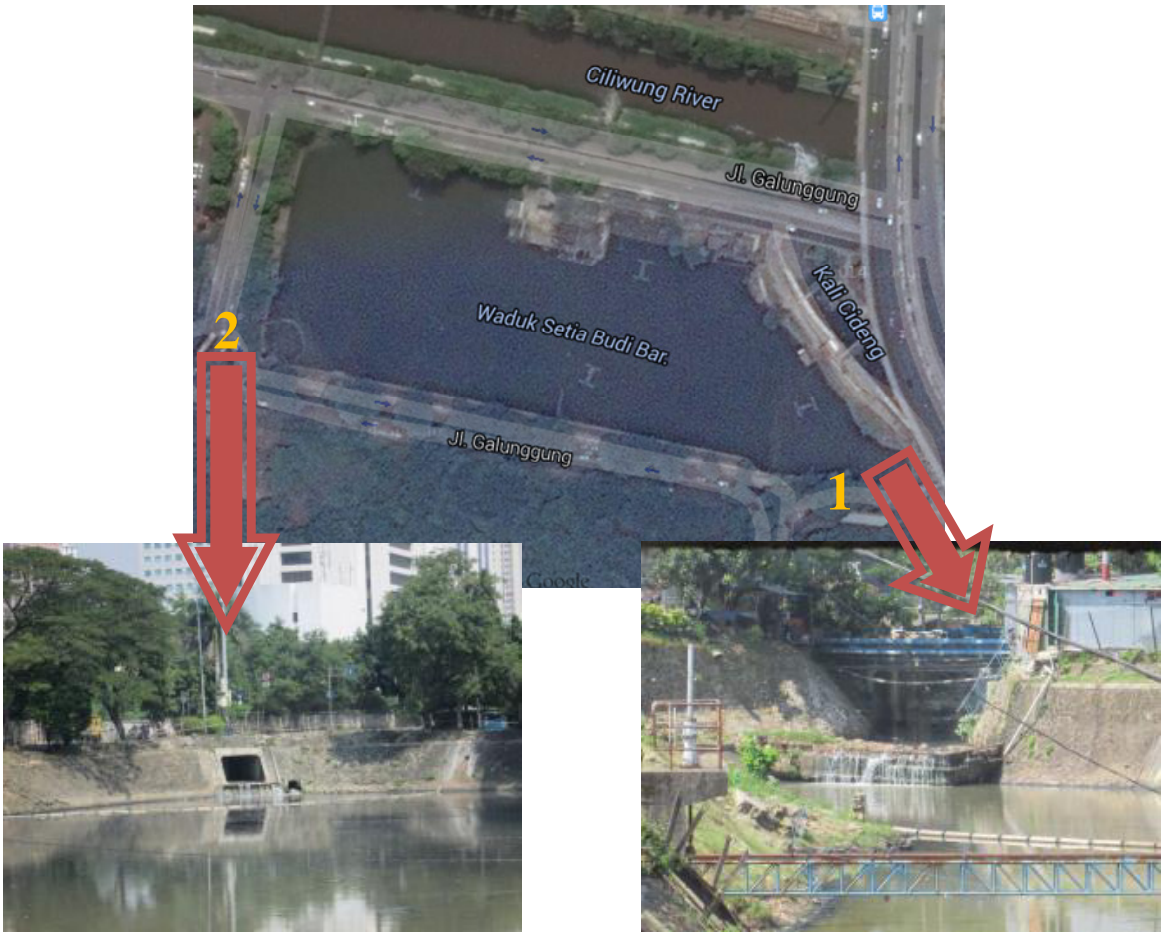
Waduk Setiabudi Barat melayani drainase dari kawasan Jalan Denpasar Raya, Jalan Prof. Dr. Satrio dan Jalan Sudirman dengan luas DAS sebesar 252,18 Ha. Hasil analisa terhadap kondisi lapangan dan peta rupa bumi yang digunakan mendapatkan Daerah Pengaliran Sungai (DPS) untuk lokasi Waduk Setiabudi Barat adalah 223 Ha. Penetapan Daerah Aliran Sungai (DAS) dam Daerah Pengaliran Sungai (DPS) pada daerah Waduk Setiabudi Barat, Jakarta Selatan dilakukan berdasar pada peta rupa bumi skala I : 25.000 yang dikeluarkan oleh BAKOSURTANAL Tahun 2000. Perhitungan luasan DAS ini diukur dengan menggunakan alat planimeter. Luas DAS Waduk Setiabudi Barat dapat dilihat pada Gambar IV-1.



Gambar IV-1 Daerah Aliran Sungai (DAS) Waduk Setiabudi Barat

2. Penentuan Daerah Aliran Sungai Gorong-Gorong Inflow Waduk Setiabudi Barat

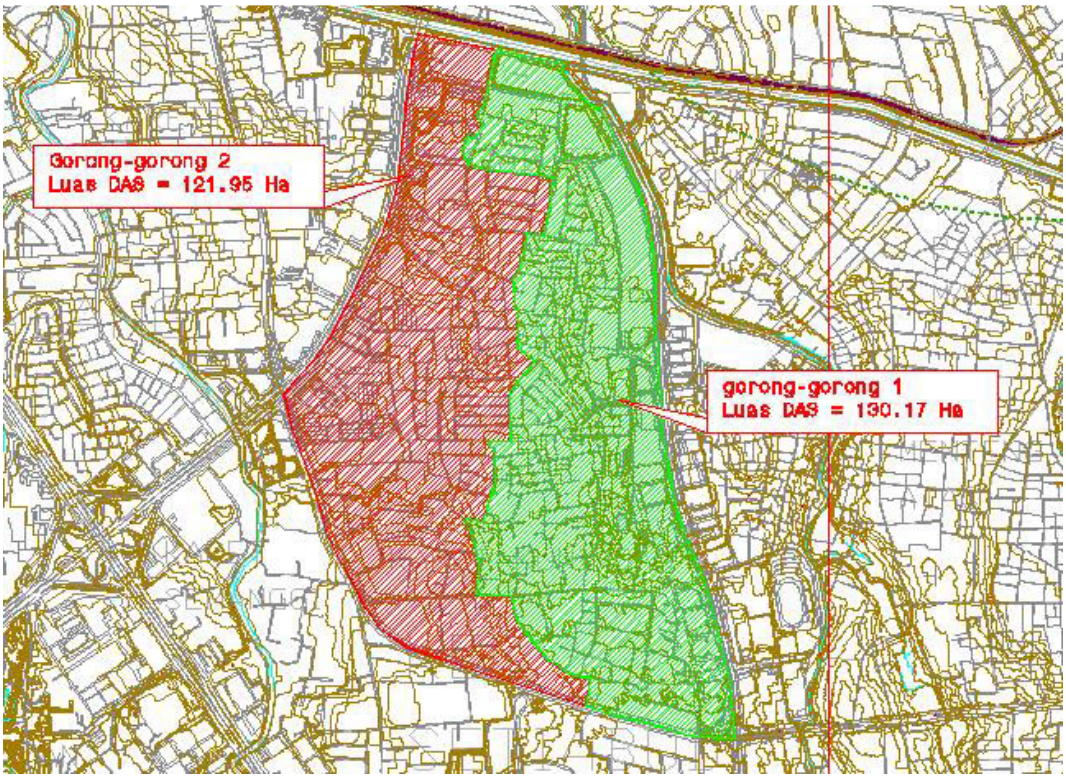
Pada Waduk Setiabudi Barat ini terdapat dua gorong-gorong yang merupakan inflow utama masuknya air untuk mengisi tampungan pada waduk. Gorong-gorong tersebut merupakan aliran air yang berasal dari sebagian besar pemukiman penduduk, perkantoran, apatermen dan gedung-gedung lainnya yang ada di sekitaran Waduk Setiabudi Barat atau yang masuk ke dalam kawasan catchment area Waduk Setiabudi Barat tersebut.



Gambar IV-2 Gorong-Gorong Inflow Pada Waduk Setiabudi Barat

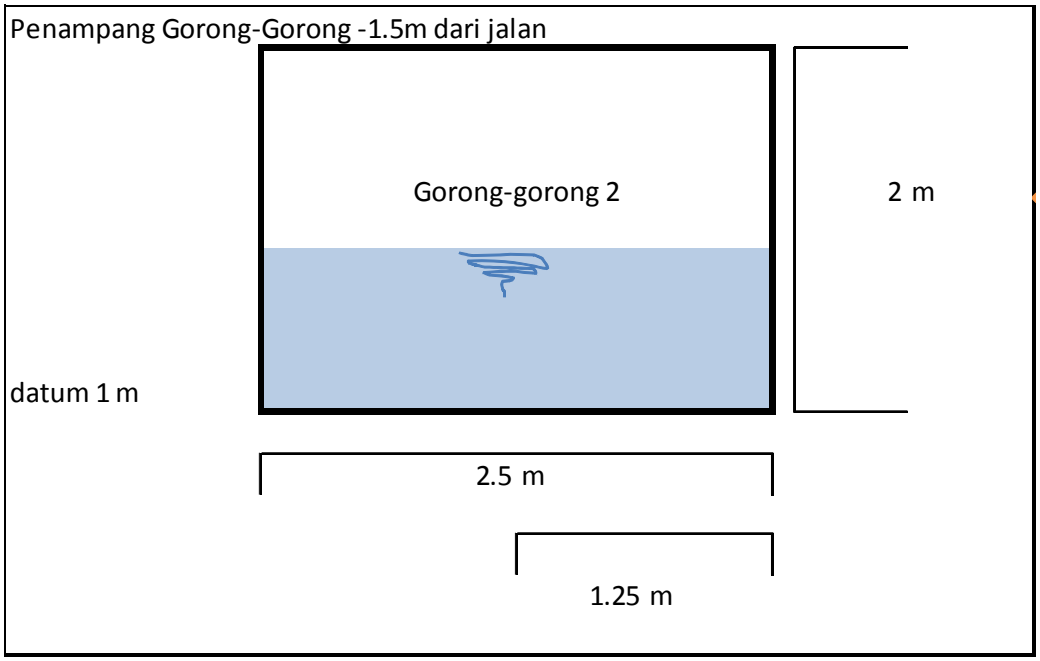
Masing-masing gorong-gorong memiliki luasan Daerah Aliran Sungai yang berbeda, dan memiliki dimensi yang dapat berpengaruh terhadap debit yang keluar dari gorong-gorong tersebut. Penetapan Daerah Aliran Sungai (DAS) dam

Daerah Pengaliran Sungai (DPS) pada daerah Waduk Setiabudi Barat, Jakarta Selatan dilakukan berdasar pada peta Tata Air daerah khusus DKI Jakarta.



Gambar IV-3 Gorong-Gorong Inflow Pada Waduk Setiabudi Barat

Berikut adalah Luas masing-masing DAS dan DPS gorong-gorong, dengan luas DAS gorong-gorong 1 adalah 130,77 Ha dan Luas DPS gorong-gorong 1 adalah 239,3 Ha. Lalu untuk Luas DAS gorong-gorong 2 adalah 121,95 Ha dan Luas DPS gorong-gorong 2 adalah 154,6 Ha.



Gambar IV-4 Dimensi dan Penampang Gorong-Gorong

Masing-masing dimensi dan penampang gorong-gorong memiliki angka yang sama. Sedangkan untuk Daerah Aliran Sungai memiliki luasan yang berbeda.

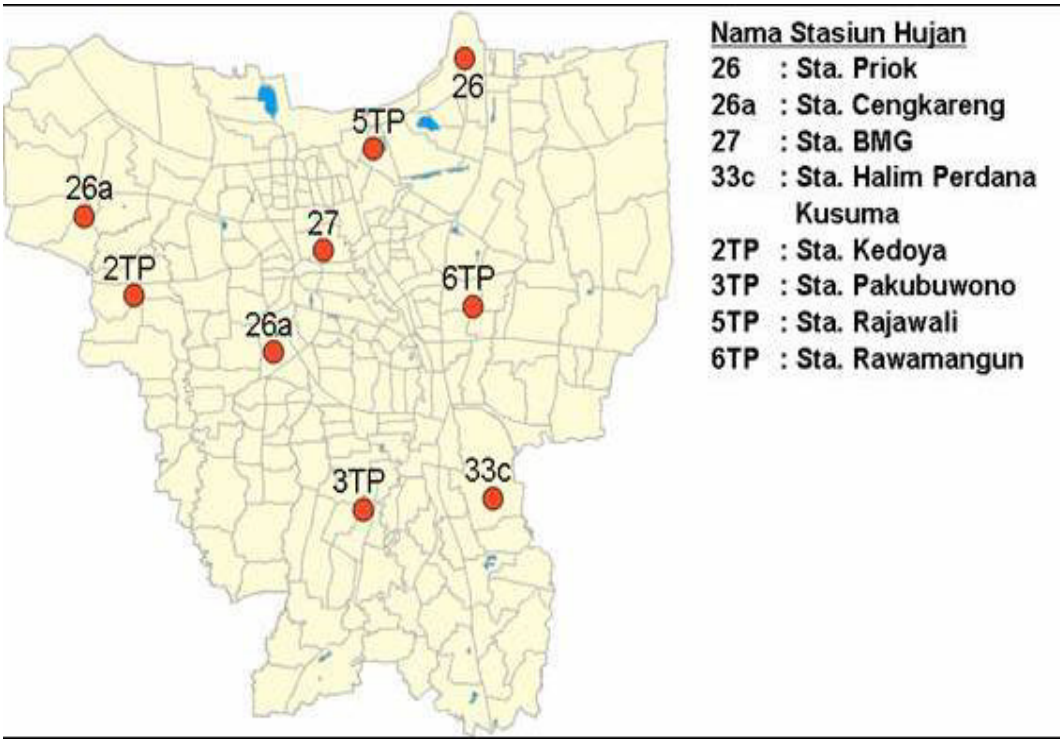
4.3 ANALISIS CURAH HUJAN

Analsis curah hujan di DAS Waduk Setiabudi Barat berdasarkan data hujan selama 15 tahun dari tahun 1998 hingga tahun 2012 yang diambil di dua stasiun yang berada di daerah tangkapan DAS Waduk Setiabudi Barat. Analisis tersebut di jelaskan pada sub bab berikut ini.

4.3.1 PENGAMATAN STASIUN PENGAMATAN HUJAN

Untuk melakukan analisis ini digunakan data curah hujan harian maksimum untuk tiap stasiun pengamat hujan yang akan digunakan dalam analisa hidrologi dengan panjang data minimal 10 tahun untuk masing-masing lokasi stasiun pengamat curah hujan. Data-data curah hujan yang dipakai pada analisis ini didapat berdasarkan pencatatan stasiun pengamat berikut ini :

1. Stasiun Tanjung Priok (No. Stasiun 26)
2. Stasiun Cengkareng (No. Stasiun 26a)
3. Stasiun BMG (No. Stasiun 27)
4. Stasiun Halim Perdanakesuma (No. Stasiun 33c)
5. Stasiun Pakubuwono (No. Stasiun 3TP)
6. Stasiun Rajawali (No. Stasiun 5TP)
7. Stasiun Rawamangun (No. Stasiun 6)



Gambar IV-5 Peta Lokasi Stasiun Hujan DKI Jakarta

Curah hujan yang diperlukan untuk menyusun rancangan pemanfaatan air adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Stasiun-stasiun pengamat hujan yang tersebar pada suatu daerah aliran dapat dianggap sebagai titik (point). Tujuan mencari hujan rata-rata adalah mengubah hujan titik (point rainfall) menjadi hujan wilayah (regional rainfall) atau mencari suatu nilai yang dapat mewakili pada suatu daerah aliran.

Oleh karena data-data yang tersedia hanya data hujan historis maka perhitungan hidrologi berdasarkan data curah hujan tersebut yaitu pada stasiun hujan yang berpengaruh terhadap DPS yang bersangkutan. Stasiun Hujan yang dipakai sebagai dasar perhitungan hidrologi adalah Stasiun Cengkareng (No. Stasiun 26a) dan Stasiun BMG (No. Stasiun 27) data dari kedua stasiun hujan tersebut adalah 15 tahun. Data hujan yang dipergunakan adalah hujan harian maksimum tahunan dari ketiga stasiun hujan tersebut.

Metoda yang dipilih adalah metode arithmatik karena lokasi daerah studi daerah datar, stasiun-stasiun penakarnya banyak dan tersebar merata, dan masing-masing data tidak bervariasi banyak dari nilai rata-ratanya.

Untuk contoh perhitungan curah hujan dengan metode Arithmatik digunakan persamaan:

$$\overline{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 ..... + R_n}{n}$$

Di mana :

$\overline{R}$ = curah hujan rata-rata (mm)

R1,....,Rn = besarnya curah hujan pada masing-masing stasiun (mm)

n = banyaknya stasiun hujan

$$\overline{R} = \frac{55.00 + 162.60}{2}$$

$\overline{\mathbf{R}} = \mathbf{108.60\ mm}$ (hasil lainnya ditunjukan pada tabel 1)

Adapun cara perhitungan dispersi antara lain :

1. Perhitungan Harga Rata-rata ($\overline{X}$)

Rumus:

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

di mana :

$\overline{X}$ = curah hujan rata – rata (mm)

Xi = curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n = jumlah data

$$\overline{\mathbf{X}} = \frac{\mathbf{1710.3}}{\mathbf{15}} = \mathbf{114.02\ mm}$$

2. Standar Deviasi (SD)

Rumus:

$$SD = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{n}(X_i - \overline{X})^2}{n-1}}$$

di mana :

SD = standar deviasi

$\overline{X}$ = curah hujan rata-rata (mm)

X_i = curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n = jumlah data

$$\mathbf{SD} = \sqrt{\frac{(1710{,}3 - 114{,}02)^2}{15-1}} = \mathbf{32.27}$$

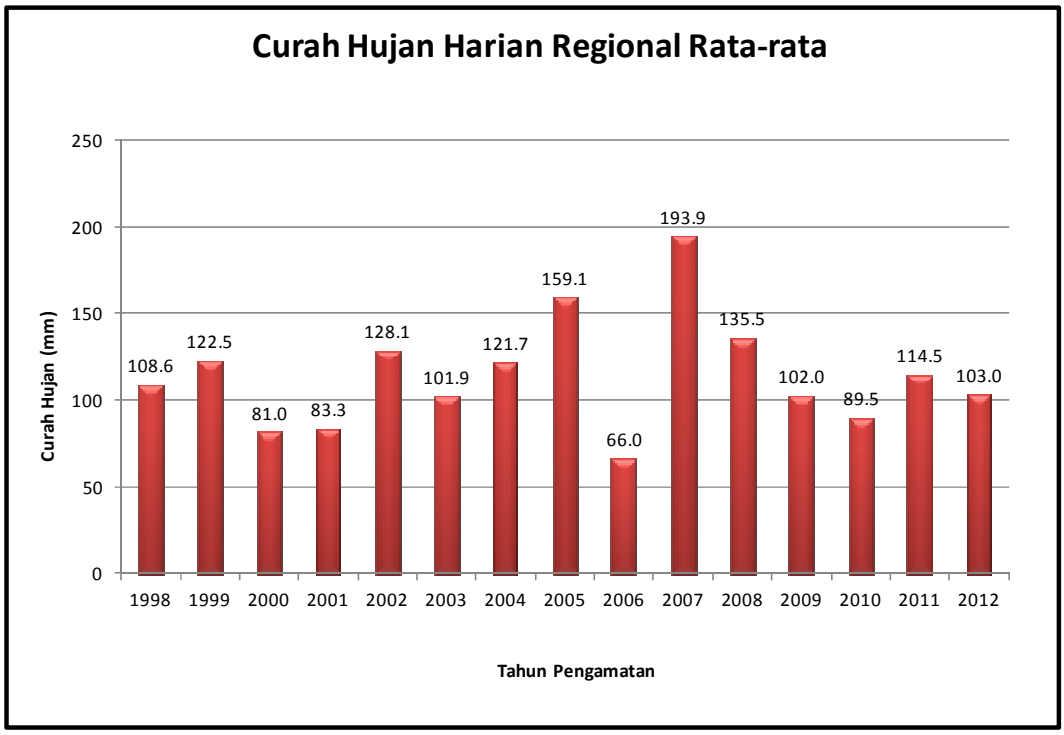
Berikut adalah tabel hasil perhitungan :

Tabel IV-1 Curah Hujan harian Maksimum Regional Waduk Setiabudi

(Sumber: data BMG dan hasil perhitungan)

TAHUN	S T A S I U N	S T A S I U N	Curah Hujan
	No. 26 a Cengkareng	No. 27 BMG	Regional
1998	55.00	162.20	108.60
1999	97.90	147.10	122.50
2000	94.00	68.00	81.00
2001	84.30	82.30	83.30
2002	88.00	168.10	128.05
2003	115.00	88.70	101.85
2004	114.00	129.30	121.65
2005	158.10	160.00	159.05
2006	60.00	72.00	66.00
2007	153.00	234.70	193.85
2008	78.00	193.00	135.50
2009	81.40	122.50	101.95
2010	86.00	93.00	89.50
2011	110.00	119.00	114.50
2012	101.00	105.00	103.00
Maximum	158.10	234.70	193.85
Rerata	98.38	129.66	114.02
Minimum	55.00	68.00	66.00
Standar Deviasi	28.97	47.79	32.27

Dari tabel perhitungan diatas, maka dapat diperoleh suatu diagram untuk menerangkan besarnya curah hujan harian regional rata-rata di waduk setiabudi barat, diagram tersebut dapat dilihat pada gambar di bawah ini :



Gambar IV-6 Diagram Curah Hujan Regional Waduk Setiabudi Barat

Diagram di atas menjelaskan bahwa curah hujan yang tinggi berada pada tahun 2007 dan mengalami penurunn di tahun berikutnya.

