

**STUDI PERENCANAAN TANGGUL BANJIR DI SUNGAI BENGAWAN
SOLO PADA RUAS KOTA SURAKARTA, JAWA TENGAH**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK
BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan memperoleh gelar Sarjana Teknik



BAYU DWIPRAYOGO

NIM. 135060400111025

UNIVERSITAS BRAWIJAYA

FAKULTAS TEKNIK

MALANG

2018

LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI PERENCANAAN TANGGUL BANJIR DI SUNGAI
BENGAWAN SOLO PADA RUAS KOTA SURAKARTA, JAWA
TENGAH**

SKRIPSI

**TEKNIK PENGAIRAN
KONSENTRASI PERENCANAAN TEKNIK BANGUNAN AIR**

Ditujukan untuk memenuhi persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik



**BAYU DWIPRAYOGO
NIM. 135060400111025**

Skripsi ini telah direvisi dan disetujui oleh dosen pembimbing
Pada Juli 2018

Dosen Pembimbing I

Dian Sisnggih, ST., MT., Ph.D.
NIP. 19701119/199512 1 001

Dosen Pembimbing II

Ir. Dwi Priyantoro, MS.
NIP. 19580502 198503 1 001

Mengetahui

Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Dr. Ir. Ussy Andawavanti, MS.
NIP. 19610131 198609 2 001



PERNYATAAN ORISINALITAS SKRIPSI

Saya menyatakan dengan sebenar-benarnya bahwa sepanjang pengetahuan saya dan berdasarkan hasil penelusuran berbagai karya ilmiah, gagasan dan masalah ilmiah yang diteliti dan diulas di dalam Naskah Skripsi ini adalah asli dari pemikiran saya. Tidak terdapat karya ilmiah yang pernah diajukan oleh orang lain untuk memperoleh gelar akademik di suatu Perguruan Tinggi, dan tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali secara tertulis dikutip dalam naskah ini dan disebutkan dalam sumber kutipan dan daftar pustaka.

Apabila ternyata di dalam naskah Skripsi ini dapat dibuktikan terdapat unsur-unsur jiplakan, saya bersedia Skripsi dibatalkan, serta diproses sesuai dengan peraturan perundang-undangan yang berlaku (UU No. 20 Tahun 2003, pasal 25 ayat 2 dan pasal 70)

Malang, Juli 2018

Mahasiswa,



Bayu Dwipayogo

NIM. 135060400111025

TURNITIN



**UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
PROGRAM SARJANA**



SERTIFIKAT BEBAS PLAGIASI

Nomor : 70 /UN10.F07.14.11/TU/2018

Sertifikat ini diberikan kepada :

BAYU DWIPRAYOGO

Dengan Judul Skripsi :

STUDI PERENCANAAN TANGGUL BANJIR DI SUNGAI BENGAWAN SOLO PADA RUAS KOTA
SURAKARTA, JAWA TENGAH

Telah dideteksi tingkat plagiasinya dengan kriteria toleransi $\leq 20\%$, dan
dinyatakan Bebas dari Plagiasi pada tanggal 26 JULI 2018

Ketua Program Studi S1 Teknik Pengairan

Dr. Very Dermawan, ST., MT
NIP. 19730217 199903 1001

Ketua Jurusan Teknik Pengairan



Dr. Ir. Hesy Andawayanti, MS
NIP. 19610131 198609 2 001



*Skripsi ini saya dedikasikan kepada:
Bapak, Ibu, dan Kakak serta keluarga saya tercinta
Sahabat beserta dengan teman-teman Teknik Pengairan 2013*

It doesn't have to make sense...to make sense.

~Ted Mosby

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puji dan syukur kepada Allah SWT yang telah melimpahkan taufiq dan hidayah-Nya sehingga pada akhirnya penyusun dapat menyelesaikan dengan judul “Studi Perencanaan Tanggul Banjir di Sungai Bengawan Solo Pada Ruas Kota Surakarta, Jawa Tengah”.

Dalam kesempatan ini penyusun mengucapkan rasa hormat dan terima kasih sebesar-besarnya dalam penyusunan skripsi ini, kepada:

1. Kedua orang tua dan kakak yang tercinta dan pula memberikan dukungan dalam penyelesaian proposal usulan skripsi ini.
2. Bapak Dian Sisingih, ST., MT., Ph.D dan Bapak Ir. Dwi Priyantoro, MS. selaku dosen pembimbing dalam skripsi ini.
3. Bapak Ir. Heri Suprijanto, Ms. dan Bapak Dr. Sumiadi, ST., MT. selaku dosen penguji dalam skripsi ini.
4. BBWS Bengawan Solo yang telah membantu saya dalam memberikan data untuk skripsi.
5. PT. Vitraha Consindotama-DDC KSO yang telah membantu saya dalam memberikan data untuk skripsi.
6. Tidak lupa kepada Nur, Fatan, Arief, Gading, Mas Warid, Gigih, Munfarid, Billy, favia, dan Mas Yayan yang telah membantu saya dalam mengerjakan skripsi ini.
7. Teman-teman saya, Dara, Tari, Zia, Bima, Razi, Pandu, Acul, Dhimas, Ridwan, Adhia, Edo, Noval, dan Wawan yang selalu memberikan dukungan dalam pengerjaan skripsi.
8. Teman-teman Teknik Pengairan 2013 yang selalu memberikan semangat dan masukan dalam pengerjaan skripsi ini.

Akhir kata penyusun menyadari bahwa skripsi ini masih banyak kekurangan dan masih jauh dari kesempurnaan, dikarenakan keterbatasan pengetahuan serta pengalaman yang dimiliki penyusun. Semoga karya tulis ini dapat memberikan banyak manfaat bagi semua pihak.

Malang, Juli 2018

Penyusun

halaman ini sengaja dikosongkan



DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
DAFTAR ISI	iii
DAFTAR TABEL	v
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
BAB 1 PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Identifikasi Masalah	1
1.3. Batasan Masalah	3
1.4. Rumusan Masalah.....	3
1.5. Tujuan.....	4
1.6. Manfaat.....	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Daerah aliran sungai	5
2.1.1 Pengertian daerah aliran sungai	5
2.1.2 Bentuk daerah aliran sungai.....	5
2.1.3 Sempadan Sungai.....	6
2.2 Analisis Hidrologi.....	7
2.2.1 Analisis Data Curah Hujan	8
2.2.2 Uji Konsistensi.....	9
2.2.3 Curah Hujan Rancangan	10
2.2.4 Distribusi <i>Log Pearson Tipe III</i>	10
2.2.5 Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi.....	12
2.2.5.1 Uji <i>Smirnov Kolmogorov</i>	12
2.2.5.2 Uji <i>Chi-Square</i>	12
2.3 Analisis Debit Banjir Rancangan	12
2.3.1 Curah Hujan	13
2.3.1.1 Metode Poligon Thiessen.....	13
2.3.1.2 Metode Rata – Rata Aljabar.....	14
2.3.2 Hidrograf Satuan Sintetis.....	14
2.3.2.1 Hidrograf Nakayasu	14
2.4 Analisa Hidrolika.....	15
2.4.1 Analisis Profil Aliran dengan Program <i>HEC-RAS</i>	17
2.5 Sistem Penanggulangan Banjir.....	20
2.5.1 Umum	20
2.5.2 Tanggul	20
2.5.2.1 Trase Tempat Kedudukan Tanggul.....	21
2.5.2.2 Bagian Tanggul.....	22
2.5.2.3 Jenis-jenis Tanggul	24
2.5.3 Analisa Stabilitas Konstruksi.....	26

2.5.4	Stabilitas Terhadap Guling	26
2.5.5	Stabilitas Terhadap Geser	27
2.5.6	Eksentrisitas	28
2.5.7	Stabilitas Terhadap Daya Dukung	30
2.5.8	Tekanan Angkat (<i>Up Lift</i>).....	32
2.6	Perencanaan Pondasi Tiang	33
2.6.1	Pondasi Tiang	33
2.6.2	Analisis Daya Dukung Tiang.....	33
2.6.2.1	Analisis Terhadap Kekuatan Bahan Tiang.....	33
2.6.2.2	Perhitungan Pembagian Tekanan Pada Kelompok Tiang	34
2.6.2.3	Daya Dukung Ultimit Tiang	34
2.6.3	Gaya Tarik (<i>Pull Out Force</i>) Yang Diizinkan	35
2.6.4	Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang	36
2.6.5	Defleksi Tiang Vertikal	37
2.6.6	Analisis Penurunan Pondasi.....	38
2.6.6.1	Penurunan Tiang Tunggal.....	38
2.6.6.2	Penurunan Kelompok Tiang	42
BAB III METODE PENELITIAN		43
3.1	Letak Administratif.....	43
3.2	Karakteristik dan Kondisi DAS Bengawan Solo Hulu.....	43
3.3	Rancangan Pemecahan Masalah.....	46
3.4	Data Pendukung Kajian	46
3.5	Langkah-Langkah Pengerjaan Skripsi	47
BAB IV ANALISA DAN PEMBAHASAN.....		49
4.1	Analisa hidrologi	49
4.1.1	Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan DAS Bengawan Solo Hulu	49
4.1.2	Uji Konsistensi Data Hujan	49
4.1.3	Curah Hujan Rerata Daerah.....	52
4.1.3.1	Metode Rata – Rata Aljabar.....	53
4.1.3.2	Metode Rerata <i>Polyon-Thiessen</i>	54
4.1.4	Distribusi Frekuensi.....	60
4.1.4.1	Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Gumbel	60
4.1.4.2	Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson III.....	62
4.1.5	Uji Kesesuaian Distribusi	66
4.1.5.1	Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> Terhadap Distribusi Gumbel.....	66
4.1.5.2	Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III.....	70
4.1.5.3	Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi Gumbel	72
4.1.5.4	Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi Log Pearson III ...	74
4.1.5.5	Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi	

Frekusensi	76
4.1.6 Pola Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe	77
4.1.7 Hujan Efektif Jam-Jaman.....	78
4.1.8 Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis	79
4.2 Analisa Hidrolika Dengan Menggunakan <i>HEC-RAS 5</i>	104
4.2.1 Data Geometri.....	104
4.2.2 Data Aliran Tetap (<i>Steady Flow</i>).....	106
4.2.3 Hasil <i>Running HEC-RAS</i>	106
4.3 Analisis Daya Dukung Tanah.....	115
4.3.1 Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan.....	115
4.3.2 Perencanaan Dinding Penahan.....	117
4.3.2.1 Perencanaan Dinding Penahan Bawah.....	117
4.3.2.2 Perencanaan Dinding Penahan Atas	134
4.4 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang	151
4.4.1 Analisis Terhadap Kekuatan Bahan Tiang	151
4.4.2 Perhitungan Gaya Vertikal dan Horisontal Yang Bekerja Pada Tiang	151
4.4.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	153
4.4.4 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang	154
4.4.5 Perhitungan Defleksi Tiang	155
4.4.6 Penurunan Pada Ujung Tiang	156
4.5 Analisa Beton Bertulang.....	158
BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	209
5.1 Kesimpulan.....	209
5.2 Saran	210
DAFTAR PUSTAKA	xiv

Halaman ini sengaja di kosongkan



DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Hubungan antara Debit Banjir Rencana dan Tinggi Jagaan	22
Tabel 2.2	Lebar Mercu Tanggul.....	23
Tabel 2.3	Harga-harga Perkiraan Untuk Koefisien Gesekan	28
Tabel 2.4	Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang	35
Tabel 2.5	Perkiraan Modulus Elastisitas (E)	39
Tabel 2.6	Perkiraan Rasio Poisson (μ)	39
Tabel 3.1	Langkah Pengerjaan Skripsi.....	47
Tabel 4.1	Data Curah Hujan.....	49
Tabel 4.2	Uji Konsistensi Data di Stasiun Baki, Terhadap Stasiun Cokrotulung dan Stasiun Karangdowo	50
Tabel 4.3	Hasil Koreksi Stasiun Hujan Baki Terhadap Stasiun Hujan Sekitar..	51
Tabel 4.4	Data Curah Hujan Dengan Metode Rata – Rata Aljabar	53
Tabel 4.5	Data Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan.....	54
Tabel 4.6	Perhitungan Koefisien <i>Thiessen</i>	55
Tabel 4.7	Curah Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode <i>Polygon – Thiessen</i>	56
Tabel 4.8	Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode Rata – Rata Aljabar dan Metode <i>Polygon-Thiessen</i>	57
Tabel 4.9	Perhitungan Uji <i>Outlier</i> Metode <i>Grubbs and Beck</i>	58
Tabel 4.10	Data Persiapan Perhitungan Distribusi Gumbel.....	60
Tabel 4.11	Hasil Perhitungan Distribusi Gumbel	61
Tabel 4.12	Data Persiapan Perhitungan Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III.....	63
Tabel 4.13	Data Perhitungan Nilai Koefisien <i>K</i> Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III	64
Tabel 4.14	Hasil Perhitungan Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III	65
Tabel 4.15	Hasil Perhitungan Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> Terhadap Distribusi Gumbel.....	66
Tabel 4.16	Hasil Perhitungan Nilai <i>T_r</i> Gumbel.....	68
Tabel 4.17	Hasil Perhitungan Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i> Terhadap Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III	72
Tabel 4.18	Persiapan Perhitungan Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi Gumbel	72
Tabel 4.19	Batas Kelas Dalam Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi Gumbel.....	73
Tabel 4.20	Nilai <i>Chi-Square</i> Hitung Terhadap Distribusi Gumbel.....	74
Tabel 4.21	Persiapan Perhitungan Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III	74
Tabel 4.22	Batas Kelas Dalam Uji <i>Chi-Square</i> Terhadap Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III	76
Tabel 4.23	Nilai <i>Chi-Square</i> Hitung Terhadap Distribusi <i>Log Pearson</i> Tipe III.	76
Tabel 4.24	Rekapitulasi Hasil Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	76



Tabel 4.25	Rekapitulasi Hasil Uji <i>Chi-Square</i>	77
Tabel 4.26	Data Perhitungan Intensitas Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe ..	78
Tabel 4.27	Perhitungan Curah Hujan Rancangan Efektif	79
Tabel 4.28	Outflow Waduk Wonogiri.....	80
Tabel 4.29	Penentuan Karakteristik Lengkung Waktu Unit HSS Nakayasu	80
Tabel 4.30	Unit Hidrogograf Satuan Sintetis Nakayasu DAS Bengawan Solo Hulu.....	80
Tabel 4.31	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow Rata – Rata	84
Tabel 4.32	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Rata – Rata	86
Tabel 4.33	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Rata – Rata	88
Tabel 4.34	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Rata – Rata	90
Tabel 4.35	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Rata – Rata	92
Tabel 4.36	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow Maksimal.....	94
Tabel 4.37	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Maksimal.....	96
Tabel 4.38	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Maksimal.....	98
Tabel 4.39	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Maksimal.....	100
Tabel 4.40	Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Maksimal.....	102
Tabel 4.41	Rekapitulasi Qancangan Tiap Keadaan	104
Tabel 4.42	Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting Baseflow Rata – Rata ..	110
Tabel 4.43	Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting Baseflow Maksimal.....	111
Tabel 4.44	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	121
Tabel 4.45	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Kosong Keadaan Gempa	123
Tabel 4.46	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Penuh Keadaan Normal	125
Tabel 4.47	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan (Pertama) Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	127
Tabel 4.48	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan (Pertama) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal.....	129
Tabel 4.49	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan (Pertama) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa	131
Tabel 4.50	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Kosong Keadaan Normal.....	138

Tabel 4.51	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Kosong Keadaan Gempa	140
Tabel 4.52	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Penuh Keadaan Normal	142
Tabel 4.53	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Penuh Keadaan Gempa.....	144
Tabel 4.54	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal.....	146
Tabel 4.55	Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa	148
Tabel 4.56	Pembagian Tekanan pada Kelompok Tiang.....	152
Tabel 4.57	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama	162
Tabel 4.58	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama	163
Tabel 4.59	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama	164
Tabel 4.60	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Pertama	165
Tabel 4.61	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Pertama	166
Tabel 4.62	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Pertama	167
Tabel 4.63	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama	168
Tabel 4.64	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama	169
Tabel 4.65	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama	170
Tabel 4.66	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Pertama	171
Tabel 4.67	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Pertama	172
Tabel 4.68	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Pertama	173
Tabel 4.69	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama	174
Tabel 4.70	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama	175
Tabel 4.71	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama	176
Tabel 4.72	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama	177
Tabel 4.73	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown	

	Keadaan Normal Bangunan Pertama	178
Tabel 4.74	Analisa Penulanan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Pertama	179
Tabel 4.75	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua	184
Tabel 4.76	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	185
Tabel 4.77	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua	186
Tabel 4.78	Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	187
Tabel 4.79	Analisa Penulanan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua	188
Tabel 4.80	Analisa Penulanan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua	189
Tabel 4.81	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua	190
Tabel 4.82	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	191
Tabel 4.83	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua	192
Tabel 4.84	Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	193
Tabel 4.85	Analisa Penulanan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua	194
Tabel 4.86	Analisa Penulanan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	195
Tabel 4.87	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua	196
Tabel 4.88	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	197
Tabel 4.89	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua	198
Tabel 4.90	Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	199
Tabel 4.91	Analisa Penulanan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua	200
Tabel 4.92	Analisa Penulanan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Kedua.....	201