4.3.2 ANALISIS FREKUENSI HUJAN

Tujuan dari analisis frekuensi curah hujan adalah untuk memperoleh curah hujan dengan beberapa perioda ulang. Pada analisis ini digunakan beberapa metoda untuk memperkirakan curah hujan dengan periode ulang tertentu, yaitu:

a. Metoda Distribusi Normal
b. Metoda Distribusi Log Normal 2 Parameter
c. Metoda Distribusi Log Normal 3 Parameter
d. Metoda Distribusi Pearson Type III
e. Metoda Distribusi Log Pearson Type III

f. Metoda Distribusi Gumbel.

Metoda yang dipakai nantinya harus ditentukan dengan melihat karakteristik distribusi hujan daerah setempat. Periode ulang yang akan dihitung pada masing-masing metode adalah untuk periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun. Uraian masing-masing dari metoda yang dipakai adalah sebagai berikut :

Dari hasil analisa frekuensi untuk masing-masing stasiun curah hujan diatas, diperoleh intensitas curah hujan untuk beberapa periode ulang yang lazim digunakan untuk perencanaan.

1. Metoda Distribusi Normal

Persamaan Distribusi Normal sebagai berikut :

$$X_{Tr} = \overline{X} + K_T S$$

di mana:

X_{Tr} = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang Tahunan, (mm)

$\overline{X}$ = nilai rata-rata hitung variat, (mm)

S = deviasi standar nilai variat,

K_T = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang. (Nilai Variabel reduksi Gauss)

Contoh perhitungan distribusi normal :

X_{Tr} = 114,02 + (-3,05 x 32,27)

X_{Tr} = 15,61 mm

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi normal :

Tabel IV-2 Hasil Analisis Metode Distribusi Normal

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	No. Urut	X	X_{urut}	Tr (thn)
1	1998	8	108.60	193.85	16.00
2	1999	5	122.50	159.05	8.00
3	2000	14	81.00	135.50	5.33
4	2001	13	83.30	128.05	4.00
5	2002	4	128.05	122.50	3.20
6	2003	11	101.85	121.65	2.67
7	2004	6	121.65	114.50	2.29
8	2005	2	159.05	108.60	2.00
9	2006	15	66.00	103.00	1.78
10	2007	1	193.85	101.95	1.60
11	2008	3	135.50	101.85	1.45
12	2009	10	101.95	89.50	1.33
13	2010	12	89.50	83.30	1.23
14	2011	7	114.50	81.00	1.14
15	2012	9	103.00	66.00	1.07

Jumlah data	**n**	15
Nilai rata-rata	$\overline{X}$	114.02
Standard deviasi	S_X	32.27

Tr (tahun)	K_{Tr}	X_{Tr} (mm)	Peluang
1	-3.05	15.61	1.00
2	0.00	114.02	0.50
5	0.84	141.12	0.20
10	1.28	155.32	0.10
25	1.64	166.94	0.04
50	2.05	180.16	0.02
100	2.33	189.20	0.01

2. Metoda Distribusi Log Normal 2 Parameter

Perhitungan Distribusi Log Normal 2 Parameter sebagai berikut :

Koefisien variasi (Cv)

Rumus:

$$Cv = \frac{SD}{\overline{X}}$$

di mana :

Cv = koefisien Variasi

SD = standar deviasi

$\overline{X}$ = curah hujan rata-rata (mm)

$$\mathbf{Cv} = \frac{\mathbf{32,27}}{\mathbf{114,02}}$$

Cv = 0,283

Persamaan Distribusi Normal sebagai berikut :

$$X_{Tr} = \overline{X} + K_T S$$

di mana:

X_{Tr} = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang Tahunan, (mm)

$\overline{X}$ = nilai rata-rata hitung variat, (mm)

S = deviasi standar nilai variat,

K_T = nilai karakteristik distibusi Log Normal 2 Parameter yang nilainya bergantung dari koefisien variasi (CV)

Contoh perhitungan distribusi normal :

X_{Tr} = 114,02 + (-0,1341 x 32,27)

X_{Tr} = 109,69 mm

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi normal :

Tabel IV-3 Hasil Analisis Metode Distribusi Log Normal 2 Parameter

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	No. Urut	X	X urut	Tr (thn)
1	1998	8	109	194	16.00
2	1999	5	123	159	8.00
3	2000	14	81	136	5.33
4	2001	13	83	128	4.00
5	2002	4	128	123	3.20
6	2003	11	102	122	2.67
7	2004	6	122	115	2.29
8	2005	2	159	109	2.00
9	2006	15	66	103	1.78
10	2007	1	194	102	1.60
11	2008	3	136	102	1.45
12	2009	10	102	90	1.33
13	2010	12	90	83	1.23
14	2011	7	115	81	1.14
15	2012	9	103	66	1.07

Jumlah data	**n**	15
Standar deviasi	**S_X**	32.27
Nilai rata-rata	**$\overline{X}$**	114.02
Koefisien Variasi	**C_V**	0.283

Tr (tahun)	K_{Tr}	X_{Tr} (mm)	Peluang
2	-0.1341	109.69	0.50
5	0.7627	138.63	0.20
10	1.3215	156.66	0.10
25	1.9430	176.71	0.04
50	2.4765	193.93	0.02
100	2.9523	209.28	0.01

3. Metoda Distribusi Log Normal 3 Parameter

Perhitungan Distribusi Log Normal 3 Parameter sebagai berikut :

Koefisien Skewness (Cs)

Rumus:

$$Cs = \frac{n\sum_{i=1}^{n}(X_i - \overline{X})^3}{(n-1) \times (n-2) \times S^3}$$

di mana :

Cs = koefisien Skewness

S = standar deviasi

$\overline{X}$ = curah hujan rata-rata (mm)

X_i = curah hujan di stasiun hujan ke i (mm)

n = jumlah data

$$\mathbf{Cs} = \frac{\mathbf{(1710,3 - 114,02)^2}}{\mathbf{(15 - 1) \times (15 - 2) \times 32,27^3}}$$

$$\mathbf{Cs = 1,026}$$

Persamaan Distribusi Normal sebagai berikut :

$$X_{Tr} = \overline{X} + K_T S$$

di mana:

X_{Tr} = perkiraan nilai yang diharapkan terjadi dengan periode ulang Tahunan, (mm)

$\overline{X}$ = nilai rata-rata hitung variat, (mm)

S = deviasi standar nilai variat,

K_T = nilai karakteristik distibusi Log Normal 3 Parameter yang nilainya bergantung dari koefisien Skewness (CS)

Contoh perhitungan distribusi normal :

X_{Tr} = 114,02 + (-0,1525 x 32,27)

X_{Tr} = 109,10 mm

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi normal :

Tabel IV-4 Hasil Analisis Metode Distribusi Log Normal 3 Parameter

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	No. Urut	X	X urut	Tr (thn)
1	1998	8	108.60	193.85	16.00
2	1999	5	122.50	159.05	8.00
3	2000	14	81.00	135.50	5.33
4	2001	13	83.30	128.05	4.00
5	2002	4	128.05	122.50	3.20
6	2003	11	101.85	121.65	2.67
7	2004	6	121.65	114.50	2.29
8	2005	2	159.05	108.60	2.00
9	2006	15	66.00	103.00	1.78
10	2007	1	193.85	101.95	1.60
11	2008	3	135.50	101.85	1.45
12	2009	10	101.95	89.50	1.33
13	2010	12	89.50	83.30	1.23
14	2011	7	114.50	81.00	1.14
15	2012	9	103.00	66.00	1.07

Jumlah data	**n**	15
Standar deviasi "X"	**S_X**	32.27
Nilai rata-rata "X"	**$\overline{X}$**	114.02
Koefisien Skewness	**C_S**	1.026

Tr (tahun)	K_{Tr}	X_{Tr} (mm)	Peluang
2	-0.1525	109.10	0.50
5	0.7415	137.94	0.20
10	1.3144	156.43	0.10
25	1.9670	177.49	0.04
50	2.5387	195.93	0.02
100	3.0489	212.39	0.01

4. Distribusi Pearson Type III

Persamaan Distribusi Pearson Type III sebagai berikut :

$$X_t = X_i + K_T.S_i$$

Dimana:

X_i = Nilai Rata-rata

S_i = Standar deviasi

C_s = Koefisien skewness

K_T = Faktor sifat distribusi Pearson Type III, yang merupakan fungsi dari besarnya Cs yang ditunjukan pada tabel.

Contoh perhitungan distribusi normal :

X_t = 114,02 + (-0,168 x 32,27)

X_t = 108,59 mm

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi normal :

Tabel IV-5 Hasil Analisis Metode Distribusi Pearson Type III

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	X	$(X_i - X)^3$
1	1998	108.60	-159
2	1999	122.50	610
3	2000	81.00	-36,002
4	2001	83.30	-28,991
5	2002	128.05	2,762
6	2003	101.85	-1,802
7	2004	121.65	444
8	2005	159.05	91,307
9	2006	66.00	-110,730
10	2007	193.85	508,743
11	2008	135.50	9,911
12	2009	101.95	-1,758
13	2010	89.50	-14,742
14	2011	114.50	0
15	2012	103.00	-1,338

Jumlah data yang dipergunakan	**n**	15
Jumlah nilai data	**ΣX**	1710.30
Nilai rata-rata	**$\overline{X}$**	114.02
Standard deviasi	**S_X**	32.27
koefisien kemencengan	**C_S**	1.026

Tr (tahun)	K_{Tr}	X_{Tr} (mm)	Peluang
2	-0.168	108.59	0.50
5	0.755	138.37	0.20
10	1.340	157.26	0.10
25	2.049	180.13	0.04
50	2.553	196.40	0.02
100	3.039	212.08	0.01

5. Log Pearson Type III

Perhitungan Distribusi Log Pearson Type III sebagai berikut :

Rata – rata Log

$$\overline{\log X} = \frac{\sum \log Xi}{N}$$

$$\overline{\log \mathbf{X}} = \frac{\log 30{,}629}{15} = \mathbf{2{,}042}$$

Standar Deviasi

$$Si = \sqrt{\frac{(\log Xi - \log X)^2}{N-1}}$$

$$Si = \sqrt{\frac{(30{,}629 - 2{,}042)^2}{15-1}}$$

Si = 0,118

Koefisien Skewness

$$Cs = \frac{\sum(\log Xi - \log X)^2}{(N-1).(N-2)Si^3}$$

$$Cs = \frac{(30{,}629 - 2{,}042)^2}{(15-1).(15-2)0{,}118^3}$$

Cs = 0,209

Persamaan Distribusi Log Pearson Type III sebagai berikut :

$$\log Xt = \overline{\log} Xi + KT.Si$$

Dimana:

KT = Koefisien frekuensi didapat dari tabel.

log Xt = 2,042 + (-0,035.0,118)

log Xt = 109,05

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi Log Pearson Type III :

Tabel IV-6 Hasil Analisis Metode Distribusi Log Pearson Type III

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	X	log X	$(\log X_1 - \log X)^2$	$(\log X_1 - \log X)^3$
1	1998	108.60	2.0358	0.00003	0.00000
2	1999	122.50	2.0881	0.00215	0.00010
3	2000	81.00	1.9085	0.01775	-0.00237
4	2001	83.30	1.9206	0.01466	-0.00178
5	2002	128.05	2.1074	0.00431	0.00028
6	2003	101.85	2.0080	0.00114	-0.00004
7	2004	121.65	2.0851	0.00188	0.00008
8	2005	159.05	2.2015	0.02554	0.00408
9	2006	66.00	1.8195	0.04936	-0.01097
10	2007	193.85	2.2875	0.06039	0.01484
11	2008	135.50	2.1319	0.00814	0.00073
12	2009	101.95	2.0084	0.00111	-0.00004
13	2010	89.50	1.9518	0.00808	-0.00073
14	2011	114.50	2.0588	0.00029	0.00000
15	2012	103.00	2.0128	0.00083	-0.00002

Jumlah data yang dipergunakan	**n**	15
Jumlah nilai 'log X'	**ΣlogX**	30.626
Nilai rata-rata 'log X' (mean)	**logX**	2.042
Jumlah selisih dengan mean pangkat 2	**$\Sigma(\log X_1 - \log X)^2$**	0.196
Standard deviasi 'log X'	**S_{logX}**	0.118
Jumlah selisih dengan mean pangkat 3	**$\Sigma(\log X_1 - \log X)^3$**	0.004
koefisien kemencengan	**C_S**	0.209

Tr (tahun)	K_{Tr}	$\log X_{Tr}$	X_{Tr} (mm)
2	-0.035	2.0376	109.05
5	0.829	2.1398	137.97
10	1.302	2.1956	156.90
25	1.821	2.2570	180.71
50	2.164	2.2975	198.39
100	2.478	2.3347	216.15

6. Metoda Distribusi Gumbel

Perhitungan Metoda Distribusi Gumbel sebagai berikut :

Faktor Frekuensi

$$K = (yt - yn)/Sn.$$

K = (0,3665 – 0,5128)/1,0206

K = -0,1433

Persamaan Distribusi Log Pearson Type III sebagai berikut :

$$Xtr = X + K. Sx$$

Dimana:

Xtr = Curah hujan untuk periode ulang T tahun (mm).

X = Curah hujan maksimum rata-rata

Sx = Standar deviasi

K = Faktor frekuensi

Sn, Yn = Faktor pengurangan deviasi standar rata-rata sebagai fungsi dari jumlah data.

Xtr = 114,02 + -0,1433. 1,0206

Xtr = 109,40

Berikut adalah hasil analisis persamaan distribusi Gumbel :

Tabel IV-7 Hasil Analisis Metode Distribusi Gumbel

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Tahun	X	$(X_1 - X)^2$	X_{urut}	Tr (tahun)
1	1998	108.60	29.38	193.85	16.00
2	1999	122.50	71.91	159.05	8.00
3	2000	81.00	1090.32	135.50	5.33
4	2001	83.30	943.72	128.05	4.00
5	2002	128.05	196.84	122.50	3.20
6	2003	101.85	148.11	121.65	2.67
7	2004	121.65	58.22	114.50	2.29
8	2005	159.05	2027.70	108.60	2.00
9	2006	66.00	2305.92	103.00	1.78
10	2007	193.85	6372.83	101.95	1.60
11	2008	135.50	461.39	101.85	1.45
12	2009	101.95	145.68	89.50	1.33
13	2010	89.50	601.23	83.30	1.23
14	2011	114.50	0.23	81.00	1.14
15	2012	103.00	121.44	66.00	1.07

Jumlah data yang dipergunakan	**n**	15
Jumlah nilai data	**ΣX**	1710.30
Nilai rata-rata	**X**	114.02
Jumlah selisih dengan mean pangkat 2	**$\Sigma(X_1 - X)^2$**	14574.92
Standard deviasi	**S_X**	32.27
Koefisien y_n (reduced mean)	**Y_n**	0.5128
Koefisien s_n (reduced S_d)	**S_n**	1.0206

Tr (tahun)	Y_{Tr}	X_{Tr} (mm)	Peluang
2	0.3665	109.40	0.50
5	1.4999	145.23	0.20
10	2.2504	168.95	0.10
25	3.1985	198.93	0.04
50	3.9019	221.17	0.02
100	4.6001	243.24	0.01

Dari hasil analisa frekuensi untuk masing-masing Lokasi Pekerjaan diatas, diperoleh intensitas curah hujan untuk beberapa periode ulang yang lazim digunakan untuk perencanaan.

Resume perhitungan intensitas curah hujan untuk beberapa periode ulang ini disajikan dalam tabel dan grafik berikut ini.

Tabel IV-8 Intensitas Curah Hujan Waduk Setiabudi Barat

(Sumber: hasil perhitungan)

Periode Ulang	Analisa Frekuensi Curah Hujan Rencana (mm)					
	Normal	Log Normal 2 Paramater	Log Normal 3 Paramater	Gumbell	Pearson III	Log Pearson III
2	114.02	109.72	109.10	109.40	108.59	109.05
5	141.12	138.85	137.94	145.23	138.37	137.97
10	155.32	156.57	156.43	168.95	157.26	156.90
25	166.94	176.63	177.49	198.93	180.13	180.71
50	180.16	193.98	195.93	221.17	196.40	198.39
100	189.20	209.20	212.39	243.24	212.08	216.15

4.3.3 ANALISIS UJI KESELARASAN DISTRIBUSI

Pengujian kecocokan sebaran dengan metode Smirnov-Kolmogorov adalah untuk menguji apakah sebaran yang dipilih dalam pembuatan duration curve cocok dengan sebaran empirisnya. Prosedur dasarnya mencakup perbandingan antara probabilitas kumulatif lapangan dan distribusi kumulat teori. Secara lengkap urutan pengerjaan uji kecocokan Smirnov-Kolmogorov yang dilakukan dengan tahapan sebagai berikut:

- Data curah hujan harian diurutkan dari kecil ke besar.
- Menghitung besarnya harga probabilitas dengan persamaan Weibull.
- Dari grafik pengeplotan data curah hujan di kertas probabilitas akan didapat perbedaan maksimum antara distribusi teoritis dan empiris yang disebut dengan Δhit. Harga Δhit tersebut kemudian dibandingkan dengan Δcr yang didapat dari tabel Smirnov-Kolmogorov untuk suatu derajat tertentu (Δ), di mana untuk bangunan-bangunan air harga Δ diambil 5 %.
- Bila harga Δhit < Δcr, maka dapat disimpulkan bahwa penyimpangan yang terjadi masih dalam batas-batas yang diijinkan.

Perhitungan uji kecocokan distribusi intensitas curah hujan dapat disimak dalam tabel dan grafik berikut ini.

Tabel IV-9 Resume Uji Kecocokan Curah Hujan Regional Waduk Setiabudi

(Sumber: hasil perhitungan)

No.	Selisih Untuk Nilai Kritis 5 %					
	Normal	Log Normal 2 Paramater	Log Normal 3 Paramater	Gumbell	Pearson III	Log Pearson III
1	33.88	28.15	27.43	**9.40**	27.64	31.36
2	9.41	10.70	10.69	**2.41**	10.46	13.70
3	11.87	2.70	2.30	**12.00**	2.79	0.67
4	7.59	2.95	2.25	**9.15**	2.92	1.96
5	6.93	2.91	1.99	**6.34**	2.80	2.93
6	2.19	0.80	1.91	**0.03**	0.98	0.16
7	4.13	2.49	1.22	**0.78**	2.25	4.32
8	5.42	5.05	3.64	**0.80**	4.76	7.70
9	0.28	7.70	6.17	**0.83**	7.37	11.12
10	7.72	6.11	4.48	**3.53**	5.74	10.25
11	16.11	3.83	2.10	**8.82**	3.42	8.64
12	2.90	14.00	12.18	**2.02**	13.55	19.46
13	29.43	18.20	16.29	**1.78**	17.72	24.26
14	12.63	18.64	16.66	**6.34**	18.14	25.29
15	9.36	31.91	29.86	**0.43**	31.38	39.11
Selisih Maks	33.88	31.91	29.86	12.00	31.38	39.11
Uji Kecocokan	35.00					
Korelasi	Diterima	Diterima	Diterima	**Diterima**	Diterima	Ditolak

Pengujian kecocokan sebaran adalah untuk menguji apakah sebaran yang di pilih dalam pembuatan duration curve cocok dengan sebaran empirisnya.

Pada analisis ini dilakukan uji kecocokan sebaran data menggunakan metode standar deviasi. Dari beberapa metode yang dilakukan kemudian dipilih sebaran yang cocok atau memenuhi standar deviasi.

Dari hasil perhitungan resume uji kecocokan curah hujan regional di atas, maka dipilih metoda distribusi gumbel. Karena jumlah perhitungan gumbel lebih kecil dengan selisih untuk nilai kritis 5 %, dan gumbel memiliki nilai selisih lebih kecil dengan metoda distribusi lainya.

4.3.4 INTENSITAS HUJAN RENCANA

Bermacam-macam metoda untuk menentukan intensitas hujan, terutama untuk intensitas hujan dalam waktu yang pendek. Ditinjau sifat data yang dipakai, metoda tersebut terbagi atas:

- Memakai data intensitas hujan yang dicatat dalam waktu yang pendek.
- Memakai curah hujan harian maksimum untuk berbagai periode ulang sebagai data basis.

Untuk memperoleh kurva IDF (Intensity Duration Frequency), digunakan metoda dari Prof. Talbot yang menggunakan data harian maksimum untuk mendapatkan intensitas hujan dengan rumus sebagai berikut:

$$I = \frac{a}{t + b}$$

di mana:

a,b = konstanta tak berdimensi
t = durasi hujan (menit)
I = intensitas hujan (mm/jam)

Untuk memperoleh konstanta a dan b digunakan rumus sebagai berikut:

$$a = \frac{[It]x[I^2] - [I^2t]x[I]}{Nx[I^2] - [I]x[I]} \quad ; \quad b = \frac{[It]x[I] - [I^2t]xN}{Nx[I^2] - [I]x[I]}$$

dengan:

N = jumlah data
I = intensitas curah hujan (mm)

Tabel IV-10 Intensitas Hujan Waduk Setiabudi Barat

(Sumber: hasil perhitungan)

No	Tahun	Curah hujan	intensitas
		Sungai	(mm/jam)
1	2	109.40	24.6
2	5	145.23	32.7
3	10	168.95	38.0
4	25	198.93	44.8
5	50	221.17	49.8
6	100	243.24	54.7

4.4 ANALISIS DEBIT BANJIR RENCANA

Penentuan debit banjir rencana, dilakukan menurut ketentuan Tata Cara Perhitungan Debit Banjir Rencana, SNI. Penentuan debit banjir yang dilakukan adalah dengan Metode Unit Hidrograf (Hidrograf Sintetik).

4.4.1 PENENTUAN DEBIT BANJIR RENCANA

Pada analisis ini digunakan metode hidrograf satuan sintetis nakayasu untuk menyelesaikan perhitungan analisis debit banjir rencana. Berikut perhitungan debit banjir nakayasu.

Parameter Unit Hidrograf yang dibutuhkan :

1. **Panjang Sungai/Saluran**

L = 223 Ha = 2,230 km

Panjang sungai/saluran di dapatkan dari penentuan Daerah Pengaliran Sungai (DPS) dengan menggunakan peta Tata Air daerah DKI Jakarta, yang sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

2. **Luas DAS**

F_{DAS} = 252,2 Ha = 2,522 km

Luas DAS di dapatkan dari penentuan Daerah Aliran Sungai (DAS) dengan menggunakan peta Rupa Bumi skala I : 25.000 yang dikeluarkan oleh BAKOSURTANAL Tahun 2000 daerah DKI Jakarta, yang sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

3. **Koef. Pengaliran DAS**

CW_{DAS} = 0,800

Data CW_{DAS} di dapat kan dari tabel Angka Koefisien Aliran Untuk Tata Guna Lahan, tabel bisa dilihat sebagai berikut :

Tabel IV-11 Angka Koefisien Aliran (C)

(Sumber: McGueen 1989 dalam Suripin 2003)

Tata guna lahan		*C*			C_{avg}
Kawasan Perdagangan	Komersial	0.70	~	0.95	0.83
	Sekitar komersial	0.50	~	0.70	0.60
Kawasan Industri	Industri kurang padat	0.50	~	0.80	0.65
	Industri padat	0.50	~	0.90	0.70
Kawasan Pemukiman	Pemukiman padat	0.65	~	0.80	0.73
	Pemukiman sedang	0.50	~	0.70	0.60
	Pemukiman tidak padat	0.30	~	0.50	0.40
Daerah hijau dan lain-lain	Lahan hijau	0.10	~	0.25	0.18
	Lapangan olahraga	0.20	~	0.35	0.28
	Lapangan golf	0.20	~	0.40	0.30
	Sawah dan hutan	0.10	~	0.30	0.20

Penetapan angka koefisien aliran ini mempersentasikan efek daerah aliran sungai terhadap kehilangan air hujan menjadi aliran permukaan, dimana angka koefisien aliran itu sendiri tergantung pada kondisi alam permukaan tanah. Maka untuk analasis debit banjir rencana angak koefisien aliran adalah 0,80 dilihat dari kondisi alam permukaan tanah di daerah pengaliran Waduk Setiabudi Barat ini kawasan pemukiman, dengan tata guna lahan berupa pemukiman yang padat dengan rata-rata nilai koefisien pada 0,65-0,80, dan karena kawasan Waduk setiabudi Barat itu sendiri adalah kawasan berpemukiman yang padat.

4. Time Tag (Tg)/Waktu Konsentrasi

Tg = 0,529 jam

Tg adalah time lag yaitu waktu antara hujan sampai debit puncak banjir (jam). Untuk perhitungan Time Tag(Tg) harus mengikuti syarat sebagai berikut:

Untuk L < 15 Km Nilai $Tg = 0{,}21\ L^{0{,}70}$

Untuk L > 15 Km Nilai $Tg = 0{,}40 + 0{,}058\ L$

Maka, Perhitungan Time Tag(Tg) pada Analisis ini adalah :

$Tg = 0{,}21\ L^{0{,}70} = 0{,}21 * 2{,}230*^{0{,}70} = 0{,}529$ jam

Dikarenakan nilai L dalam analisis ini kurang dari 15 Km.

5. Satuan Waktu Hujan (tr)

tr = 0,397 jam

Untuk perhitungan Satuan Waktu Hujan atau Waktu Hujan Efektif (Tr) harus mengikuti syarat sebagai berikut:

tr = 0,50Tg sampai 1,0Tg (jam)

maka, perhitungan peritungan Satuan Waktu Hujan (tr) pada Analisis ini adalah :

tr = 0,75 * 0,529 = 0,397 jam

di ambil nilai 0,75 dikarenakan nilai tengahnya.

6. Peak Time(Tp)/Tenggang Waktu

Tp = Tg + 0,8.tr = 0,85 jam

Untuk perhitungan Peak Time (Tp)/ Nilai tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir di hitung dengan persamaan di atas. Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan Peak Time (Tp) tersebut adalah :

Tp = 0,529 + 0,8 * 0,397 = 0,85 jam

Jadi hasil perhitungan Peak Time(Tp)/Nilai Tenggang waktu pada analisis hidrograf nakayasu ini adalah 0,85 jam.

7. Parameter Hidrograf

Parameter Alfa (α) = 2

Nilai α merupakan faktor koefisien yang ditetapkan berdasarkan bentuk hidrograf banjir yang terjadi pada daerah aliran sungai. Dengan besarnya α :

α = 2,0 Untuk daerah pengaliran biasa

α = 1,5 Untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat

α = 3,0 Untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat

jadi, ditentukan nilai α = 2,0 pada analisis hidrograf ini, karena kondisi aslinya berupa daerah pengaliran biasa

$T_{0,3}$ = 1,059

Parameter di atas adalah waktu yang diperlukan penurunan debit, dari debit puncak sampai 30% (jam) dengan penurunan debit $T_{0,30}$ dihitung dengan persamaan :

$T_{0,30} = \alpha \times Tg$,

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan $T_{0,30}$ tersebut adalah :

$T_{0,30}$ = 2,0 x 0,529 = 1,059

$0,5T_{0,3}$ = 0,53 jam

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan $0,5T_{0,30}$ tersebut adalah :

0,5 * 1,059 = 0,53 jam

$1{,}5T_{0,3}$ = 1,59 jam

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan $0{,}5T_{0,30}$ tersebut adalah :

1,5 * 1,059 = 1,59 jam

$2{,}0T_{0,3}$ = 2,12 jam

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan $2{,}0T_{0,30}$ tersebut adalah :

2,0 * 1,059 = 2,12 jam

8. Curah Hujan Spesifik (R_0)

R_0 = 1 mm

Parameter untuk Curah Hujan Spesifik (R_0) atau hujan satuan (mm) sudah di tentukan dengan nilai 1 mm.

9. Debit Puncak

Qp = 0,43 m³/dt/mm

Penentuan debit banjir yang dilakukan adalah dengan Metode Unit Hidrograf (Hidrograf Sintetik) dengan rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$Qp = \frac{CA.Ro}{3{,}6(0{,}3Tp + T_{0,3})}$$

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan Qp tersebut adalah :

$$Qp = \frac{0{,}80 \text{ x } 2{,}522 \text{ x } 1}{3{,}6(0{,}3 \text{ x } 0{,}85 + 1{,}059)} = 0{,}43 \text{ m³/dt/mm}$$

10. Base Flow

Qb = 0,21 m³/dt/mm

Maka apabila diuraikan persamaan perhitungan Base Flow atau aliran dasar tersebut adalah :

Qb = 0,5 * Qp = 0,5 * 0,43 = 0,21 m³/dt/mm

Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut :

1. Bagian lengkung naik (rising limb) hidrograf satuan mempunyai persamaan :

0 ≤ t ≤ Tp

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

dimana:

Q_t = Debit limpasan sebelum sampai puncak banjir (jam)

t = waktu (jam)

Persamaan tersebut apabila diuraikan menggunakan parameter yang sudah ada menjadi :

$$Q_t = 0,43\left(\frac{0,25}{0,85}\right)^{2,4} = 0,023 \text{ m}^3/\text{dt}$$

2. Bagian lengkung turun (decreasing limb) hidrograf satuan mempunyai persamaan:

$T_P \le t \le T_P + T_{0,30}$

$$Q_t = Q_p * 0.3^{\frac{t-TP}{TP}}$$

Persamaan tersebut apabila diuraikan menggunakan parameter yang sudah ada menjadi :

$$Q_t = 0,43 * 0.3^{\frac{1-0,85}{0,85}} = 0,355 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$T_p + T_{0,3} \le t \le T_p + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3}$

$$Q_t = Q_p * 0,3^{\frac{t-Tp+0,5T0,3}{1,5T0,3}}$$

Persamaan tersebut apabila diuraikan menggunakan parameter yang sudah ada menjadi :

$$Q_t = 0,43 * 0,3^{\frac{1.25-0,85+0,5 \text{ x } 0,53}{1,5\text{x } 1,59}} = 0,210 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$t \geq T_p + T_{0,3} + 1,5\ T_{0,3}$

$$Q_t = Q_p * 0.3^{\frac{t - Tp + 1,5T0,3}{2T0,3}}$$

Persamaan tersebut apabila diuraikan menggunakan parameter yang sudah ada menjadi :

$$Q_t = 0,43 * 0.3^{\frac{1,75 - 0,85 + 1,59}{2,12}} = 0,103 \text{ m}^3/\text{dt}$$

4.4.2 PERHITUNGAN DEBIT BANJIR

Berikut adalah masing-masing perhitungan debit banjir dalam menentukan analisis penanggulangan banjir di waduk setiabudi barat.

4.4.2.1 WADUK SETIABUDI BARAT

Berikut adalah perhitungan unit hidrograf waduk setiabudi barat yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-12 Perhitungan Unit Hidrograf Waduk Setiabudi Barat

(Sumber: hasil perhitungan)

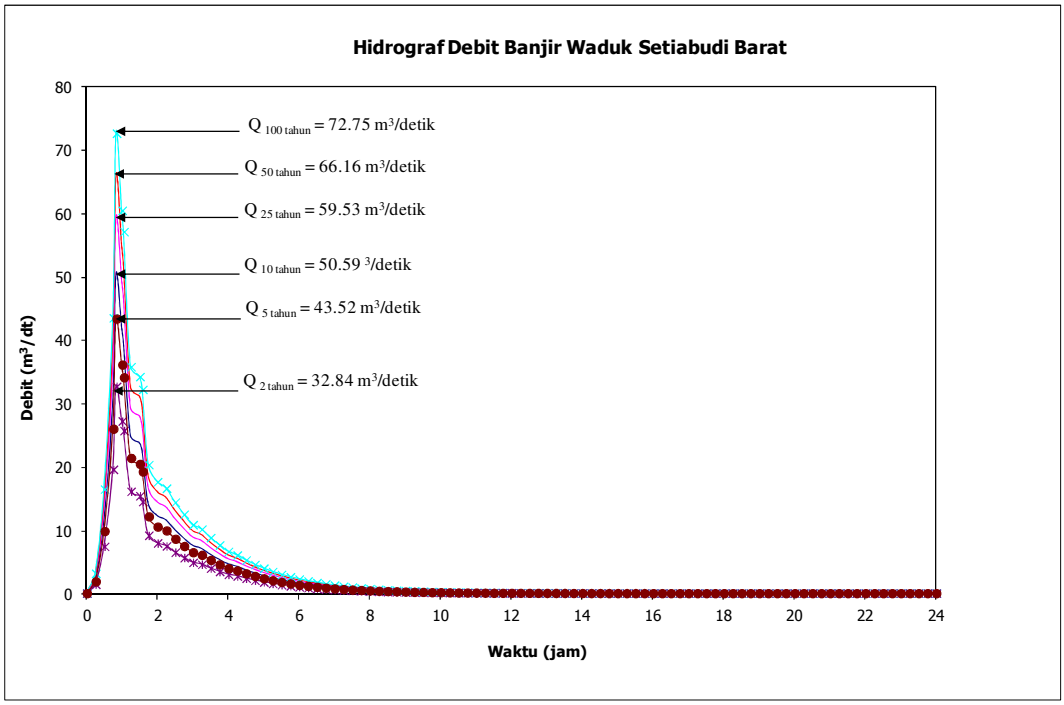
No	Parameter Unit Higrograf			
1	Panjang sungai/saluran (L)			
	L	=	2.230	km
2	Luas DAS			
	F_{DAS}	=	2.522	km^2
3	Koef. Pengaliran DAS			
	Cw_{DAS}	=	0.800	
4	Time tag (Tg)			
	Tg	=	0.529	jam
	Syarat :			
	L < 15 km; Tg = 0,4 +0,058L			
	L > 15 km; Tg = $0,21L^{0,7}$			
5	Satuan waktu hujan (tr)			
	tr	=	0.397	jam
	Syarat :			
	tr = 0,5 tg s.d 1,0 tg			
6	Peak time (Tp)			
	Tp = tg + 0,8.tr	=	0.85	jam
7	Parameter hidrograf			
	Parameter alfa (a)	=	2	
	$T_{0,3}$	=	1.059	
	$0,5T_{0,3}$	=	0.53	jam
	$1,5T_{0,3}$	=	1.59	jam
	$2,0T_{0,3}$	=	2.12	jam
8	Curah hujan spesifik (R_0)			
	R_0	=	1	mm
9	Debit puncak			
	Qp	=	0.43	$m^3/dt/mm$
10	Base flow			
	Qb	=	0.21	$m^3/dt/mm$

Berikut adalah hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-13 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: hasil perhitungan)

Waktu	Lengkung Naik	Lengkung Turun			Jumlah	Debit Unit Hidrograf
	0 < t < Tp	Tp < t < $T_{0,3}$	$T_{0,3}$ < t < $1,5T_{0,3}$	$1,5T_{0,3}$ < t < 24	Koef.	Qt
t	$(t/Tp)^{2,4}$	(t-Tp)	(t-Tp+0.5$T_{0,3}$)	(t-Tp+1.5$T_{0,3}$)		m^3/dt
jam		$T_{0,3}$	(1.5$T_{0,3}$)	(2$T_{0,3}$)		
1	2	3	4	5	6=2+3+4+5	7
0.00	0.00				0.00	0.000
0.25	0.05				0.05	0.023
0.50	0.29				0.29	0.123
0.75	0.76				0.76	0.325
0.84	1.00				1.00	0.426
1.00		0.15			0.15	0.355
1.05		0.20			0.20	0.335
1.25			0.59		0.59	0.210
1.50			0.75		0.75	0.173
1.58			0.80		0.80	0.163
1.75				1.18	1.18	0.103
2.00				1.30	1.30	0.089
2.25				1.42	1.42	0.077
2.50				1.54	1.54	0.067
2.75				1.65	1.65	0.058
3.00				1.77	1.77	0.050
3.25				1.89	1.89	0.044
3.50				2.01	2.01	0.038
3.75				2.13	2.13	0.033
4.00				2.25	2.25	0.028
4.25				2.36	2.36	0.025
4.50				2.48	2.48	0.021
4.75				2.60	2.60	0.019
5.00				2.72	2.72	0.016
5.25				2.84	2.84	0.014
5.50				2.96	2.96	0.012
5.75				3.08	3.08	0.010
6.00				3.19	3.19	0.009
6.25				3.31	3.31	0.008
6.50				3.43	3.43	0.007
6.75				3.55	3.55	0.006
7.00				3.67	3.67	0.005
7.25				3.79	3.79	0.004
7.50				3.91	3.91	0.004
7.75				4.02	4.02	0.003
8.00				4.14	4.14	0.003
8.25				4.26	4.26	0.003
8.50				4.38	4.38	0.002
8.75				4.50	4.50	0.002
9.00				4.62	4.62	0.002
9.25				4.73	4.73	0.001
9.50				4.85	4.85	0.001
9.75				4.97	4.97	0.001
10.00				5.09	5.09	0.001
10.25				5.21	5.21	0.001
10.50				5.33	5.33	0.001
10.75				5.45	5.45	0.001
11.00				5.56	5.56	0.001
11.25				5.68	5.68	0.000
11.50				5.80	5.80	0.000
11.75				5.92	5.92	0.000
12.00				6.04	6.04	0.000
12.25				6.16	6.16	0.000
12.50				6.27	6.27	0.000
12.75				6.39	6.39	0.000
13.00				6.51	6.51	0.000
13.25				6.63	6.63	0.000
13.50				6.75	6.75	0.000
13.75				6.87	6.87	0.000
14.00				6.99	6.99	0.000
14.25				7.10	7.10	0.000
14.50				7.22	7.22	0.000
14.75				7.34	7.34	0.000
15.00				7.46	7.46	0.000
15.25				7.58	7.58	0.000
15.50				7.70	7.70	0.000
15.75				7.82	7.82	0.000
16.00				7.93	7.93	0.000
16.25				8.05	8.05	0.000
16.50				8.17	8.17	0.000
16.75				8.29	8.29	0.000
17.00				8.41	8.41	0.000
17.25				8.53	8.53	0.000
17.50				8.64	8.64	0.000
17.75				8.76	8.76	0.000
18.00				8.88	8.88	0.000
18.25				9.00	9.00	0.000
18.50				9.12	9.12	0.000
18.75				9.24	9.24	0.000
19.00				9.36	9.36	0.000
19.25				9.47	9.47	0.000
19.50				9.59	9.59	0.000
19.75				9.71	9.71	0.000
20.00				9.83	9.83	0.000
20.25				9.95	9.95	0.000
20.50				10.07	10.07	0.000
20.75				10.18	10.18	0.000
21.00				10.30	10.30	0.000
21.25				10.42	10.42	0.000
21.50				10.54	10.54	0.000
21.75				10.66	10.66	0.000
22.00				10.78	10.78	0.000
22.25				10.90	10.90	0.000
22.50				11.01	11.01	0.000
22.75				11.13	11.13	0.000
23.00				11.25	11.25	0.000
23.25				11.37	11.37	0.000
23.50				11.49	11.49	0.000
23.75				11.61	11.61	0.000
24.00				11.73	11.73	0.000



Gambar IV-7 Grafik Hidrograf Debit Banjir Waduk Setiabudi Barat

Gambar diatas adalah Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang diambil dari masing-masing Periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun.