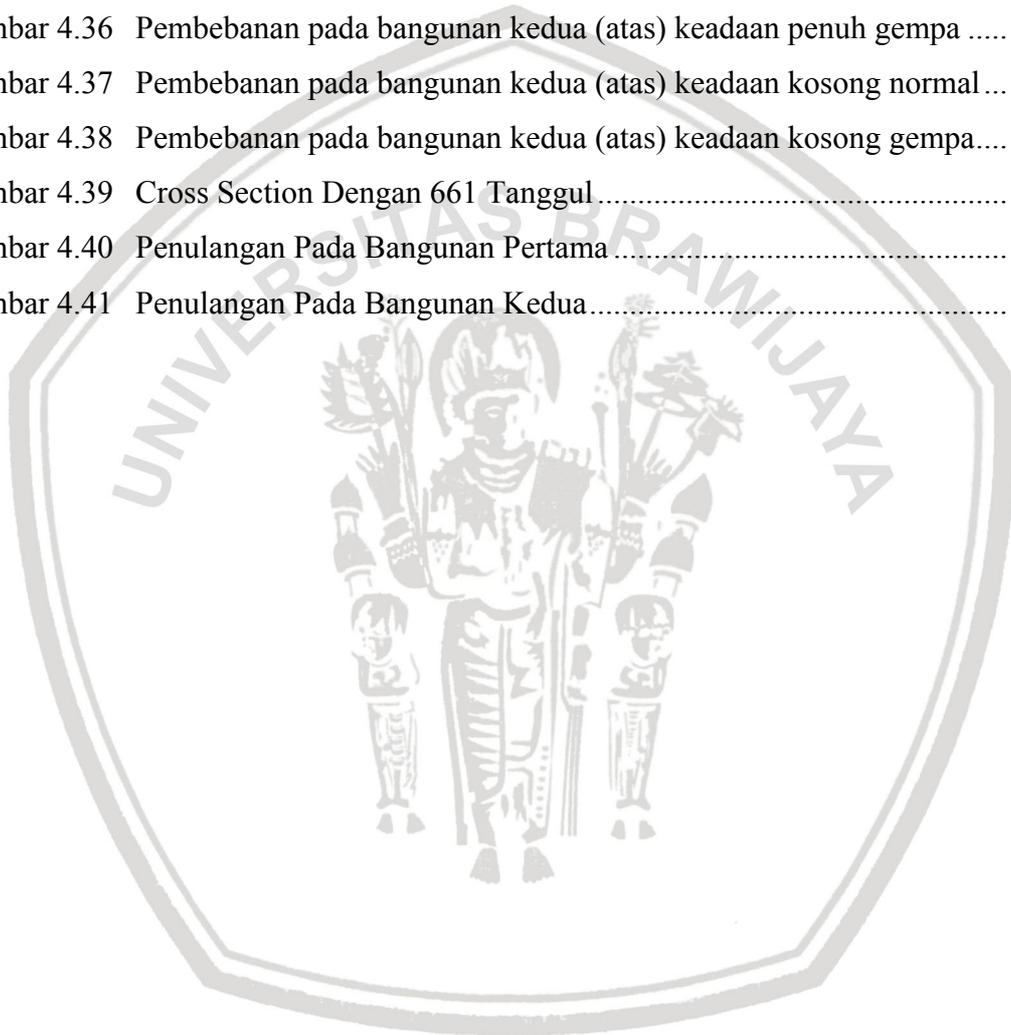
DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1	Banjir di Kecamatan Pasar Kliwon	2
Gambar 1.2	Lokasi Studi.....	3
Gambar 2.1	Bentuk-bentuk Daerah Aliran Sungai	6
Gambar 2.2	Garis Sempadan Sungai	7
Gambar 2.3	Analisis Kurva Massa Ganda	9
Gambar 2.4	Metode <i>Polygon Thiessen</i>	13
Gambar 2.5	Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	15
Gambar 2.6	Standart Step Method.....	16
Gambar 2.7	Tampilan Utama Program <i>HEC-RAS</i>	18
Gambar 2.8	Tampilan Menu Geomatic Data.....	18
Gambar 2.9	Tampilan Input Data Penampang Melintang	19
Gambar 2.10	Tampilan Menu Input Data Aliran Tidak Tetap.....	19
Gambar 2.11	Bagian-bagian Tanggul	22
Gambar 2.12	Tanggul Pasangan Batu.....	25
Gambar 2.13	Tanggul Tembok Kombinasi.....	25
Gambar 2.14	Keamanan Terhadap Gaya Penggulingan	28
Gambar 2.15	Reaksi Tanah	29
Gambar 2.16	Kurva Kapasitas Dukung Ijin Dari Uji SPT (Terzhagi dan Peck, 1967).....	30
Gambar 2.17	Tekanan Angkat Pada Pondasi Pelimpah.....	32
Gambar 2.18	Penjelasan Parameter Kelompok Tiang	37
Gambar 2.19	Faktor Penurunan I_0 (Poulos dan Davis, 1980)	40
Gambar 2.20	Koreksi Kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980)	40
Gambar 2.21	Koreksi Angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980).....	41
Gambar 2.22	Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980).....	41
Gambar 2.23	Penurunan Kelompok Tiang Dalam Tanah Pasir	42
Gambar 3.1	Peta Kota Surakarta.....	43
Gambar 3.2	Ruas Sungai Bengawan Solo.....	45
Gambar 3.3	Alur Pengerjaan Skripsi	48
Gambar 4.1	Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Baki.....	51



Gambar 4.2	Grafik Uji Konsistensi Baki Setelah Koreksi.....	52
Gambar 4.3	Hasil <i>Polygon-Thiessen</i>	54
Gambar 4.4	Grafik Hasil Perhitungan Unit HSS Nakayasu	83
Gambar 4.5	Grafik Hidrograf Banjir DAS Bengawan Solo Hulu Baseflow Rerata	94
Gambar 4.6	Grafik Hidrograf Banjir DAS Bengawan Solo Hulu Baseflow Maksimal.....	104
Gambar 4.7	Skema Sistem Sungai	105
Gambar 4.8	Tinggi Limpasan di Patok 625 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting.....	106
Gambar 4.9	Tinggi Limpasan di Patok 710 Hasil <i>Running HEC-RAS</i> Kondisi Eksisting.....	107
Gambar 4.10	Kondisi Eksisting Sungai Bengawan Solo Hulu (patok 625 – 710) ..	108
Gambar 4.11	Tinggi Limpasan Pada Potongan <i>Long Section</i> Kondisi Eksisting....	109
Gambar 4.12	<i>Cross Section</i> 710 Setelah Adanya Tanggul	113
Gambar 4.13	<i>Cross Section</i> 625 Setelah Adanya Tanggul	113
Gambar 4.14	<i>Long Section</i> Setelah Adanya Tanggul	114
Gambar 4.15	Hasil <i>Bor Log</i>	116
Gambar 4.16	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Kosong Normal	122
Gambar 4.17	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Kosong Gempa	124
Gambar 4.18	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Penuh Normal.....	126
Gambar 4.19	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Penuh Gempa	128
Gambar 4.20	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Rapid Drawdown Normal	130
Gambar 4.21	Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Rapid Drawdown Gempa	132
Gambar 4.22	Gambar Detail Bangunan Pertama (bawah)	133
Gambar 4.23	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Kosong Normal	139
Gambar 4.24	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Kosong Gempa.....	141
Gambar 4.25	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Penuh Normal	143
Gambar 4.26	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Penuh Gempa	145
Gambar 4.27	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Rapid Drawdown Normal	147
Gambar 4.28	Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Rapid Drawdown Gempa.....	149
Gambar 4.29	Gambar Detail Bangunan Kedua (atas)	150
Gambar 4.30	Desain Kelompok Tiang.....	151
Gambar 4.31	Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan penuh	

Normal.....	180
Gambar 4.32 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan penuh gempa	181
Gambar 4.33 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan kosong Normal.....	182
Gambar 4.34 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan kosong gempa	183
Gambar 4.35 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan penuh normal.....	202
Gambar 4.36 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan penuh gempa	203
Gambar 4.37 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan kosong normal...	204
Gambar 4.38 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan kosong gempa....	205
Gambar 4.39 Cross Section Dengan 661 Tanggul.....	206
Gambar 4.40 Penulangan Pada Bangunan Pertama	207
Gambar 4.41 Penulangan Pada Bangunan Kedua.....	207



Halaman ini sengaja di kosongkan



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. Perhitungan Uji Konsistensi 211



Halaman ini sengaja di kosongkan



BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Air adalah salah satu elemen yang ada di muka bumi, sekitar 72% Bumi tertutup oleh air tetapi tidak semua air bisa dimanfaatkan sebagaimana mestinya. Kita sebagai manusia tidak bisa lepas dari pemanfaatan air dalam hal yang dilakukan setiap harinya. Tetapi kita harus tetap menggunakannya dengan bijak karena ketika musim kemarau datang masih banyak masyarakat yang kekurangan air bersih untuk melakukan aktivitasnya.