4.4.2.2 GORONG-GORONG 1 WADUK SETIABUDI BARAT

Berikut adalah perhitungan unit hidrograf gorong-gorong 1 waduk setiabudi barat yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-14 Perhitungan Unit Hidrograf Gorong-Gorong 1

(Sumber: hasil perhitungan)

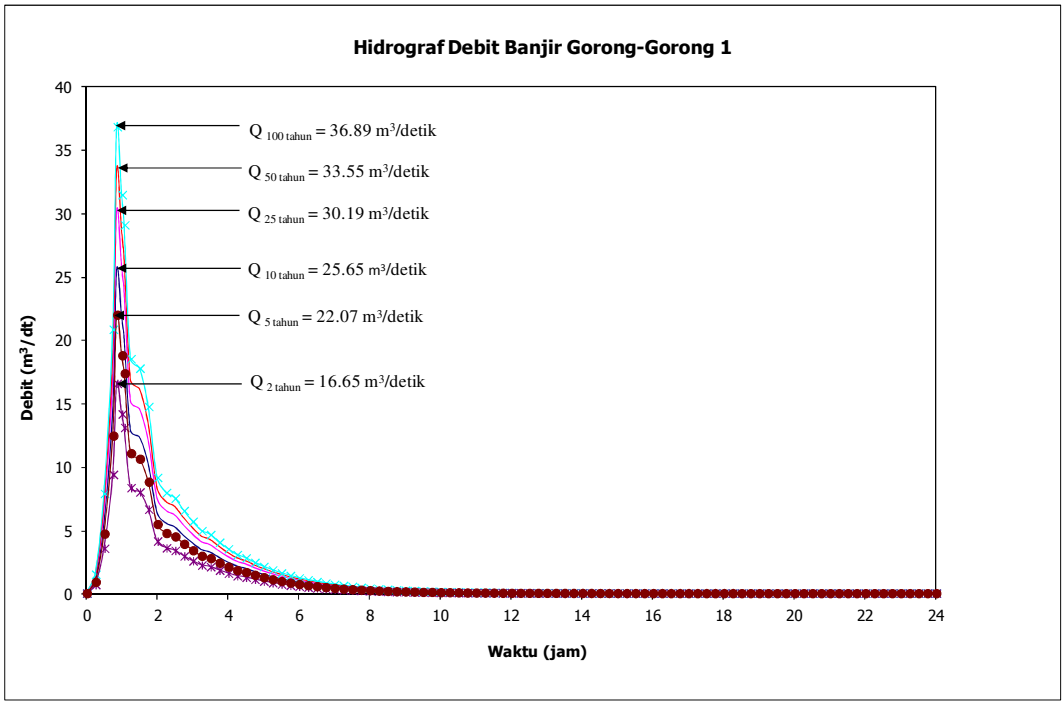
No	Parameter Unit Higrograf			
1	Panjang sungai/saluran (L)			
	L	=	2.393	km
2	Luas DAS			
	F_{DAS}	=	1.302	km^2
3	Koef. Pengaliran DAS			
	Cw_{DAS}	=	0.800	
4	Time tag (Tg)			
	Tg	=	0.539	jam
	Syarat :			
	L < 15 km; Tg = 0,4 +0,058L			
	L > 15 km; Tg = $0,21L^{0,7}$			
5	Satuan waktu hujan (tr)			
	tr	=	0.404	jam
	Syarat :			
	tr = 0,5 tg s.d 1,0 tg			
6	Peak time (Tp)			
	Tp = tg + 0,8.tr	=	0.86	jam
7	Parameter hidrograf			
	Parameter alfa (a)	=	2	
	$T_{0,3}$	=	1.078	
	$0,5T_{0,3}$	=	0.54	jam
	$1,5T_{0,3}$	=	1.62	jam
	$2,0T_{0,3}$	=	2.16	jam
8	Curah hujan spesifik (R_0)			
	R_0	=	1	mm
9	Debit puncak			
	Qp	=	0.22	$m^3/dt/mm$
10	Base flow			
	Qb	=	0.11	$m^3/dt/mm$

Berikut adalah hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-15 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: hasil perhitungan)

Waktu	Lengkung Naik	Lengkung Turun			Jumlah	Debit
	0 < t < Tp	Tp < t < $T_{0,3}$	$T_{0,3}$ < t < $1,5T_{0,3}$	$1,5T_{0,3}$ < t < 24	Koef.	Unit Hidrograf
t	$(t/Tp)^{2,4}$	(t-Tp)	(t-Tp+0.5$T_{0,3}$)	(t-Tp+1.5$T_{0,3}$)		Qt
jam		$T_{0,3}$	(1.5$T_{0,3}$)	(2$T_{0,3}$)		m^3/dt
1	2	3	4	5	6=2+3+4+5	7
0.00	0.00				0.00	0.000
0.25	0.05				0.05	0.011
0.50	0.27				0.27	0.059
0.75	0.72				0.72	0.156
0.86	1.00				1.00	0.216
1.00		0.13			0.13	0.185
1.07		0.20			0.20	0.171
1.25			0.57		0.57	0.109
1.50			0.73		0.73	0.090
1.61			0.80		0.80	0.083
1.75				1.16	1.16	0.053
2.00				1.28	1.28	0.046
2.25				1.40	1.40	0.040
2.50				1.51	1.51	0.035
2.75				1.63	1.63	0.030
3.00				1.74	1.74	0.026
3.25				1.86	1.86	0.023
3.50				1.98	1.98	0.020
3.75				2.09	2.09	0.017
4.00				2.21	2.21	0.015
4.25				2.33	2.33	0.013
4.50				2.44	2.44	0.011
4.75				2.56	2.56	0.010
5.00				2.67	2.67	0.009
5.25				2.79	2.79	0.008
5.50				2.91	2.91	0.007
5.75				3.02	3.02	0.006
6.00				3.14	3.14	0.005
6.25				3.26	3.26	0.004
6.50				3.37	3.37	0.004
6.75				3.49	3.49	0.003
7.00				3.60	3.60	0.003
7.25				3.72	3.72	0.002
7.50				3.84	3.84	0.002
7.75				3.95	3.95	0.002
8.00				4.07	4.07	0.002
8.25				4.19	4.19	0.001
8.50				4.30	4.30	0.001
8.75				4.42	4.42	0.001
9.00				4.53	4.53	0.001
9.25				4.65	4.65	0.001
9.50				4.77	4.77	0.001
9.75				4.88	4.88	0.001
10.00				5.00	5.00	0.001
10.25				5.12	5.12	0.000
10.50				5.23	5.23	0.000
10.75				5.35	5.35	0.000
11.00				5.47	5.47	0.000
11.25				5.58	5.58	0.000
11.50				5.70	5.70	0.000
11.75				5.81	5.81	0.000
12.00				5.93	5.93	0.000
12.25				6.05	6.05	0.000
12.50				6.16	6.16	0.000
12.75				6.28	6.28	0.000
13.00				6.40	6.40	0.000
13.25				6.51	6.51	0.000
13.50				6.63	6.63	0.000
13.75				6.74	6.74	0.000
14.00				6.86	6.86	0.000
14.25				6.98	6.98	0.000
14.50				7.09	7.09	0.000
14.75				7.21	7.21	0.000
15.00				7.33	7.33	0.000
15.25				7.44	7.44	0.000
15.50				7.56	7.56	0.000
15.75				7.67	7.67	0.000
16.00				7.79	7.79	0.000
16.25				7.91	7.91	0.000
16.50				8.02	8.02	0.000
16.75				8.14	8.14	0.000
17.00				8.26	8.26	0.000
17.25				8.37	8.37	0.000
17.50				8.49	8.49	0.000
17.75				8.60	8.60	0.000
18.00				8.72	8.72	0.000
18.25				8.84	8.84	0.000
18.50				8.95	8.95	0.000
18.75				9.07	9.07	0.000
19.00				9.19	9.19	0.000
19.25				9.30	9.30	0.000
19.50				9.42	9.42	0.000
19.75				9.53	9.53	0.000
20.00				9.65	9.65	0.000
20.25				9.77	9.77	0.000
20.50				9.88	9.88	0.000
20.75				10.00	10.00	0.000
21.00				10.12	10.12	0.000
21.25				10.23	10.23	0.000
21.50				10.35	10.35	0.000
21.75				10.47	10.47	0.000
22.00				10.58	10.58	0.000
22.25				10.70	10.70	0.000
22.50				10.81	10.81	0.000
22.75				10.93	10.93	0.000
23.00				11.05	11.05	0.000
23.25				11.16	11.16	0.000
23.50				11.28	11.28	0.000
23.75				11.40	11.40	0.000
24.00				11.51	11.51	0.000



Gambar IV-8 Grafik Hidrograf Debit Banjir Gorong-Gorong 1

Gambar diatas adalah Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang diambil dari masing-masing Periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun.

4.4.2.3 GORONG-GORONG 2 WADUK SETIABUDI BARAT

Berikut adalah perhitungan unit hidrograf gorong-gorong 2 waduk setiabudi barat yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-16 Perhitungan Unit Hidrograf Gorong-Gorong 2

(Sumber: hasil perhitungan)

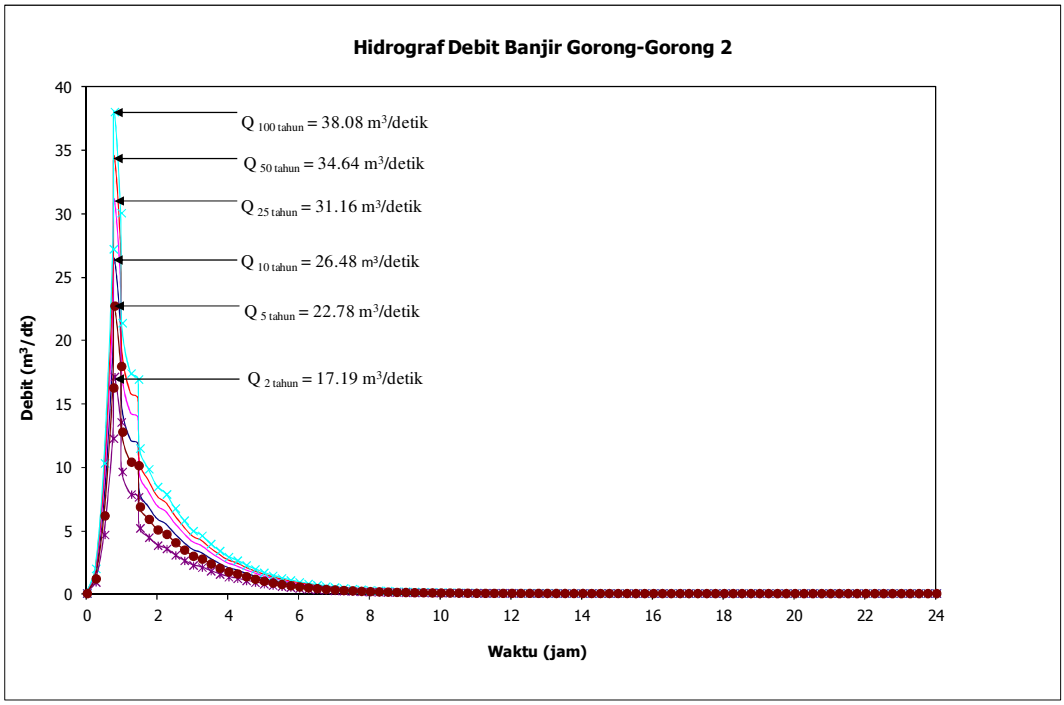
No	Parameter Unit Higrograf			
1	Panjang sungai/saluran (L)			
	L	=	1.546	km
2	Luas DAS			
	F_{DAS}	=	1.220	km^2
3	Koef. Pengaliran DAS			
	Cw_{DAS}	=	0.800	
4	Time tag (Tg)			
	Tg	=	0.490	jam
	Syarat :			
	L < 15 km; Tg = 0,4 +0,058L			
	L > 15 km; Tg = $0,21L^{0,7}$			
5	Satuan waktu hujan (tr)			
	tr	=	0.367	jam
	Syarat :			
	tr = 0,5 tg s.d 1,0 tg			
6	Peak time (Tp)			
	Tp = tg + 0,8.tr	=	0.78	jam
7	Parameter hidrograf			
	Parameter alfa (a)	=	2	
	$T_{0,3}$	=	0.979	
	$0,5T_{0,3}$	=	0.49	jam
	$1,5T_{0,3}$	=	1.47	jam
	$2,0T_{0,3}$	=	1.96	jam
8	Curah hujan spesifik (R_0)			
	R_0	=	1	mm
9	Debit puncak			
	Qp	=	0.22	$m^3/dt/mm$
10	Base flow			
	Qb	=	0.11	$m^3/dt/mm$

Berikut adalah hasil Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang mana penentuan parameter dan penguraian persamaan perhitungannya sudah dijelaskan pada sub bab sebelumnya.

Tabel IV-17 Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: hasil perhitungan)

Waktu	Lengkung Naik	Lengkung Turun			Jumlah	Debit Unit Hidrograf
	0 < t < Tp	Tp < t < $T_{0,3}$	$T_{0,3}$ < t < $1,5T_{0,3}$	$1,5T_{0,3}$ < t < 24		
t	$(t/Tp)^{2,4}$	(t-Tp)	(t-Tp+0.5$T_{0,3}$)	(t-Tp+1.5$T_{0,3}$)	Koef.	Qt
jam		$T_{0,3}$	(1.5$T_{0,3}$)	(2$T_{0,3}$)		m^3/dt
1	2	3	4	5	6=2+3+4+5	7
0.00	0.00				0.00	0.000
0.25	0.07				0.07	0.015
0.50	0.34				0.34	0.077
0.75	0.91				0.91	0.203
0.78	1.00				1.00	0.223
0.97		0.20			0.20	0.176
1.00			0.48		0.48	0.125
1.25			0.65		0.65	0.102
1.46			0.79		0.79	0.086
1.50				1.12	1.12	0.058
1.75				1.25	1.25	0.050
2.00				1.37	1.37	0.043
2.25				1.50	1.50	0.037
2.50				1.63	1.63	0.031
2.75				1.76	1.76	0.027
3.00				1.89	1.89	0.023
3.25				2.02	2.02	0.020
3.50				2.14	2.14	0.017
3.75				2.27	2.27	0.014
4.00				2.40	2.40	0.012
4.25				2.53	2.53	0.011
4.50				2.66	2.66	0.009
4.75				2.78	2.78	0.008
5.00				2.91	2.91	0.007
5.25				3.04	3.04	0.006
5.50				3.17	3.17	0.005
5.75				3.30	3.30	0.004
6.00				3.43	3.43	0.004
6.25				3.55	3.55	0.003
6.50				3.68	3.68	0.003
6.75				3.81	3.81	0.002
7.00				3.94	3.94	0.002
7.25				4.07	4.07	0.002
7.50				4.19	4.19	0.001
7.75				4.32	4.32	0.001
8.00				4.45	4.45	0.001
8.25				4.58	4.58	0.001
8.50				4.71	4.71	0.001
8.75				4.84	4.84	0.001
9.00				4.96	4.96	0.001
9.25				5.09	5.09	0.000
9.50				5.22	5.22	0.000
9.75				5.35	5.35	0.000
10.00				5.48	5.48	0.000
10.25				5.61	5.61	0.000
10.50				5.73	5.73	0.000
10.75				5.86	5.86	0.000
11.00				5.99	5.99	0.000
11.25				6.12	6.12	0.000
11.50				6.25	6.25	0.000
11.75				6.37	6.37	0.000
12.00				6.50	6.50	0.000
12.25				6.63	6.63	0.000
12.50				6.76	6.76	0.000
12.75				6.89	6.89	0.000
13.00				7.02	7.02	0.000
13.25				7.14	7.14	0.000
13.50				7.27	7.27	0.000
13.75				7.40	7.40	0.000
14.00				7.53	7.53	0.000
14.25				7.66	7.66	0.000
14.50				7.78	7.78	0.000
14.75				7.91	7.91	0.000
15.00				8.04	8.04	0.000
15.25				8.17	8.17	0.000
15.50				8.30	8.30	0.000
15.75				8.43	8.43	0.000
16.00				8.55	8.55	0.000
16.25				8.68	8.68	0.000
16.50				8.81	8.81	0.000
16.75				8.94	8.94	0.000
17.00				9.07	9.07	0.000
17.25				9.19	9.19	0.000
17.50				9.32	9.32	0.000
17.75				9.45	9.45	0.000
18.00				9.58	9.58	0.000
18.25				9.71	9.71	0.000
18.50				9.84	9.84	0.000
18.75				9.96	9.96	0.000
19.00				10.09	10.09	0.000
19.25				10.22	10.22	0.000
19.50				10.35	10.35	0.000
19.75				10.48	10.48	0.000
20.00				10.61	10.61	0.000
20.25				10.73	10.73	0.000
20.50				10.86	10.86	0.000
20.75				10.99	10.99	0.000
21.00				11.12	11.12	0.000
21.25				11.25	11.25	0.000
21.50				11.37	11.37	0.000
21.75				11.50	11.50	0.000
22.00				11.63	11.63	0.000
22.25				11.76	11.76	0.000
22.50				11.89	11.89	0.000
22.75				12.02	12.02	0.000
23.00				12.14	12.14	0.000
23.25				12.27	12.27	0.000
23.50				12.40	12.40	0.000
23.75				12.53	12.53	0.000
24.00				12.66	12.66	0.000



Gambar IV-9 Grafik Hidrograf Debit Banjir Gorong-Gorong 2

Gambar diatas adalah Grafik Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu yang diambil dari masing-masing Periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun.

4.5 PEMODELAN HIDROLIKA HEC-RAS 4.1.0

Tujuan dari pemodelan ini adalah untuk mendapatkan gambaran pendekatan kondisi eksisting dan mengetahui kondisi tampungan waduk apakah melebihi kapasitas ataupun mencukupi kapasitas dengan bantuan sebuah program komputer. Dengan pemodelan ini diharapkan agar mengetahui kondisi waduk ketika terjadi banjir maka akan dilakukan pemodelan ulang untuk alternatif penanggulangannya. Program komputer yang nantinya akan digunakan untuk pendekatan model hidrodinamik adalah aplikasi HEC-RAS 4.1.0.

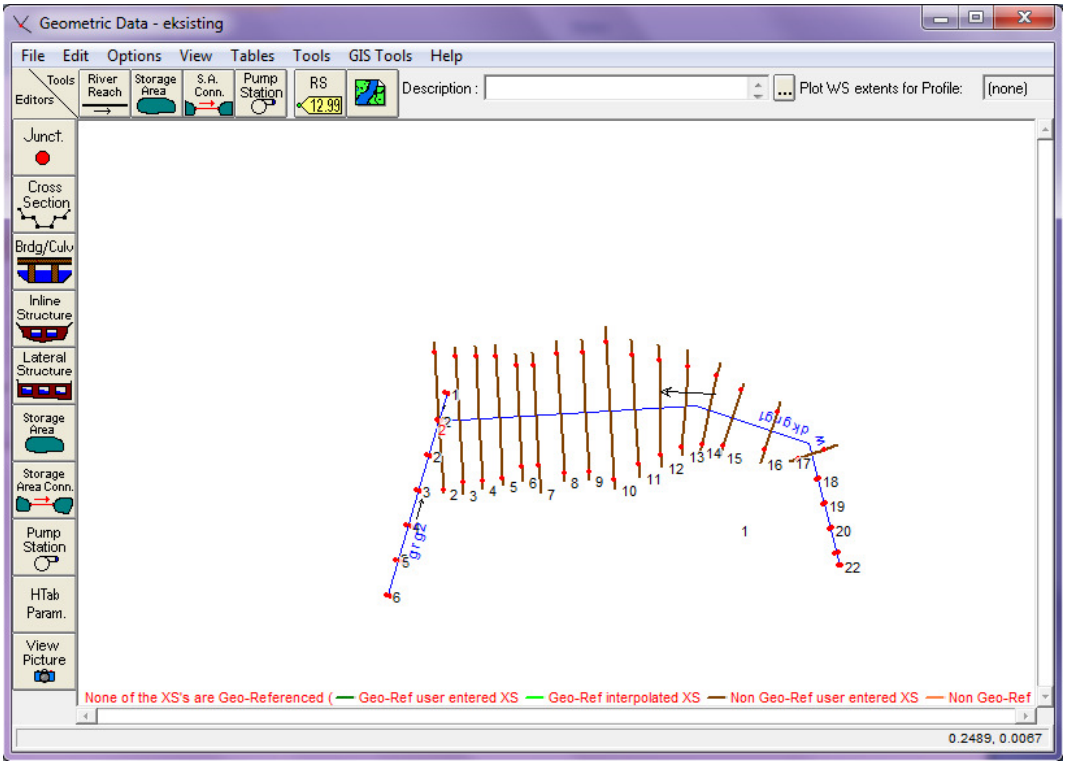
4.5.1 PEMODELAN ANALISIS WADUK SETIABUDI BARAT

Pemodelan rencana Waduk Setiabudi Barat ini dilakukan untuk mendapatkan kapasitas tampungan waduk yang diperlukan untuk melakukan pengendalian

ketika banjir. Kapasitas tampungan waduk yang dibutuhkan untuk ini direncanakan terhadap banjir periode ulang rencana 50 tahun, untuk inflow dari kedua gorong-gorong menggunakan periode ulang 2 tahun dengan tampungan waduk setiabudi barat sebesar 4 Ha.

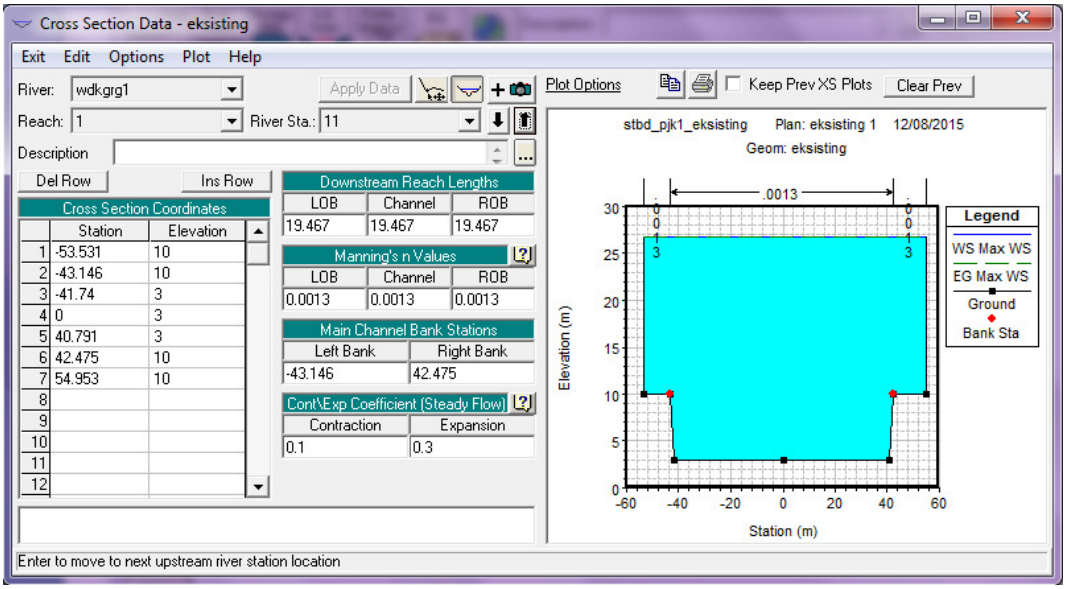
4.5.1.1 DATA GEOMETRI WADUK SETIABUDI BARAT

Data geometri waduk setiabudi dimasukkan dengan luas waduk sebesar 4 Ha. Dari data cross hasil pengukuran lapangan selanjutnya di hitung elevasi tiap titik cross dan jarak kumulatif dari setiap titik hasil pengukuran. Dengan memasukan data inflow dari dua gorong-gorong dengan data penampang melintang yang disesuaikan dengan kondisi eksisting. Data yang diperoleh dari hasil pengukuran lapangan direncanakan dengan kondisi perencanaan tertentu. Hasil perencanaan inilah yang menjadi input data potongan melintang.



Gambar IV-10 Skematik Data Geometri Waduk Setiabudi Barat

Data penampang melintang (cross section).



Gambar IV-11 Skematik Data Geometri Waduk Setiabudi Barat

Data-data yang dimasukkan pada input data:

River Sta = Nama potongan melintang, diisi dengan angka yang berurutan.

Station = Jarak kumulatif antara titik elevasi potongan dari titik paling pinggir yang bernilai 0.

Elevation = Elevasi titik pada station

Downstream reach length = Jarak tiap potongan melintang sungai dengan potongan melintang sebelumnya.

Manning's n value = Nilai angka manning saluran

Main Channel Bank Station = Station titik saluran utama sungai

Cont/Exp Coeficients = Koefisien kontraksi dan ekspansi

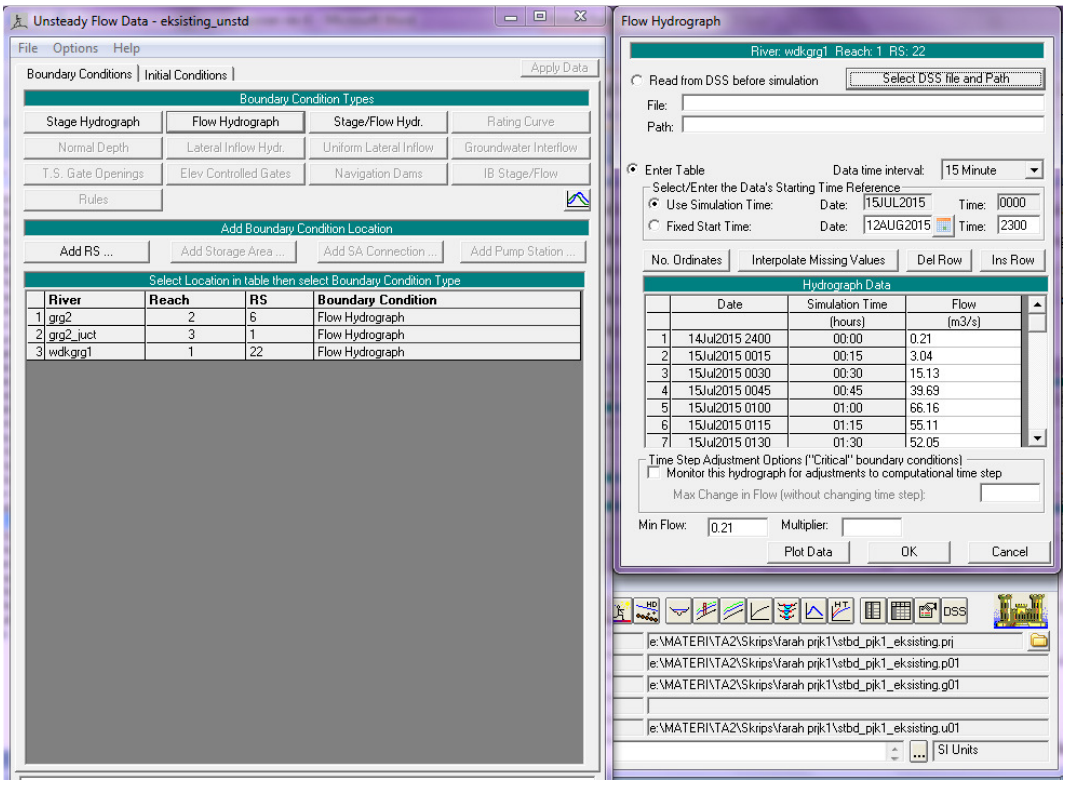
Data-data yang digunakan dalam analisis hidrolika penampang Waduk Setiabudi Barat adalah:

- Data Geometri Waduk Setiabudi Barat, dapat dilihat pada Lampiran Data Perencanaan

- Angka kekasaran manning saluran utama sungai = 0,025
- Koefisien kontraksi = 0,1
- Koefisien ekspansi = 0,3

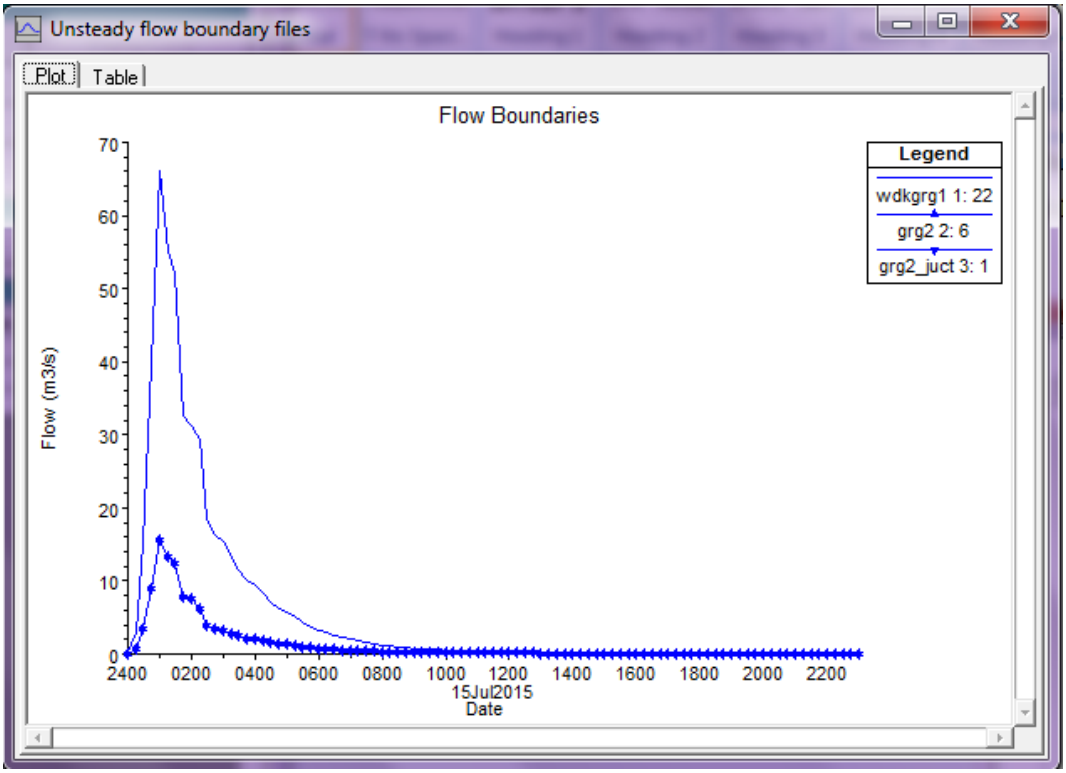
4.5.1.2 DATA BOUNDARY CONDITIONS WADUK SETIABUDI BARAT

Besarnya debit yang harus dilayani oleh Waduk Setiabudi Barat yang direncanakan akan berlaku sebagai boundary condition dalam pemodelan matematik ini. Besaran debit yang digunakan sebagai input merupakan debit banjir dengan periode ulang 50 tahun untuk inflow dari kedua gorong-gorong menggunakan periode ulang 2 tahun yang didistribusikan dalam bentuk hidrograf debit. Analisa dilakukan dengan unsteady flow analysis. Berikut ini disajikan contoh inputing data boundary condition:



Gambar IV-12 Flow Data Boundary Conditions

Adapun hidrograf banjir rencana periode ulang 50 tahun untuk inflow dari kedua gorong-gorong menggunakan periode ulang 2 tahun yang akan dilayani Waduk Setiabudi Barat dapat diperhatikan pada gambar berikut :

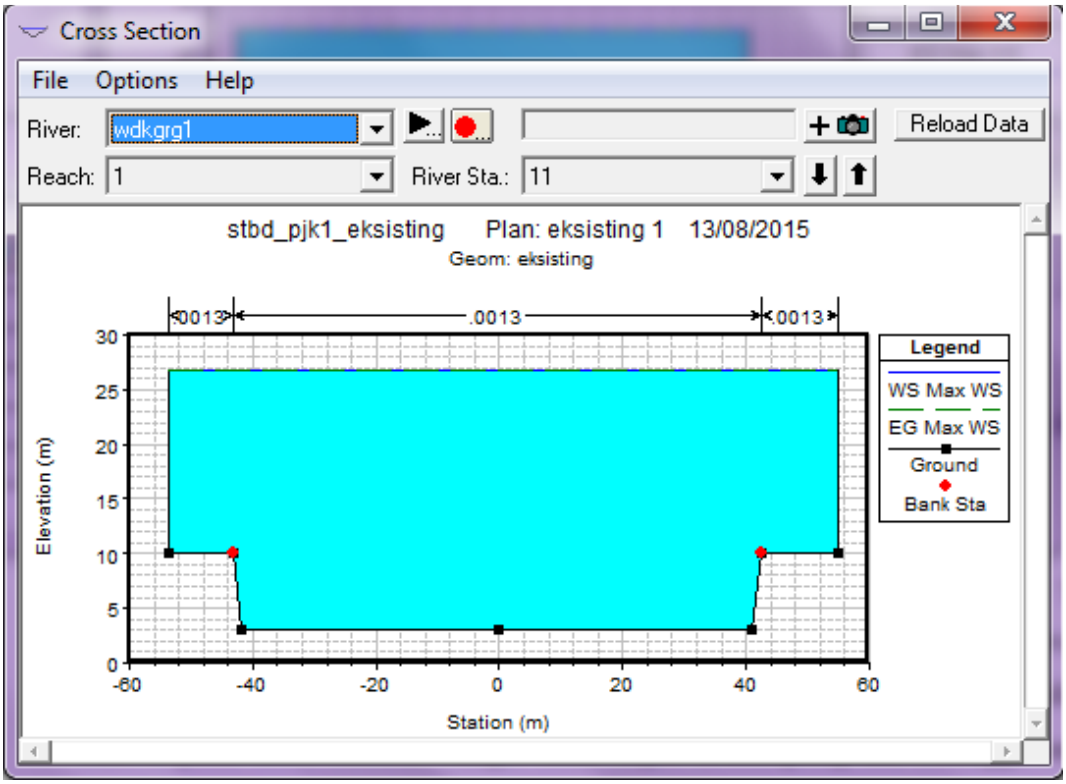


Gambar IV-13 Hydrograf Debit Banjir Rencana Waduk Setiabudi Barat

4.5.1.3 HASIL ANALISIS HIDROLIKA WADUK SETIABUDI BARAT

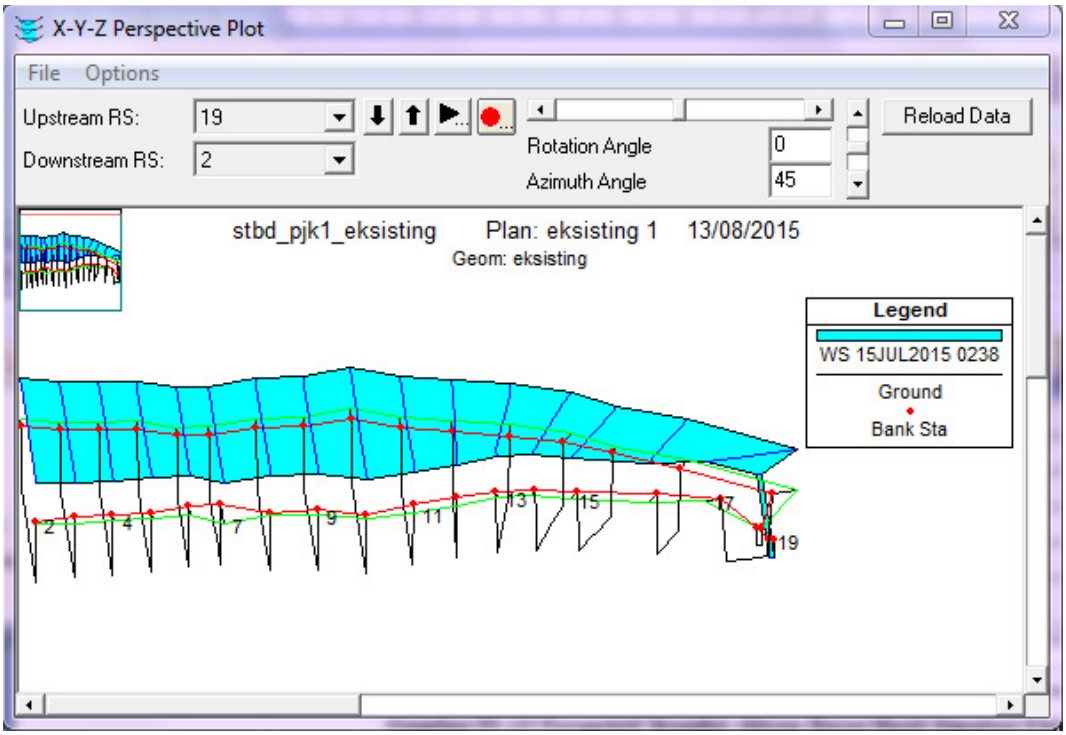
Apabila semua proses mulai dari awal sampai dengan akhir telah dilakukan dengan benar, maka akan diperoleh hasil pemodelan berupa profil muka air setiap selang waktu tertentu sesuai dengan yang telah ditetapkan saat eksekusi program dijalankan untuk setiap penampang. Berikut ini adalah profil muka dalam long storage yang diperoleh dari hasil running pada saat debit banjir rencana.