Air memang dibutuhkan oleh banyak orang tetapi air juga bisa membuat bencana seperti banjir. Banjir bisa disebabkan karena perubahan lahan yang seharusnya sebagai tempat menyerap air tetapi dikarenakan hutan yang gundul atau perubahan lahan di hulu, menjadikan sangat sedikit air yang terserap. Hal tersebut menjadikan air yang melimpas di permukaan menjadi sangat banyak dan sungai yang menampung itu semua tidak memiliki kapasitas yang cukup sehingga meluap dan menimbulkan banjir yang sering terjadi.

Berbagai macam cara untuk meminimalisir terjadinya banjir adalah dengan tanggul banjir, waduk, *retention basin*, sudetan, pelindung atau dinding penahan, krib, pintu air, dan sebagainya. Hujan yang turun di hulu akan menuju hilir melalui sungai, dengan semakin berkurangnya lahan resapan di daerah hulu maka debit yang akan melewati sungai akan semakin besar, maka diperlukan adanya penanggulangan masalah banjir bisa dengan cara pembangunan struktur maupun tidak. Maka dari itu studi yang berjudul “Studi Perencanaan Tanggul Banjir di Sungai Bengawan Solo Pada Ruas Kota Surakarta, Jawa Tengah” harus dilakukan.

1.2. Identifikasi Masalah

Salah satu permasalahan yang sering terjadi pada sungai Bengawan Solo di Surakarta adalah banjir. Beberapa tahun terakhir ini terutama pada musim penghujan, debit banjir di Bengawan Solo mengalami peningkatan dan kapasitas tampungan sungai sudah tidak mencukupi untuk menampung debit tersebut sehingga mengakibatkan banjir dengan genangan yang cukup lama dengan kisaran ketinggian 30 cm – 100 cm pada pemukiman penduduk yang berlokasi di Kecamatan Jebres dan Kecamatan Pasar Kliwon.



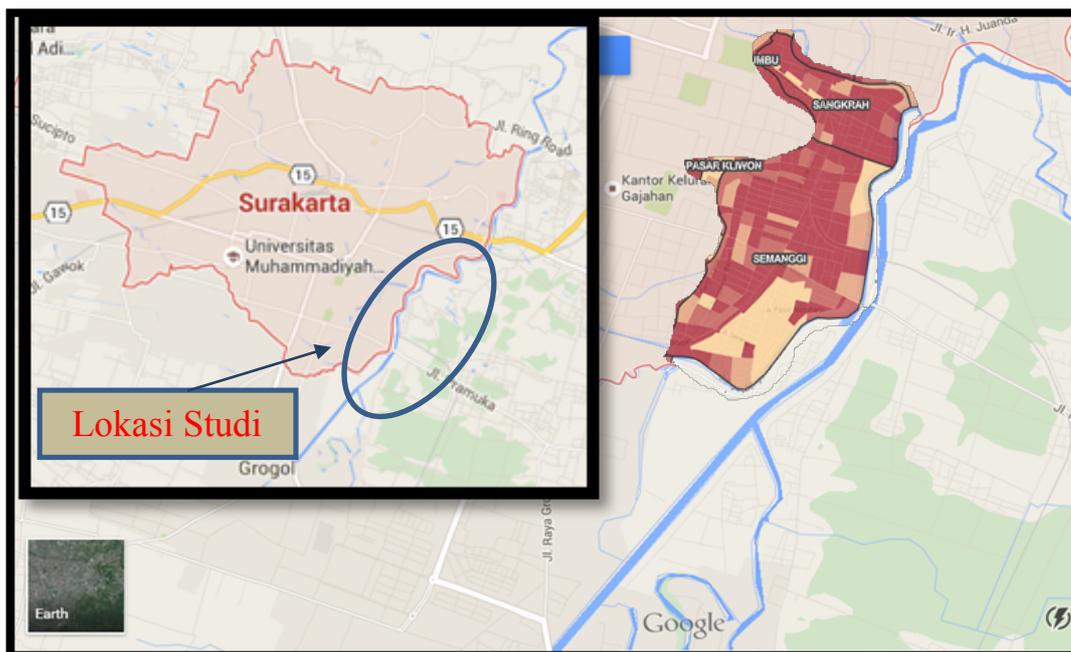
Gambar 1.1 Banjir di Kecamatan Pasar Kliwon

Sumber: Solopos.com

Kondisi hulu dari Bengawan Solo sendiri yang sudah mengalami banyak perubahan mengakibatkan kurangnya daya serap air bagian hulu menjadikan Bengawan Solo menjadi tidak dapat menampung debit air yang akan melewati Bengawan Solo pada musim penghujan, ditambah pula dengan bertambahnya pemukiman warga di hilir Bengawan Solo sehingga membuat kondisi tanah di daerah sekitar menjadi rawan erosi.

Berdasarkan uraian di atas, maka harus dilakukan penanggulangan banjir untuk kota solo. Penanggulangan banjir yang paling banyak dilakukan pada sungai-sungai di Indonesia adalah dengan dilakukannya normalisasi, tanggul banjir, dan dinding penahan. Tetapi harus diperhatikan pula apakah kondisi dari lapangan apakah memungkinkan untuk normalisasi dengan melihat keadaan sungai yang berada di tengah kota, walaupun diharuskan melakukan pembangunan tanggul banjir juga harus diperhatikan apakah kondisi dari tanah tersebut bisa untuk di bangun sebuah tanggul banjir, jika kondisi tanah memungkinkan terjadinya kelongsoran maka harus dilakukan pula perkuatan lereng sungai tersebut dengan dinding penahan agar tanah yang dijadikan sebagai pondasi untuk tanggul banjir tidak longsor. Dinding penahan merupakan upaya yang dilakukan untuk menahan agar tanah yang berada di lereng sungai tersebut tidak longsor sehingga mengakibatkan tanggul jebol, contoh dari dinding penahan adalah *revetment*, *bronjong*, dan *sheet pile*. Maka dari itu studi perencanaan tanggul banjir pada sungai Bengawan Solo perlu

dilakukan, mengingat untuk menindak lanjuti permasalahan banjir yang sering terjadi dan berdampak pada masyarakat sekitar Bengawan Solo.



Gambar 1.2 Lokasi Studi

Sumber: Google Earth

1.3. Batasan Masalah

Supaya lebih memfokuskan pada permasalahan yang dihadapi, maka studi ini memberikan batasan masalah sebagai berikut:

1. Wilayah studi ini adalah Bengawan Solo yang berlokasi di Surakarta.
2. Penelitian menggunakan bantuan program *HEC-RAS*.
3. Dalam kaitannya dengan penentuan Q rencana digunakan Q_{25th} , sebagaimana digunakan pada perencanaan bangunan-bangunan sungai di Indonesia, yang kemudian untuk kontrolnya menggunakan Q_{50th} .
4. Tidak membahas tentang transport sedimen yang terjadi di sepanjang sungai.
5. Tidak membahas analisa ekonomi.
6. Tidak membahas masalah sedimen, erosi lahan, dan AMDAL.

1.4. Rumusan Masalah

Berdasarkan batasan masalah di atas, maka permasalahan pada kajian ini dapat dirumuskan sebagai berikut :

1. Berapakah debit banjir rancangan yang sesuai dengan PP 28 tahun 2015?
2. Apakah kapasitas sungai mampu mengalirkan Q_{25th} pada kondisi eksisting?
3. Bagaimana desain tanggul tipe *retaining wall* yang mampu mengendalikan masalah banjir di Sungai Bengawan Solo kota Surakarta pada kondisi tersebut?

4. Apakah ruas Sungai Bengawan Solo kota Surakarta mampu untuk mengalirkan Q_{25th} dengan aman setelah adanya upaya dalam penanggulangan banjir?

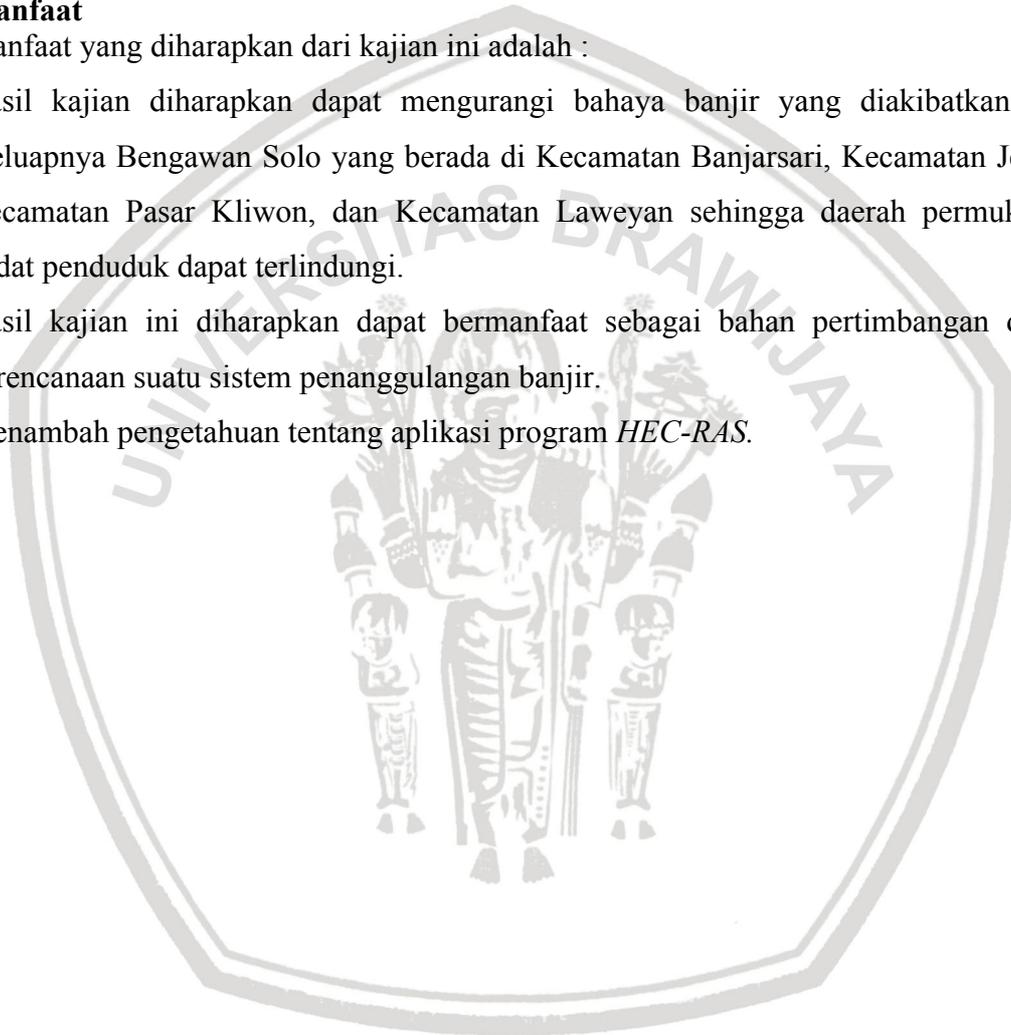
1.5. Tujuan

Tujuan dari studi ini adalah mengetahui berapa debit banjir rancangan yang sesuai dengan PP 28 tahun 2015 lalu untuk mengetahui apakah sungai mampu mengalirkan dan desain tanggul *retaining wall* seperti apa yang mampu mengendalikan banjir di Sungai Bengawan Solo kota Surakarta pada kondisi tersebut, dan mengetahui apakah mampu mengalirkan setelah adanya penanggulangan banjir yang dilakukan.

1.6. Manfaat

Manfaat yang diharapkan dari kajian ini adalah :

1. Hasil kajian diharapkan dapat mengurangi bahaya banjir yang diakibatkan oleh meluapnya Bengawan Solo yang berada di Kecamatan Banjarsari, Kecamatan Jebres, Kecamatan Pasar Kliwon, dan Kecamatan Laweyan sehingga daerah permukiman padat penduduk dapat terlindungi.
2. Hasil kajian ini diharapkan dapat bermanfaat sebagai bahan pertimbangan dalam perencanaan suatu sistem penanggulangan banjir.
3. Menambah pengetahuan tentang aplikasi program *HEC-RAS*.



BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Daerah Aliran Sungai

2.1.1. Pengertian Daerah Aliran Sungai

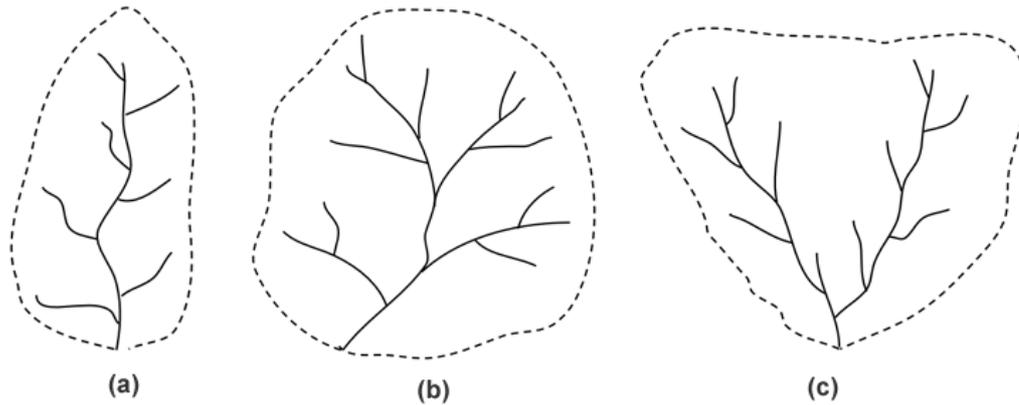
Daerah Aliran Sungai disingkat DAS ialah suatu kawasan yang dibatasi oleh titik-titik tinggi dimana air yang berasal dari air hujan yang jatuh, terkumpul dalam kawasan tersebut. Guna dari DAS adalah menerima, menyimpan, dan mengalirkan air hujan yang jatuh di atasnya melalui sungai.

2.1.2. Bentuk Daerah Aliran Sungai

Sifat-sifat sungai sangat dipengaruhi oleh luas dan bentuk daerah pengaliran serta kemiringannya. DAS dapat dibedakan berdasarkan bentuk atau pola dimana bentuk ini mempengaruhi waktu konsentrasi air hujan yang jatuh dan mengalir menuju outlet. Semakin bulat bentuk DAS berarti semakin singkat waktu konsentrasi yang diperlukan, sehingga semakin tinggi fluktuasi banjir yang terjadi. Sebaliknya semakin lonjong bentuk DAS, waktu konsentrasi yang diperlukan semakin lama sehingga fluktuasi banjir semakin rendah.

Bentuk dari DAS ada 3 yaitu:

1. Bentuk Bulu Burung
 - Anak sungai terletak dikiri dan kanan sungai utama
 - Bentuk DAS ini mempunyai debit banjir yang relative kecil karena waktu tiba banjir dari anak-anak sungainya yang terletak dikiri kanan sungai utama berbeda-beda.
 - Waktu banjir relatif lama
2. Bentuk Radial
 - Bentuk DAS ini menyerupai kipas, debit banjir terjadi pada titik pertemuan anak-anak sungainya meskipun tidak lama.
 - Anak sungai terkonsentrasi ke satu titik secara radial.
3. Bentuk Paralel
 - Bentuk DAS ini mempunyai corak dimana 2 jalur aliran sungai yang sejajar, bersatu dibagian hilir. Debit banjir terjadi pada bagian hilir.



Gambar 2.1 Bentuk-bentuk Daerah Aliran Sungai

Sumber: jurnalbumi.com

2.1.3 Sempadan Sungai

Dalam mewujudkan pemanfaatan sungai serta mengendalikan daya rusak sungai, perlu ditentukan garis sempadan sungai yaitu garis batas perlindungan sungai. Garis sempadan sungai ini akan menjadi acuan pokok dalam kegiatan pemanfaatan dan perlindungan sungai serta pengembangan pemukiman di wilayah sekitar sungai.

Dalam penentuan garis sempadan sungai, ada tiga aspek penting yang harus dipertimbangkan, antara lain:

1. Aspek Hukum
2. Aspek Teknis
3. Aspek Sosial

Selain mempertimbangkan ketiga aspek diatas, perencanaan sempadan sungai ini juga harus berpedoman pada:

1. UU No.7 tahun 2004 tentang Sumber Daya Air
2. PP No. 38 tahun 2011 tentang Sungai
3. Permen PU-PERA No. 28 tahun 2015 tentang penetapan garis sempadan sungai dan garis sempadan danau

Dalam permen PU-PERA No.28 tahun 2015, dijelaskan bahwa sungai adalah alur atau wadah air alami dan/atau buatan berupa jaringan pengaliran air beserta air di dalamnya, mulai dari hulu sampai muara, dengan dibatasi kanan dan kiri oleh garis sempadan. Dan juga dijelaskan bahwa garis sempadan sungai adalah garis maya di kiri dan kanan palung sungai yang ditetapkan sebagai batas perlindungan sungai. Penetapan garis sempadan sungai dimaksudkan sebagai upaya agar kegiatan perlindungan, penggunaan dan

pengendalian atas sumber daya yang ada pada sungai termasuk danau dan waduk dapat dilaksanakan sesuai dengan tujuannya.