Setelah analisis selesai, contoh tampilan hasil analisis ditampilkan pada gambar dibawah. Untuk lebih lengkapnya, tampilan hasil analisis dilampirkan pada halaman Lampiran.



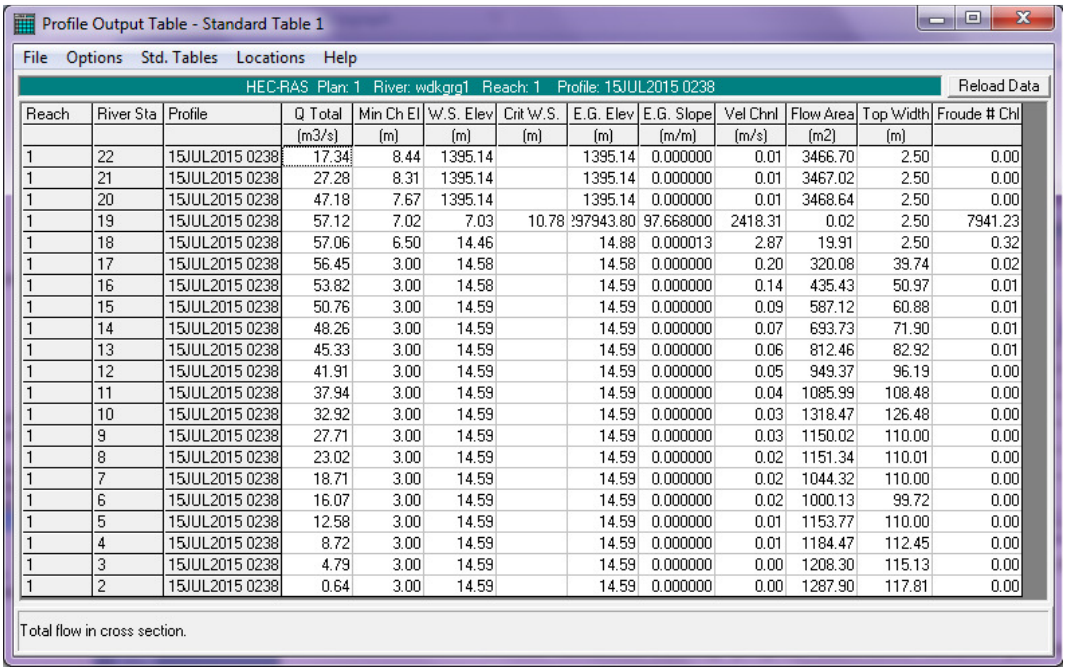
Gambar IV-14 Tampilan Grafis Muka Air Pada Penampang Melintang

Pada sample gambar penampang ujung waduk setiabudi barat dengan yang dihasilkan dari input data pada HEC-RAS 4.0 di atas dapat dilihat bahwa air sungai melimpas dan limpasan di cross tersebut sangat tinggi, yang menandakan bahwa pada cross tersebut sungai tidak dapat menampung air, sehingga terjadi banjir yang cukup tinggi.



Gambar IV-15 Perspektif Kondisi Aliran Barat Hasil Simulasi Eksisting

Dari gambar profil aliran/muka air hasil simulasi tersebut terlihat bahwa pada kondisi muka air maksimum (akibat debit rencana dengan periode ulang 50 th dan inflow gorong-gorong dengan periode ulang 2 tahun), kapasitas saluran tidak cukup memadai untuk mengalirkan beban limpasan tersebut. Terlihat bahwa simulasi diatas menunjukan di beberapa titik penampang waduk mengalami kebanjiran.



Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: 1 River: wdkgrg1 Reach: 1 Profile: 15JUL2015 0238 Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1	22	15JUL2015 0238	17.34	8.44	1395.14		1395.14	0.000000	0.01	3466.70	2.50	0.00
1	21	15JUL2015 0238	27.28	8.31	1395.14		1395.14	0.000000	0.01	3467.02	2.50	0.00
1	20	15JUL2015 0238	47.18	7.67	1395.14		1395.14	0.000000	0.01	3468.64	2.50	0.00
1	19	15JUL2015 0238	57.12	7.02	7.03	10.78	97943.80	97.668000	2418.31	0.02	2.50	7941.23
1	18	15JUL2015 0238	57.06	6.50	14.46		14.88	0.000013	2.87	19.91	2.50	0.32
1	17	15JUL2015 0238	56.45	3.00	14.58		14.58	0.000000	0.20	320.08	39.74	0.02
1	16	15JUL2015 0238	53.82	3.00	14.58		14.59	0.000000	0.14	435.43	50.97	0.01
1	15	15JUL2015 0238	50.76	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.09	587.12	60.88	0.01
1	14	15JUL2015 0238	48.26	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.07	693.73	71.90	0.01
1	13	15JUL2015 0238	45.33	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.06	812.46	82.92	0.01
1	12	15JUL2015 0238	41.91	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.05	949.37	96.19	0.00
1	11	15JUL2015 0238	37.94	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.04	1085.99	108.48	0.00
1	10	15JUL2015 0238	32.92	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.03	1318.47	126.48	0.00
1	9	15JUL2015 0238	27.71	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.03	1150.02	110.00	0.00
1	8	15JUL2015 0238	23.02	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.02	1151.34	110.01	0.00
1	7	15JUL2015 0238	18.71	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.02	1044.32	110.00	0.00
1	6	15JUL2015 0238	16.07	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.02	1000.13	99.72	0.00
1	5	15JUL2015 0238	12.58	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.01	1153.77	110.00	0.00
1	4	15JUL2015 0238	8.72	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.01	1184.47	112.45	0.00
1	3	15JUL2015 0238	4.79	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.00	1208.30	115.13	0.00
1	2	15JUL2015 0238	0.64	3.00	14.59		14.59	0.000000	0.00	1287.90	117.81	0.00

Total flow in cross section.

Gambar IV-16 Tabel Hasil Analisis HidrolikaWaduk Setiabudi Barat

Setelah dilakukan running program HEC-RAS ternyata penampang eksisting Waduk Setiabudi Barat tidak dapat menampung debit banjir yang ada, hal ini dapat dilihat pada gambar diatas maka direncanakan normalisasi waduk atau penanggulangan banjir dengan menambahkan pompa pada waduk.

4.5.2 PERSENTASE BANJIR

Setelah dilakukan analisis hidrolika dengan pemodelan hec-ras pada kondisi eksisting Waduk Setiabudi Barat, bahwa hasil pemodelan tersebut terjadi banjir. Untuk mengetahui persentase banjir yang terjadi maka akan di bandingkan volume Waduk Setiabudi Barat dengan volume yang dihasilkan dari debit hidrograf nakayasu. Namun perhitungan tersebut dilakukan dengan melakukan pendekatan seperti halnya volume pada hidrograf waduk setiabudi yang diperoleh dari curah hujan. Volume yang dihasilkan hanya terhitung selama 24 jam. Sedangkan volume tampungan waduk diketahui dari perhitungan yang dilakukan dari hasil penampang yang ada, dengan menggunakan rumus perhitungan volume sederhana yaitu, jumlah duakali penampang dibagi dua dikali dengan panjang atau

jarak dari penampang itu sendiri. Hasil yang telah diperoleh dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel IV-18 Perhitungan Volume Tampungan Waduk

No. Cross	luas (m2)	panjang (m)	volume waduk (m3)
c1	751.571	31.547	0
c2	747.685	19.467	23648.5145
c3	680.359	19.467	13899.8663
c4	668.825	19.467	13132.2825
c5	649.362	19.467	12830.5732
c6	542.843	19.467	11604.3274
c7	539.888	19.467	10538.7622
c8	629.366	19.467	11380.9338
c9	645.6	19.467	12409.8816
c10	739.008	13.116	13477.082
c11	588.534	15.721	8706.02044
c12	508.292	15.721	8621.60077
c13	432.25	15.721	7393.13039
c14	364.057	15.721	6259.37117
c15	307.302	15.721	5277.21742
c16	201.775	15.721	4001.59976
c17	137.942	15.721	2670.34548
	Jumlah Volume		**165851.51**

Luas penampang dan panjang penampang dapat diketahui pada gambar lampiran.

Rumus yang digunakan untuk menghitung volume waduk adalah rumus empiris, sebagai contoh perhitungan dapat diketahui berikut ini:

$$\text{Volume} = \frac{\text{Luas Penampang 1} + \text{Luas Penampang 2}}{2} \text{ x Jarak Penampang}$$

$$\text{Volume 1} = \frac{751.571 + 747.685}{2} \text{ x } 31{,}547 = 23648\text{m}^3$$

Diketahui persentase dari perbandingan yang dilakukan antara tampungan waduk dan volume hidrograf sebagai berikut.

Tabel IV-19 Persentase Banjir

Tampungan Waduk (m3)	Hidrograf Waduk (m3)	Persentase (%)
165851.51	326885.09	49.26305449

Dari hasil perhitungan persentase di atas, bahwa waduk mampu menampung 51 % sedangkan persentase yang didapatkan dari perbandingan diatas menunjukan bahwa banjir yang tidak tertampung atau melimpas sebesar 49 %. Maka dari itu harus adanya alternatif penanggulangan untuk mencegah terjadinya limpasan atau banjir. Yang akan dibahas selanjutnya adalah alternatif penanggulangan banjir dengan menggunakan pompa dan melakukan normalisasi waduk Setiabudi Barat.

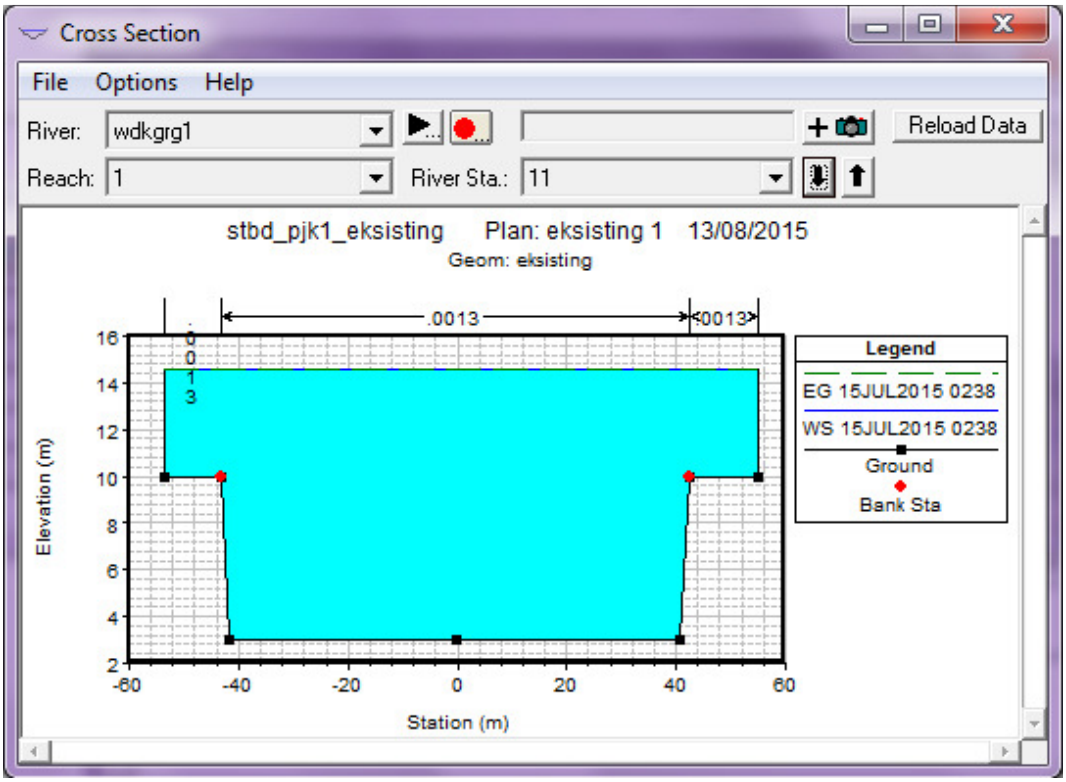
4.5.3 ALTERNATIF PENANGGULANGAN BANJIR

4.5.3.1 PENANGGULANGAN DENGAN POMPA

Dari analisis yang dilakukan dengan menggunakan software hec-ras. Diketahui kondisi eksisting waduk tidak bisa menampung debit banjir yang terjadi. Dilihat dari pemodelan yang menunjukkan bahwa luapan air yang terjadi pada penampang melebihi tinggi tanggul pada penampang. Sehingga perlu adanya penanggulangan banjir dengan menambahkan pompa untuk membuang air dariwaduk kesungai terdekat.

Sungai yang berada dilokasi Waduk Setiabudi Barat yaitu Banjir Kanal Barat (BKB). Sehingga volume air yang berada di dalam waduk ketika terjadi banjir atau tinggi muka air melebihi kapasitas dapat dikeluarkan dengan bantuan pompa.

Dari hasil analisis yang dilakukan dengan menggunankan software hec-ras maka dapat diketahui bahwa kondisi eksisting waduk dengan menggunakan data inflow dari gorong-gorong dan hidrograf 2 tahunan waduk setiabudi kondisi waduk mengalami banjir, kondisi tersebut ditunjukkan pada grafis berikut ini.



Gambar IV-17 Tampilan Muka Air Pada Penampang Melintang

Hasil analisis sebelumnya menunjukkan bahwa dengan adanya waduk setiabudi barat masih belum dapat menanggulangi banjir yang terjadi. Untuk itu perlu dilakukan penambahan fasilitas pompa dalam analisis selanjutnya, dalam kondisi eksisting terdapat 7 pompa dengan dua jenis yang berbeda yaitu :

- Gedung Pompa 1 (Gedung Baru) Dibangun Pd Tahun 2003
  Pompa :
  Jumlah 2 unit
  Pabrikan KSB
  Tipe Pompa Submersible
  Kapasitas @ 1,7 m3/det



Gambar IV-18 Pompa Pada Gedung Baru

- 5 Gedung Pompa 2 (Gedung Lama) Dibangun Pd Tahun 1980, direnovasi pada tahun 2004 utk penambahan pompa baru

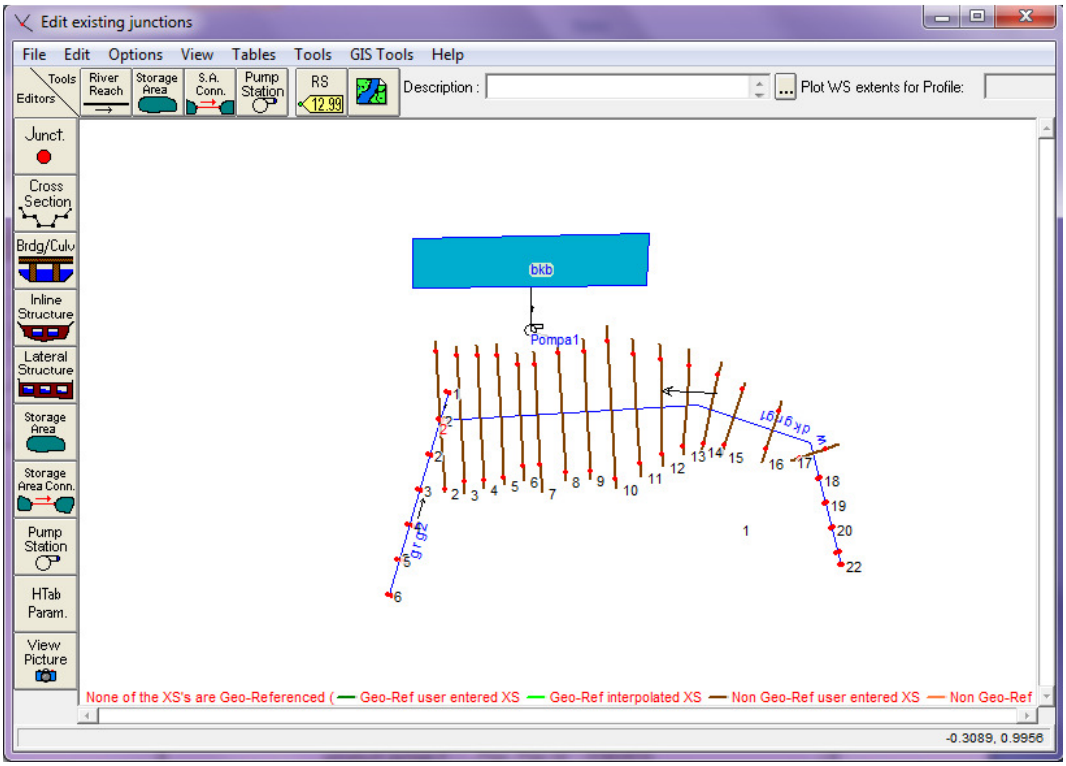
  Pompa :
  Jumlah 5 unit
  Pabrikan Indobara
  Unit Tipe Pompa Submersible
  Unit Tipe Pompa Axial
  Kapasitas @ 1,1 m3/det



Gambar IV-19 Pompa Pada Gedung Lama

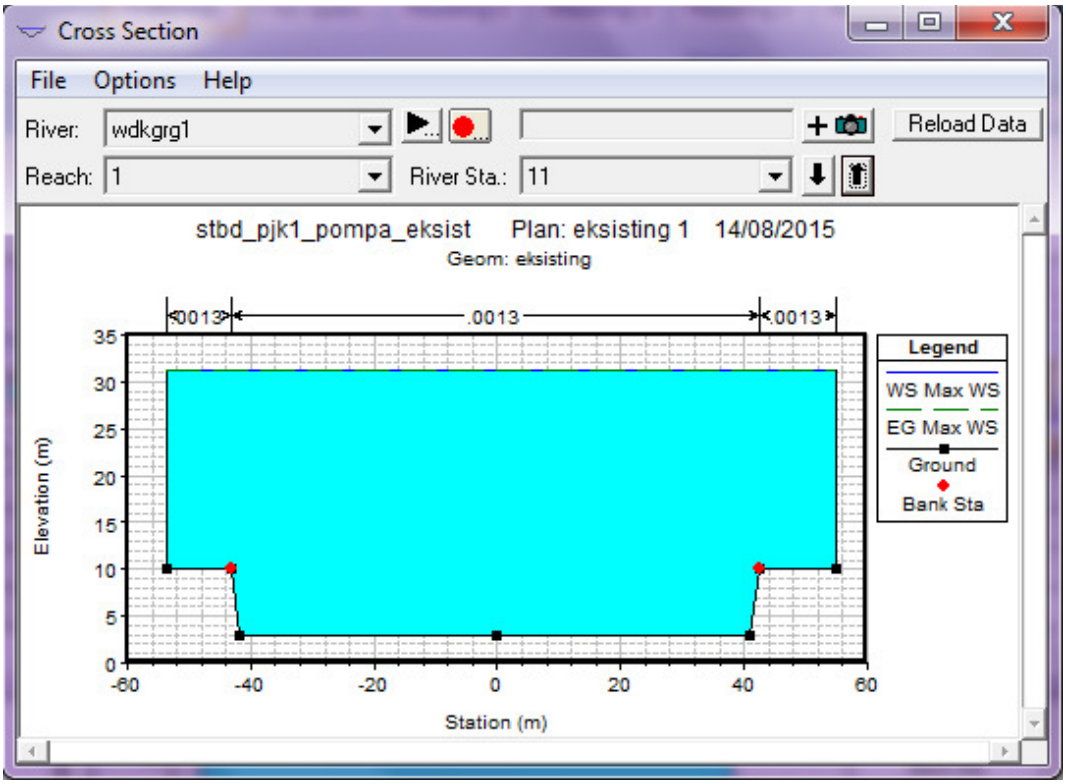
Akan tetapi hanya ada dua pompa operasional atau yang sering dipakai yaitu pompa yang berada di rumah pompa baru dengan kapasitas pompa sebesar 1,7 m^3/s. Dan sisa pompa yang lain biasanya menjadi pompa stanby apabila di perlukan atau selebihnya pompa tersebut sudah tidak dijalankan atau mati.

Analisis kapasitas waduk dan pompa dilakukan dengan menggunakan software hecras untuk mendapatkan pemodelan langsung yang terjadi. Penggambaran model geometri yang dilakukan ditunjukkan pada gambar berikut.



Gambar IV-20 Geometri Waduk dan Pompa

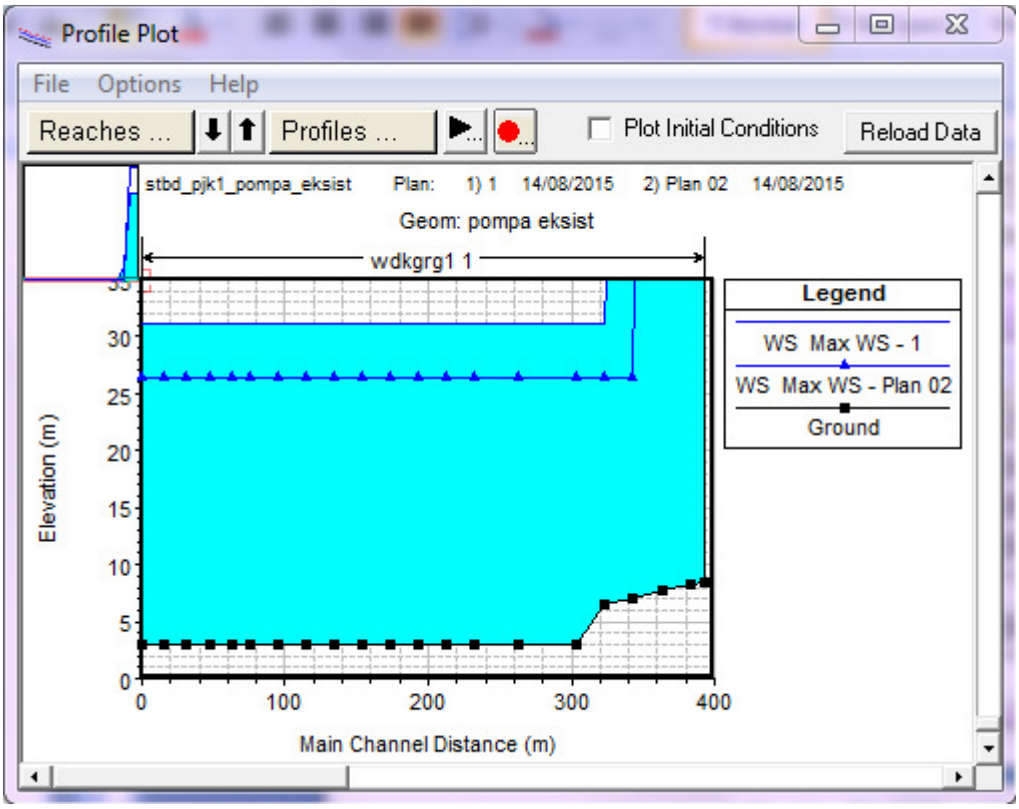
Geometri tersebut menggambarkan bahwa volume air pada waduk di alirkan melalui pompa menuju ke outlet sungai BKB. Volume waduk diperoleh dari hasil hidrograf nakayasu ditambah dengan hidrograf gorong-gorong yang sebelumnya dilakukan analisis dan kondisi banjir yang telah dimodelkan. Setelah itu kapasitas pompa di pasang secara bersamaan untuk mengetahui langsung kondisi efektifitas waduk, dari analisis yang dilakukan dengan software diketahui bahwa kondisi waduk belum efektif diunjukkan pada gambar berikut ini.



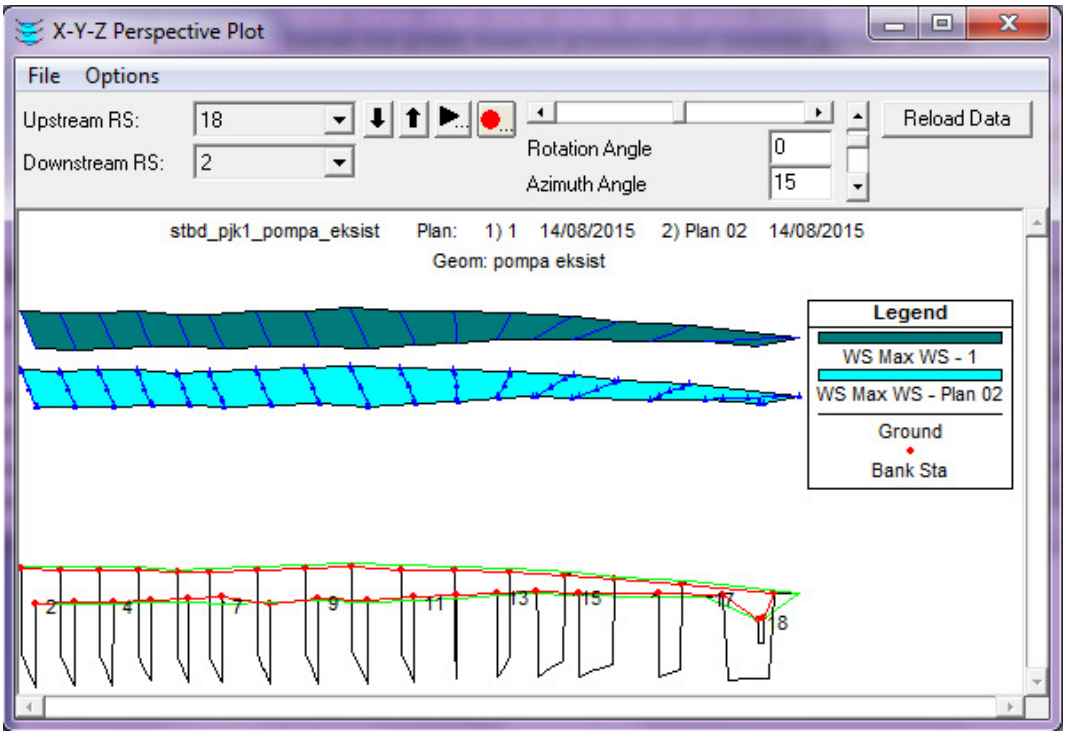
Gambar IV-21 Tampilan Muka Air Pada Penampang Melintang Pompa

Berikut adalah hasil pemodelan hec-ras dengan membandingkan hasil pemodelan hec-ras Waduk Setiabudi kondisi eksisting dengan hasil pemodelan hec-ras waduk Setiabudi menggunakan pompa kondisi eksisting.

Kondisi di hasil perbandingan ini menunjukan bahwa kondisi eksisting dengan pompa masih menimbulkan banjir.

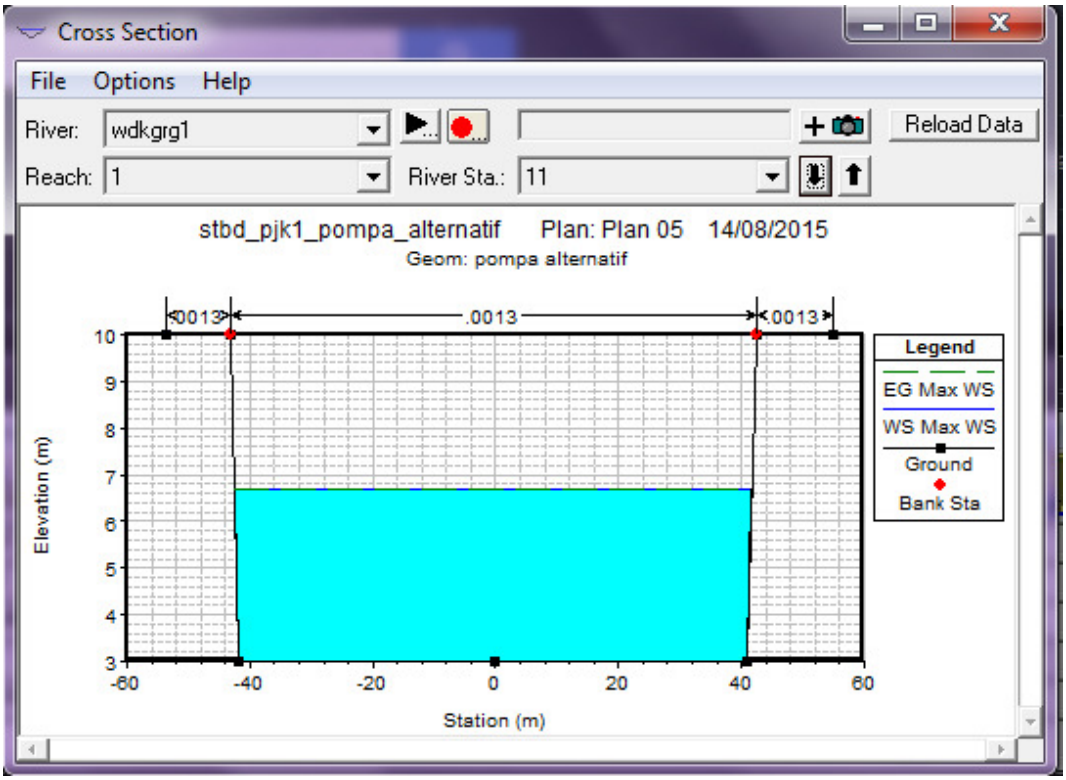


Gambar IV-22 Hasil Profil Plot Perbandingan Eksisting Pompa dan Tanpa Pompa



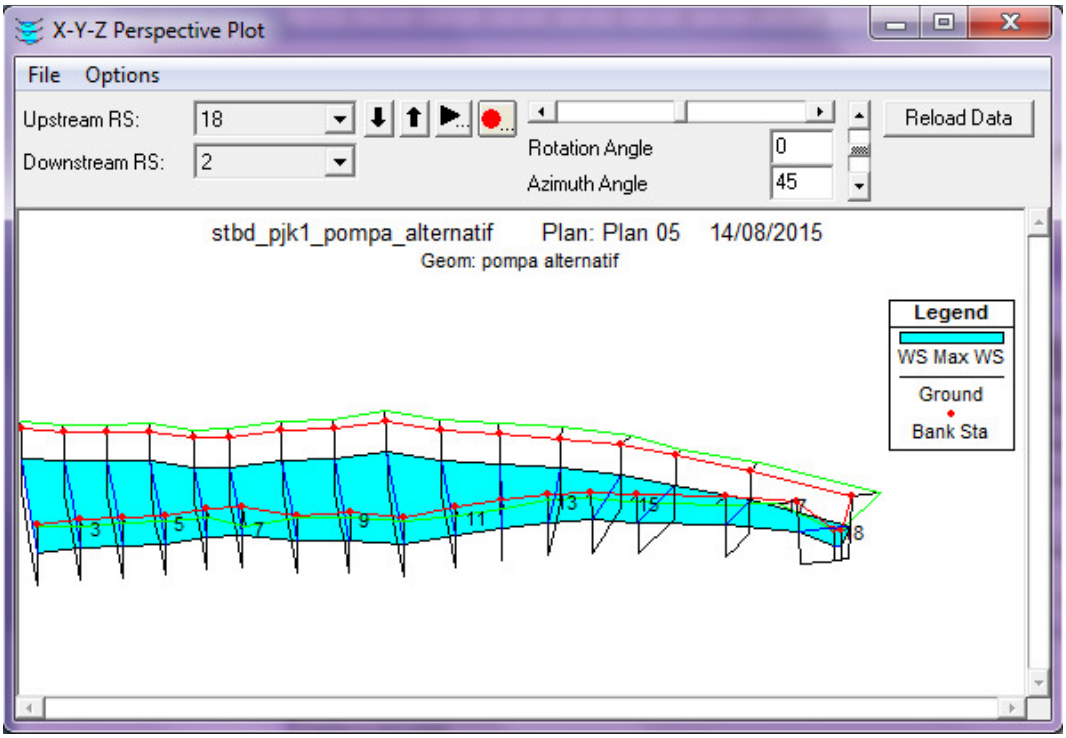
Gambar IV-23 Hasil Simulasi Perbandingan Eksisting Pompa dan Tanpa Pompa

Untuk itu perlu adanya penambahan fasilitas pompa untuk menambah kapasitas dalam mengeluarkan air yang ada diwaduk. Penambahan kapasitas pompa yang diberikan yaitu 5 pompa dengan kapasitas 5 m^3/s, jadi total pompa yang digunakan adalah 7 pompa, dengan dua kapasitas yang berbeda. Setelah itu dilakukan running kembali pada software dengan pemodelan pompa yang sudah ditambahkan.



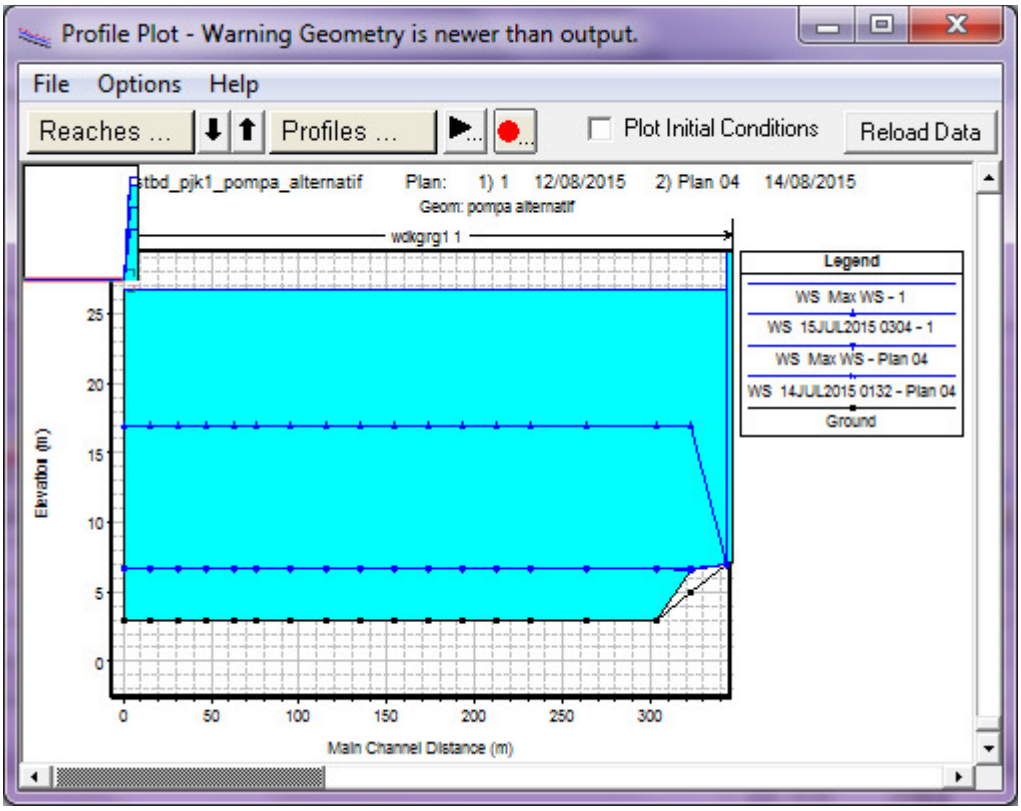
Gambar IV-24 Tampilan Muka Air Penampang Melintang Pompa Baru

Dari hasil penambahan pompa diketahui bahwa waduk tidak mengalami banjir, dengan begitu efektifitas waduk sudah terpenuhi dengan adanya penambahan fasilitas pompa. Ditunjukkan dengan gambar berikut ini.