Kriteria penetapan garis sempadan sungai terdiri dari:

1. Sungai bertanggul di luar kawasan perkotaan
2. Sungai bertanggul di dalam kawasan perkotaan
3. Sungai tidak bertanggul di luar kawasan perkotaan
4. Sungai tidak bertanggul di dalam kawasan perkotaan

Berdasarkan kriteria di atas penetapan garis sempadan sungai ditentukan sebagai berikut:

1. Penetapan garis sempadan sungai bertanggul ditetapkan sebagai berikut :
 - a. Garis sempadan sungai bertanggul di luar kawasan perkotaan ditetapkan sekurang-kurangnya 5 (lima) meter di sebelah luar sepanjang kaki tanggul.
 - b. Garis sempadan sungai bertanggul di dalam kawasan perkotaan ditetapkan sekurang-kurangnya 3 (tiga) meter di sebelah luar sepanjang kaki tanggul.
2. Penetapan garis sempadan sungai tidak bertanggul di luar kawasan perkotaan.
 - a. Sungai besar yaitu sungai yang mempunyai daerah pengaliran sungai seluas 500 (lima ratus) km^2 atau lebih.
 - b. Sungai kecil yaitu sungai yang mempunyai daerah pengaliran sungai seluas kurang dari 500 (lima ratus) km^2 .



Gambar 2.2 Garis Sempadan Sungai

Sumber: Sastrodihardjo, 2009

2.2. Analisis Hidrologi

Secara umum analisis hidrologi merupakan satu bagian analisis awal dalam perancangan bangunan-bangunan hidraulik. Pengertian yang terkandung di dalamnya

adalah bahwa informasi dan besaran-besaran yang diperoleh dalam analisis hidrologi merupakan masukan penting dalam analisis selanjutnya.

Didalam hidrologi, salah satu aspek analisis yang diharapkandihasilkan menunjang perancangan bangunan-bangunan hidraulik adalah penetapan besaran-besaran rancangan, baik hujan, banjir maupun unsur hidrologi lainnya.

Sehingga semua data yang didapat dari analisis tidak dianjurkan untuk langsung melakukan perhitungan. Perlu dilakukan pengujian-pengujian terhadap data tersebut agar didapatkan hasil yang mendekati keakuratan. Pengujian yang lazimnya digunakan yaitu Uji Chi-Square, dan Uji Smirnov Kolmogorov. dari kesemua pengujian data tersebut akan diperoleh hasil terhadap populasi data, apakah berbeda nyata atau tidak. Hal ini yang nantinya akan menjadi tolak ukur perhitungan analisis hidrologi selanjutnya.

2.2.1 Analisis Data Curah Hujan

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rencana pemanfaatan air dan rencana pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah (*area rainfall*), bukan curah hujan pada suatu titik tertentu (*point rainfall*). Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm (Sosrodarsono, 1977).

Terdapat beberapa metode untuk mendapatkan *area rainfall*, yaitu:

- a. Metode rerata Aljabar (*Arithmetic Mean*)
- b. Metode Poligon Thiessen
- c. Metode Isohyet

Menurut Suyono Sosrodarsono, pada umumnya untuk menentukan metode curah hujan daerah yang sesuai adalah dengan menggunakan standar luas daerah, sebagai berikut (Sosrodarsono, 2003:51):

- Daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan.
- Untuk daerah tinjauan dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki dua atau tiga titik pengamatan dapat menggunakan metode rata-rata aljabar.
- Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000-500.000 ha yang mempunyai titik-titik pengamatan tersebar cukup merata dan di mana curah hujannya tidak terlalu dipengaruhi oleh kondisi topografi, dapat digunakan cara rata-rata aljabar. Jika titik-titik pengamatan itu tidak tersebar merata maka akan digunakan cara polygon Thiessen.

- Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha dapat digunakan carah isohyet atau metode potongan antara (*inter-section method*).

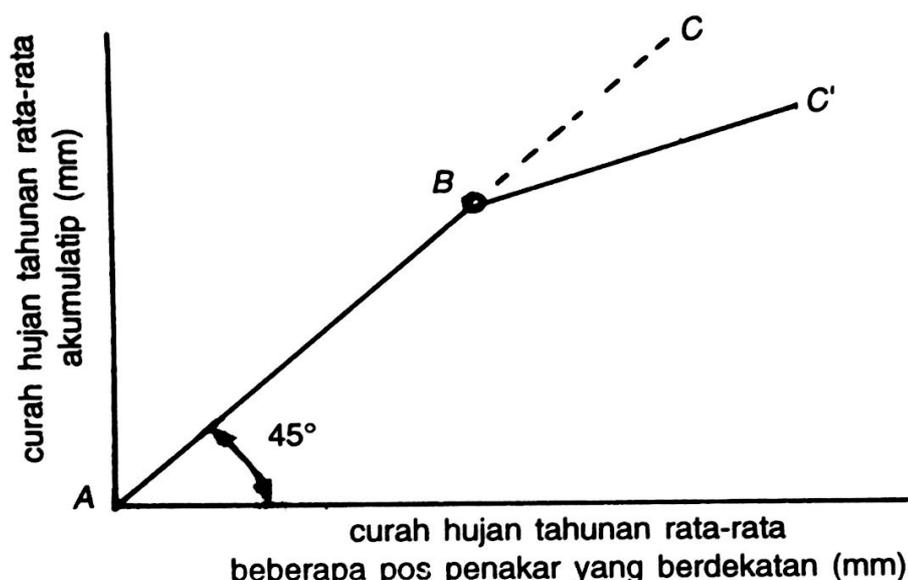
2.2.2. Uji Konsistensi

Ketelitian hasil perhitungan dalam ramalan Hidrologi sangat diperlukan, yang tergantung dari konsistensi data itu sendiri. Dalam suatu rangkaian data pengamatan hujan, dapat timbul ketidak konsistenan, yang dapat mengakibatkan penyimpangan dalam perhitungan.

Ketidak konsistenan ini dapat disebabkan oleh beberapa faktor, antara lain:

- Perubahan letak stasiun
- Perubahan sistem pendataan
- Perubahan iklim
- Perubahan dalam lingkungan sekitar

Perubahan lokasi stasiun hujan atau perubahan prosedur pengukuran dapat memberikan pengaruh yang cukup besar terhadap jmlah hujan yang terukur, sehingga dapat menyebabkan terjadinya kesalahan. Konsistensi dari pencatatan hujan diperiksa dengan metode kurva massa ganda (*double mass curve*). Metode ini membandingkan hujan tahunan kumulatif di stasiun y terhadap stasiun referensi x. Stasiun referensi biasanya adalah nilai rerata dari beberapa stasiun di dekatnya, kemudian nilai-nilai tersebut digambar pada sistem koordinat stasiun x-y. Apabila garis yang terbentuk lurus berarti pencatatan di stasiun y adalah konsisten. Apabila kemiringan kurva patah/berubah, berarti pencatatan di stasiun y tak konsisten dan perlu di koreksi. (Triatmodjo, B. 2010:41)



Gambar 2.3 Analisis Kurva Massa Ganda

Sumber: Soemarto, 1986:14

$$Hz = Fk \cdot H_0 \dots\dots\dots (2-1)$$

$$Fk = \frac{\tan a}{\tan a_0} \dots\dots\dots (2-2)$$

dengan:

Hz = Data hujan yang perlu diperbaiki

H₀ = Data hujan hasil pengamatan

Fk = Faktor koreksi

Tan α = Kemiringan garis sebelum ada perubahan

Tan α₀ = Kemiringan garis sesudah ada perubahan

2.2.3. Curah Hujan Rancangan

Curah hujan rancangan adalah curah hujan yang mungkin terjadi pada kala ulang tertentu. Curah hujan rancangan untuk periode ulang tertentu secara statistik dapat diperkirakan berdasarkan seri data curah hujan harian maksimum tahunan (*maximum annual series*) jangka panjang dengan analisis distribusi frekuensi. Curah hujan rancangan/desain ini biasanya dihitung untuk periode ulang 2, 5, 10, 25, 50, dan 100 tahun.

Untuk mencari didtribusi yang cocok dengan data yang tersedia dari pos penakar hujan yang ada di lokasi pekerjaan perlu dilakukan analisis frekuensi. Analisis frekuensi dapat dilakukan dengan seri data hujan maupun data debit. Jenis distribusi frekuensi yang banyak digunakan dalam hidrologi adalah Distribusi Gumbe dan Log Pearson Type III.

Setiap jenis sebaran tersebut mempunyai ciri-ciri dan bentuk khas masing-masing yang ditentukan oleh data statistik dari rangkaian datanya. Data statistik yang dimaksud adalah sebagai berikut :

$$X = \text{harga rata-rata} = \Sigma Xi/n$$

$$S = \text{simpangan baku} = \sqrt{\{\Sigma(Xi - X)^2 / (n-1)\}}$$

$$Cv = \text{koefisien variasi} = S/x$$

$$Cs = \text{koefisien skewness} = n \cdot \Sigma(Xi - X)^3 / [(n-1) (n-2)]$$

$$Ck = \text{koefisien kurtosis} = n^2 \Sigma(Xi - X)^4 / [(n-1) (n-2)S^2]$$

2.2.4. Distribusi Log Pearson Tipe III

Keistimewaan metode Log Pearson Type III adalah dapat digunakan untuk semua sebaran data. Adapun langkah-langkah analisis frekuensi dengan metode Log Pearson Type III adalah sebagai berikut:

Nilai rerata, dengan persamaan:

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{1}{n} \sum_1^n \text{log } Xi \quad \dots\dots\dots (2-3)$$

Standard deviasi, dengan persamaan:

$$S = \frac{\frac{1}{n} \sum_1^n (\text{log } Xi - \overline{\text{log } X})^2}{n - 1} \quad \dots\dots\dots (2-4)$$

Koefisien kepencengan (skewnes), dengan persamaan:

$$Cs = \frac{n \sum_1^n (\text{log } Xi - \overline{\text{log } X})^3}{(n - 1)(n - 2) S^3} \quad \dots\dots\dots (2-5)$$

Koefisien kepuncakan (kurtosis), dengan persamaan:

$$Ck = \frac{n^2 \sum_1^n (\overline{\text{log } X} - \text{Log } Xi)^2}{(n - 1)(n - 2)(n - 3) S^4} \quad \dots\dots\dots (2-6)$$

Keragaman sample (variasi), dengan persamaan:

$$Cv = \frac{S}{\overline{\text{Log } Xi}} \quad \dots\dots\dots (2-7)$$

Logaritma X dengan persamaan :

$$\text{Log } X = \overline{\text{Log } Xi} + G.S \quad \dots\dots\dots (2-8)$$

Antilog X

$$\text{Log } X = \log^{-1} X \quad \dots\dots\dots (2-9)$$

dengan:

$\text{Log } X$ = Logaritma debit atau curah hujan

$\overline{\text{Log } X}$ = Logaritma rerata dari debit atau curah hujan

$\text{Log } Xi$ = Logaritma debit atau curah hujan tahun ke I

G = Konstanta Log Pearson Type III, berdasarkan koefisien kepencengan

S_i = Simpangan baku

Cs = Koefisien kepencengan

Ck = Koefisien kurtosis

Cv = Keragaman sample (variasi)

n = Jumlah data

2.2.5. Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Pemeriksaan uji kesesuaian dapat dilakukan dengan uji *Chi Square* dan uji *Smirnov-Kolmogorov* (Soewarno, 1995 : 194).

2.2.5.1 Uji Smirnov Kolmogorov

Menurut Montarcih (2010 : 64), Uji Smirnov – Kolmogorov adalah uji distribusi terhadap penyimpangan data kearah horizontal untuk mengetahui suatu data sesuai dengan jenis sebaran teoritis yang dipilih atau tidak. Uji Smirnov – Kolmogorov digunakan untuk menguji kesesuaian dari distribusi secara horisontal dari data. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis. Caranya dengan mengurutkan data X dari besar ke kecil. Kemudian menghitung simpangan maksimum D dengan rumus:

$$D = \text{Max} | P_x(x) - S_n(x) | \dots\dots\dots (2-10)$$

dengan:

$P_x(x)$ = posisi data X menurut garis sebaran teoritis.

$S_n(x)$ = posisi data X menurut pengamatan, dalam hal ini dipakai posisi plotting menurut Weibull

2.2.5.2 Uji Chi-Square

Uji Chi Square digunakan untuk uji kesesuaian distribusi secara vertikal dari data. Uji ini didasarkan pada perbedaan nilai ordinat teoritis atau frekuensi harapan dengan ordinat empiris. yang dinyatakan dengan rumus:

$$X^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \dots\dots\dots (2-11)$$

Dengan:

χ^2 = harga Chi – Square

E_j = Frekuensi teoritis kelas j

O_j = Frekuensi pengamatan kelas j

2.3. Analisis Debit Banjir Rancangan

Banjir Rancangan adalah besarnya debit banjir yang ditetapkan sebagai dasar penentuan kapasitas dan mendimensi bangunan-bangunan hidraulik (termasuk bangunan di sungai), sedemikian hingga kerusakan yang dapat ditimbulkan baik langsung maupun tidak langsung oleh banjir tidak boleh terjadi selama besaran banjir tidak terlampaui.



2.3.1 Curah Hujan

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata diseluruh daerah yang bersangkutan, bukan curah hujan pada suatu titik tertentu. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm.

2.3.1.1 Metode *Polygon Thiessen*

Hasil perhitungan dengan rumus *polygon thiessen* lebih teliti dibandingkan dengan cara yang dihitung dengan rata-rata hitung. Hal ini disebabkan karena dalam cara *polygon thiessen* lebih banyak memperhatikan faktor - faktor yang mungkin mempengaruhi, misalnya luas daerah pengukuran, luas daerah pengaruh, tingkat curah hujan, dan lain – lain.

Curah hujan daerah itu dapat dihitung dengan persamaan:

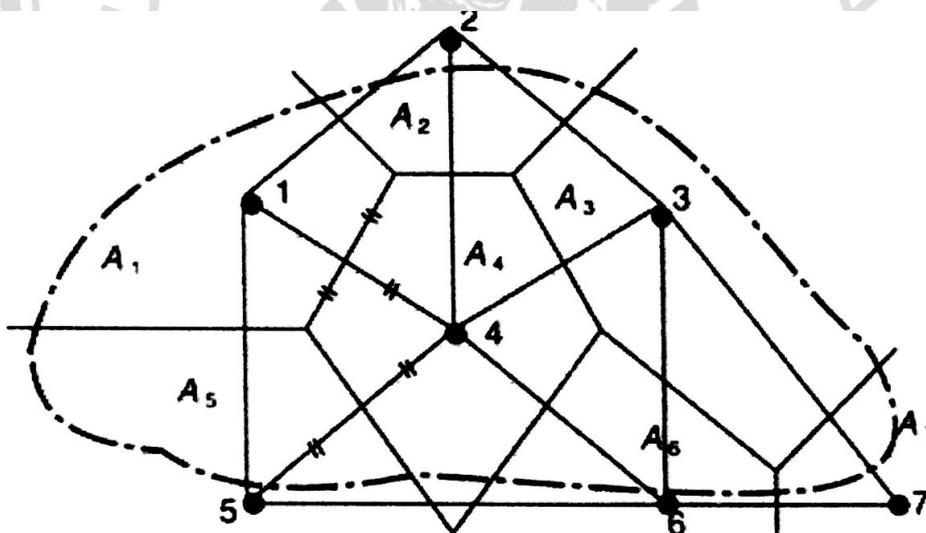
$$\bar{R} = \frac{A_1R_1 + A_2R_2 + \dots + A_nR_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-12)$$

dengan:

\bar{R} = curah hujan daerah

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan di tiap pengamatan dan n adalah jumlah titik pengamatan

A_1, A_2, \dots, A_n = bagian daerah yang mewakili tiap titik pengamatan



Gambar 2.4 Metode *Polygon Thiessen*

Sumber: Soemarto CD, 1987:32

Menurut Suyono Sosrodarsono (1983:51), pada umumnya untuk menentukan metode curah hujan daerah yang sesuai adalah dengan menggunakan standar luas daerah, sebagai berikut:

- Daerah tinjauan dengan luas 250 ha dengan variasi topografi kecil, dapat diwakili oleh sebuah alat ukur curah hujan

- b. Untuk daerah tinjauan dengan luas 250-50.000 ha yang memiliki dua atau tiga titik pengamatan dapat menggunakan rata-rata aljabar.
- c. Untuk daerah tinjauan dengan luas 120.000-500.000 ha yang mempunyai titik – titik pengamatan itu tidak tersebar merata maka digunakan cara *Polygon Thiessen*.
- d. Untuk daerah tinjauan dengan luas lebih dari 500.000 ha dapat digunakan cara *isohyet* atau metode potongan antara (*inter-section method*).