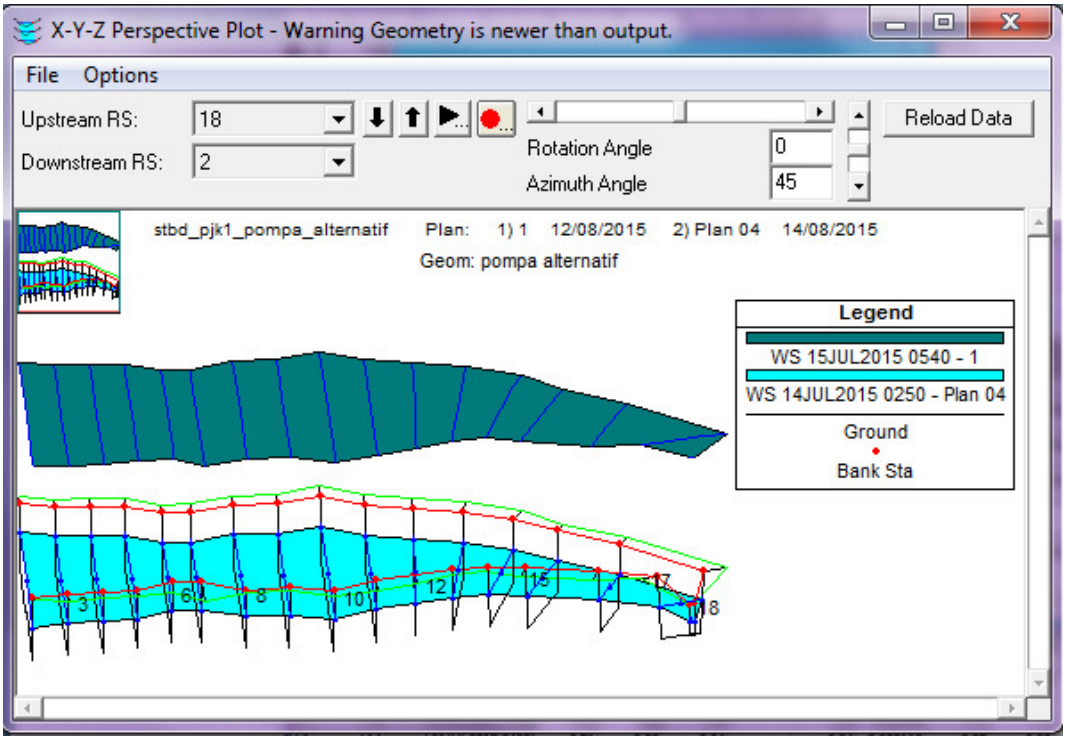


Gambar IV-25 Perspektif Kondisi Aliran Hasil Simulasi Pompa Baru

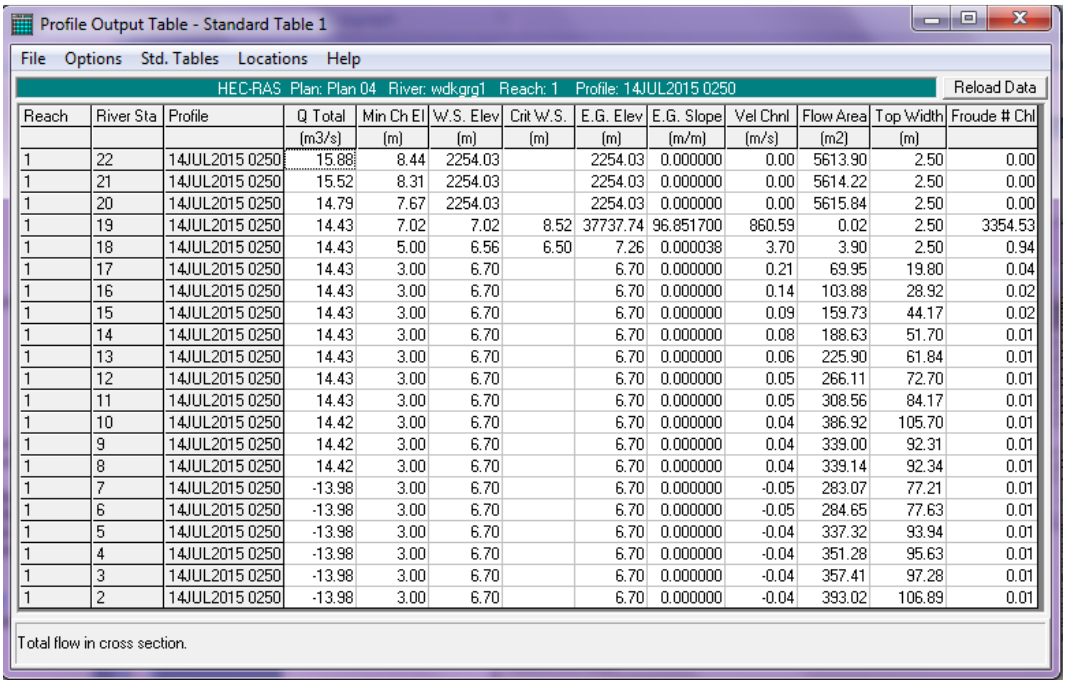
Berikut adalah hasil pemodelan hec-ras dengan membandingkan hasil pemodelan hec-ras Waduk Setiabudi kondisi eksisting dengan hasil pemodelan hec-ras waduk Setiabudi menggunakan pompa tambahan.



Gambar IV-26 Hasil Profil Plot Perbandingan Kondisi Eksisting dan Pompa Tambahan



Gambar IV-27 Hasil Simulasi Perbandingan Kondisi Eksisting dan Pompa Tambahan



Profile Output Table - Standard Table 1

File Options Std. Tables Locations Help

HEC-RAS Plan: Plan 04 River: wdkgrg1 Reach: 1 Profile: 14JUL2015 0250 Reload Data

Reach	River Sta	Profile	Q Total	Min Ch El	W.S. Elev	Crit W.S.	E.G. Elev	E.G. Slope	Vel Chnl	Flow Area	Top Width	Froude # Chl
			(m3/s)	(m)	(m)	(m)	(m)	(m/m)	(m/s)	(m2)	(m)	
1	22	14JUL2015 0250	15.88	8.44	2254.03		2254.03	0.000000	0.00	5613.90	2.50	0.00
1	21	14JUL2015 0250	15.52	8.31	2254.03		2254.03	0.000000	0.00	5614.22	2.50	0.00
1	20	14JUL2015 0250	14.79	7.67	2254.03		2254.03	0.000000	0.00	5615.84	2.50	0.00
1	19	14JUL2015 0250	14.43	7.02	7.02	8.52	37737.74	96.851700	860.59	0.02	2.50	3354.53
1	18	14JUL2015 0250	14.43	5.00	6.56	6.50	7.26	0.000038	3.70	3.90	2.50	0.94
1	17	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.21	69.95	19.80	0.04
1	16	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.14	103.88	28.92	0.02
1	15	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.09	159.73	44.17	0.02
1	14	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.08	188.63	51.70	0.01
1	13	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.06	225.90	61.84	0.01
1	12	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.05	266.11	72.70	0.01
1	11	14JUL2015 0250	14.43	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.05	308.56	84.17	0.01
1	10	14JUL2015 0250	14.42	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.04	386.92	105.70	0.01
1	9	14JUL2015 0250	14.42	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.04	339.00	92.31	0.01
1	8	14JUL2015 0250	14.42	3.00	6.70		6.70	0.000000	0.04	339.14	92.34	0.01
1	7	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.05	283.07	77.21	0.01
1	6	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.05	284.65	77.63	0.01
1	5	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.04	337.32	93.94	0.01
1	4	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.04	351.28	95.63	0.01
1	3	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.04	357.41	97.28	0.01
1	2	14JUL2015 0250	-13.98	3.00	6.70		6.70	0.000000	-0.04	393.02	106.89	0.01

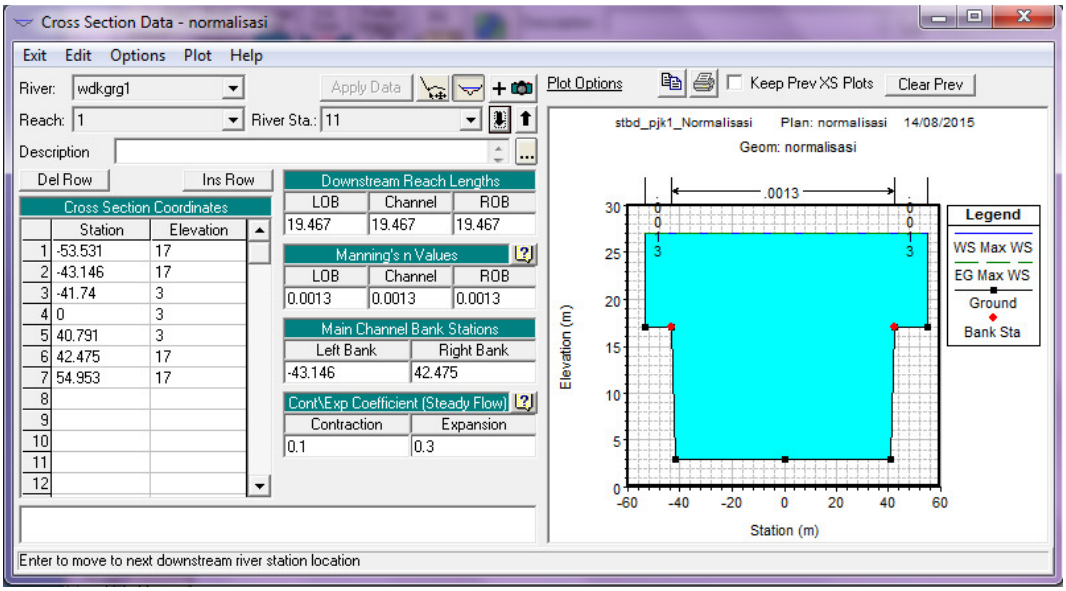
Total flow in cross section.

Gambar IV-28 Tabel Hasil Analisis Hidrolika Pompa Baru

4.5.3.2 PENANGGULANGAN DENGAN NORMALISASI WADUK

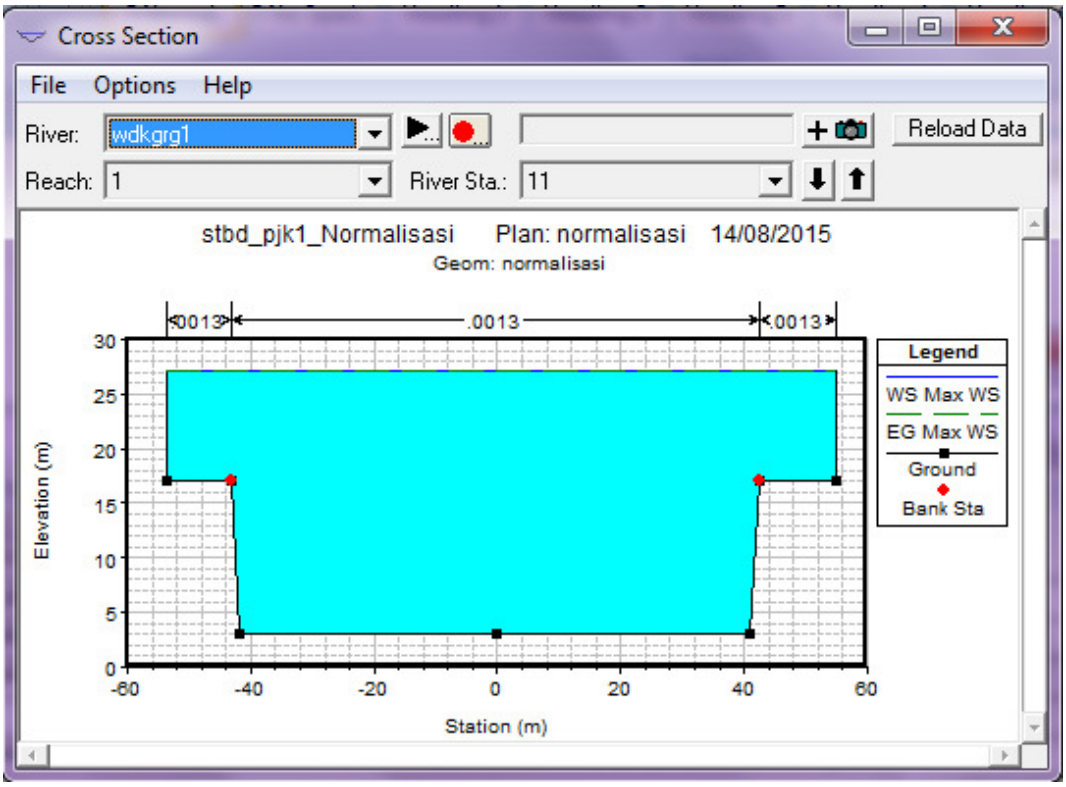
Pada tahap ini penanggulangan banjir pada waduk dilakukan dengan cara normalisasi yaitu pengerukan atau pendalaman elevasi pada waduk. Pada dasarnya normalisasi dilakukan apabila tampungan waduk sudah tidak mencukupi layanan daripada fungsi waduk itu sendiri.

Dari persentase banjir yang telah diketahui. Maka hasil tersebut menjadi gambaran penanggulangan yang dilakukan seperti halnya normalisasi berikut ini. Untuk mengetahui kondisi dimana hasil normalisasi berfungsi sebagai alternatif penanggulangan selain pompa, maka dilakukan suatu pemodelan dengan menggunakan software hec-ras kembali. Pemodelan dilakukan dengan cara mengurangi elevasi dasar waduk yang sebelumnya.

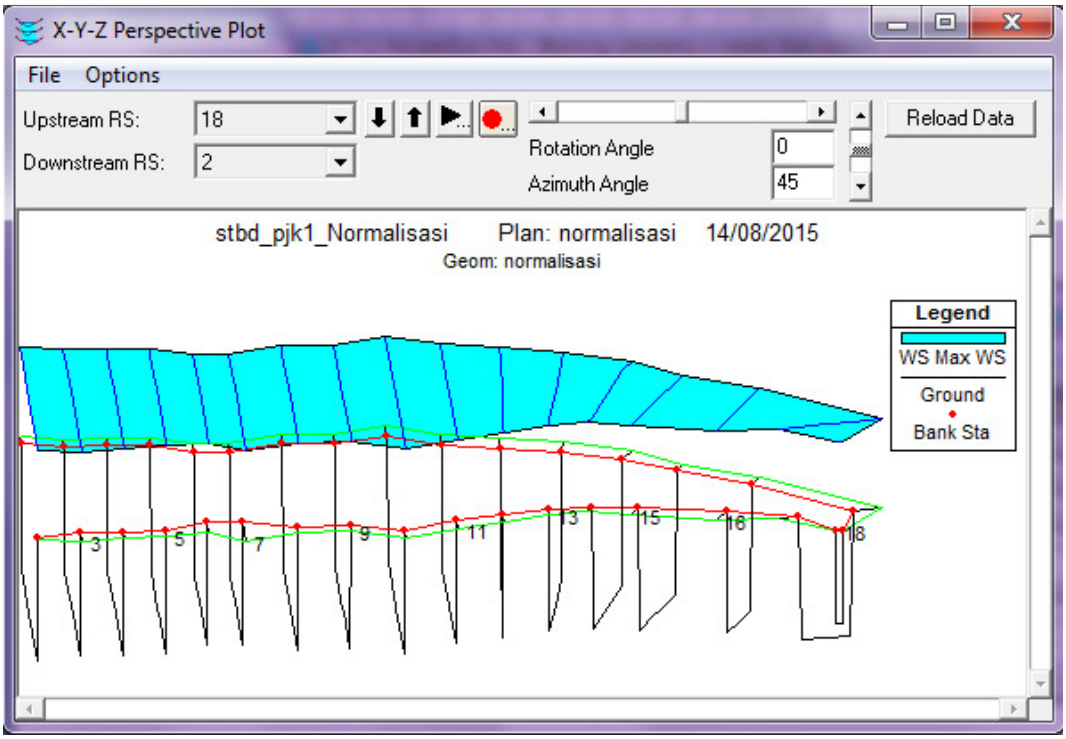


Gambar IV-29 Cross Section Kondisi Normalisasi

Gambar diatas menunjukan bahwa cross section untuk kondisi normalisasi waduk Setiabudi Barat menambah kedalaman 7 m menjadi 14 m dari kondisi eksistingnya yang berkedalaman 7 m. Dari hasil pemodelan yang dilakukan maka dapat diketahui hasilnya sebagai berikut.



Gambar IV-30 Hasil Cross Section Kondisi Normalisasi



Gambar IV-31 Perspektif Hasil Simulasi Kondisi Normalisasi

Hasil pemodelan diatas diperoleh dengan melakukan uji coba pada software beberapa kali, untuk mendapatkan hasil yang diinginkan. Diketahui bahwa hasil software menunjukkan bahwa fungsi daripada normalisasi sudah tidak terpenuhi, dengan mengurangi dasar waduk sedalam 7 m, sehingga waduk memiliki kedalaman 14 m, maka hasil pada simulasi di atas waduk masih mengalami limpasan atau banjir. Sehingga dapat disimpulkan bahwa alternatif penanggulangan dengan normalisasi tidak bisa di pakai di Waduk Setiabudi Barat.

4.5.3.3 PERHITUNGAN VOLUME NORMALISASI WADUK SETIABUDI BARAT

Perhitungan volume dilakukan dengan menggunakan software autocad untuk mengetahui kondisi penampang melintang dan memanjang di lokasi waduk.

Dari penampang yang ada diketahui bahwa waduk tidak dapat menampung kapasitas air yang masuk, untuk itu dilakukan normalisasi guna memperdalam elevasi dasar sungai sehingga volume yang ada menjadi lebih besar. Pengerukan

tersebut berdasarkan pada kondisi eksisting yang diketahui hanya dapat melayani 51% debit volume banjir. Sedangkan untuk debit volume yang diperoleh dari perhitungan debit nakayasu yaitu 326885.089 m3, Untuk itu pengerukan dilakukan sedalam tanggul waduk yang ada yaitu 7 meter, sehingga kedalaman waduk menjadi 14 meter. Perhitungan normalisasi dapat dilihat pada tabel berikut ini dan gambar potongan dapat dilihat pada lampiran.

Tabel IV-20 Tabel perhitungan Volume Waduk Setelah di Normalisasi 7 meter

(Sumber: hasil perhitungan)

Nama Cross	Panjang	Luas Penampang	Volume
c1	31.547	1484.962	0
c2	19.467	1475.763	46700.99579
c3	19.467	1341.1	27417.93601
c4	19.467	1318.032	25882.66132
c5	19.467	1286.583	25352.0201
c6	19.467	1066.081	22899.65504
c7	19.467	1060.17	20695.86411
c8	19.467	1255.497	22539.54474
c9	19.467	1271.59	24597.40131
c10	13.116	1446.512	26456.64582
c11	15.721	1155.434	17063.56187
c12	15.721	995.018	16903.62795
c13	15.721	842.962	14447.44179
c14	15.721	705.735	12173.53277
c15	15.721	593.255	10210.7109
c16	15.721	381.092	7658.854594
c17	15.721	252.17	4977.755951
Jumlah			***325978.21***

Rumus yang digunakan untuk menghitung volume waduk adalah rumus empiris, sebagai contoh perhitungan dapat diketahui berikut ini:

$$\text{Volume} = \frac{\text{Luas Penampang 1} + \text{Luas Penampang 2}}{2} \text{ x Jarak Penampang}$$

$$\text{Volume 1} = \frac{1484.962 + 1475.763}{2} \text{ x } 31{,}547 = 46701 \text{m}^3$$

Dari hasil perhitungan volume setiap penampang maka dapat diketahui jumlah total volume waduk yaitu 325978,210m^3 < 326885.089 m^3 ,jadi waduk masih belum bisa efektif dalam pelayanannya. oleh sebab itu normalisasi diasumsikan

kembali menjadi 8 meter. Sehingga kedalaman menjadi 15 meter. Hasil perhitungan dengan menggunakan excel dapat dilihat pada tabel berikut ini.

Tabel IV-21 Tabel perhitungan Volume Waduk Setelah di Normalisasi 8 meter

(Sumber: hasil perhitungan)

Nama Cross	Panjang	Luas Penampang	Volume
c1	31.547	1588.248	0
c2	19.467	1578.174	49945.56
c3	19.467	1433.89	29317.92
c4	19.467	1409.174	27672.96
c5	19.467	1375.961	27109.11
c6	19.467	1139.228	24481.59
c7	19.467	1132.895	22115.71
c8	19.467	1342.277	24092.09
c9	19.467	1358.439	26287.42
c10	13.116	1545.012	28260.74
c11	15.721	1234.654	18229.05
c12	15.721	1062.79	18059.06
c13	15.721	899.877	15427.54
c14	15.721	752.943	12991.99
c15	15.721	632.255	10888.35
c16	15.721	404.876	8152.368
c17	15.721	266.553	5277.768
Jumlah			***348309.2***

Contoh Perhitungan Volume 1 :

$$\text{Volume}1 = \frac{1588{,}248 + 1578{,}174}{2} \text{ x } 31{,}547 = 49945{,}56\text{m}^3$$

Dari hasil perhitungan volume setiap penampang maka dapat diketahui jumlah total volume waduk yaitu 348309.233m^3

Hasil tersebut lalu dibandingkan dan dicari selisih dengan volume dari debit hidrograf.

326885.089 m^3 < 348309.233m^3, maka normalisasi yang harus dilakukan yaitu sedalam 8 meter, akan tetapi tanggul yang cukup tinggi, menghawatirkan untuk terjadinya longsor pada tanggul waduk. Sehingga alternatif yang dapat digunakan secara efektif yaitu penggunaan pompa pada waduk yang langsung dibuang ke Banjir Kanal Barat.