2.3.1.2 Metode Rata – Rata Aljabar

Cara hitungan dengan rata-rata aljabar (*mean arithmetic method*) ini merupakan cara yang paling sederhana, akan tetapi memberikan hasil yang tidak teliti. Hal tersebut di antaranya karena setiap stasiun dianggap mempunyai bobot yang sama. Hal ini hanya digunakan kalua hujan yang terjadi dalam DAS homogeny dan variasi tahunannya tidak terlalu besar. Keadaan hujan di Indonesia (daerah tropis pada umumnya) sangat versifat setempat, dengan variasi ruang yang sangat besar. Dengan rumus:

$$P = \frac{1}{n} (P_1 + P_2 + \dots + P_n) \dots\dots\dots (2-13)$$

2.3.2 Hidrograf Satuan Sintetis

2.3.2.1 Hidrograf Nakayasu

Hidrograf satuan sintetis Nakayasu dikembangkan berdasar beberapa sungai di Jepang (Soemarto, 1987). Bentuk HSS Nakayasu diberikan oleh persamaan berikut ini:

$$Q_p = \frac{1}{3,6} \left(\frac{A R_e}{0,3T_p + T_{0,3}} \right) \dots\dots\dots (2-14)$$

$$T_p = t_g + 0,8 T_r \dots\dots\dots (2-15)$$

$$t_g = 0,4 + 0,058L \quad (\text{untuk } L > 15\text{km}) \dots\dots\dots (2-16)$$

$$t_g = 0,21 L^{0,7} \quad (\text{untuk } L < 15\text{km}) \dots\dots\dots (2-17)$$

$$T_{0,3} = \alpha t_g \dots\dots\dots (2-18)$$

$$t_r = 0,5 t_g \text{ sampai } t_g \dots\dots\dots (2-19)$$

dengan:

Q_p = debit puncak banjir

A = Luas DAS (km^2)

R_e = curah hujan efektif (1 mm)

T_p = waktu dari permulaan banjir smpai puncak hidrograf banjir (jam)

$T_{0,3}$ = waktu dari puncak banjir sampai 0,3 kali debit puncak banjir (jam)

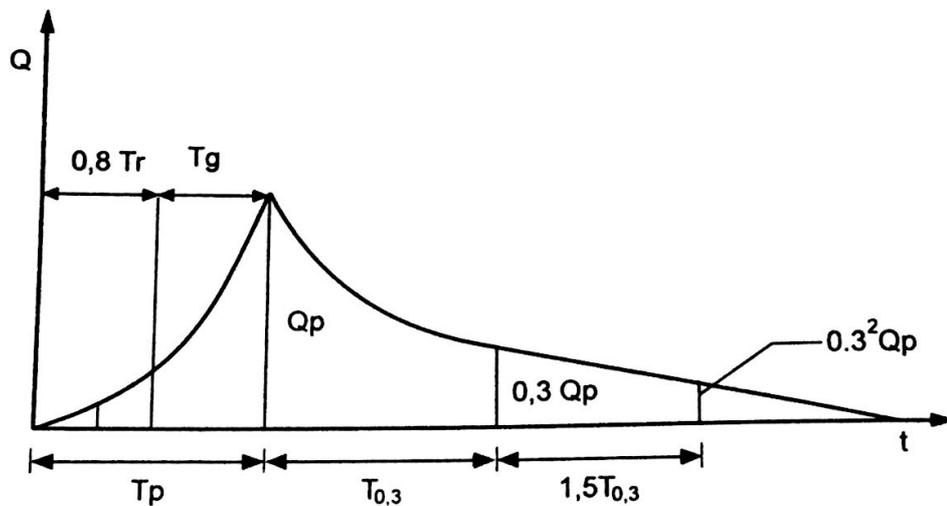
t_g = waktu konsentrasi (jam)

T_r = satuan waktu dari curah hujan (jam)

α = koefisien karakteristik DAS



L = Panjang sungai utama (km)



Gambar 2.5 Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu

Sumber: Triatmodjo, Bambang, 2008:184

Bentuk hidrograf satuan diberikan oleh persamaan berikut:

- a. Pada kurva naik ($0 < t < T_p$)

$$Q_t = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \dots\dots\dots (2-20)$$

- b. Pada kurva turun ($T_p < t < T_p + T_{0,3}$)

$$Q_r = Q_p \cdot 0,3^{(t-T_p)/T_{0,3}} \dots\dots\dots (2-21)$$

- c. Pada kurva turun ($T_p + T_{0,3} < t < T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)+(0,5 T_{0,3})]/(1,5 T_{0,3})} \dots\dots\dots (2-22)$$

- d. Pada kurva turun ($t > T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3}$)

$$Q_t = Q_p \cdot 0,3^{[(t-T_p)+(1,5 T_{0,3})]/(2 T_{0,3})} \dots\dots\dots (2-23)$$

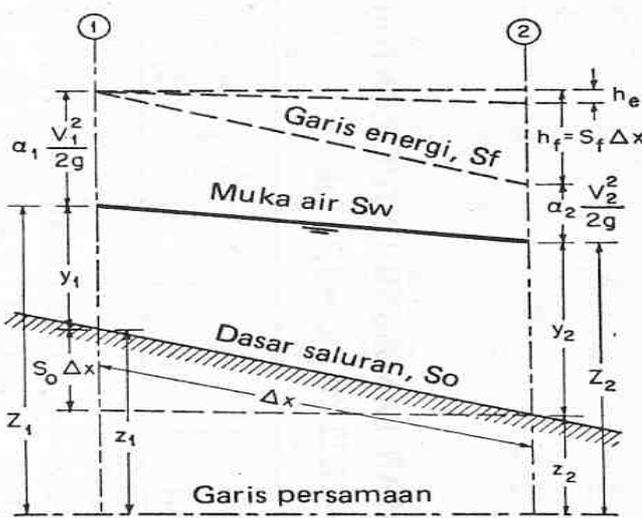
2.4. Analisis Hidrolika

Analisa hidrolika merupakan bagian yang sangat penting dalam perencanaan tanggul dan bangunan-bangunan air. tujuan analisis hidrolika pada pekerjaan ini adalah untuk mengetahui seberapa besar pengaruh debit banjir rencana (*design flood*) terhadap elevasi tanggul. dimana besarnya debit banjir akan digunakan sebagai dasar untuk merencanakan kapasitas penampang sungai, dan ketinggian tanggul yang akan dibangun pada alur suatu sungai. pada analisis ini dibutuhkan data-data pengukuran melintang sungai (*cross section*) dan hasil analisis banjir rencana periode ulang 50 tahunan (Q_{50} th). Analisis hidrolika bertujuan pula untuk mengetahui kemampuan penampang dalam

menampung debit rencana. Salah satu penyebab banjir adalah karena ketidakmampuan penampang dalam menampung debit banjir yang terjadi.

Analisa Hidrolika dilakukan dengan menggunakan perangkat lunak HEC-RAS, perangkat lunak ini merupakan salah satu program yang digunakan untuk menentukan profil aliran sungai berdasarkan debit rencana dengan periode ulang tertentu atau yang direncanakan. HEC-RAS adalah perangkat lunak yang dikembangkan oleh Bill S. Eichert dari The Hydrologic Engineering Center, US Army Corps of Engineers. Program ini dimaksudkan untuk menghitung profil muka air pada keadaan debit tetap dan aliran berubah lambat laun (*steady gradually varied flow*) pada sungai maupun saluran, baik untuk aliran sub kritis maupun aliran super kritis.

Langkah perhitungan ini dikenal sebagai Standard Step Method, yaitu menghitung profil muka air pada setiap penampang melintang yang diselesaikan dengan metode iterasi (Chow, 1985), yang diperlihatkan pada gambar berikut:



Gambar 2.6 Standart Step Method

Sumber: Chow, 1985

$$Z_1 + \frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} = Z_2 + \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} + h_f + h_e \dots\dots\dots (2-24)$$

$$h_f = LS_w + C \left[\frac{\alpha_1 V_1^2}{2g} - \frac{\alpha_2 V_2^2}{2g} \right] \dots\dots\dots (2-25)$$

dengan:

Z_1, Z_2 = elevasi muka air pada setiap penampang melintang

V_1, V_2 = kecepatan aliran rata-rata penampang (m/det)

α_1, α_2 = koefisien kecepatan aliran



- g = percepatan gravitasi (m/det^2)
 h_f = kehilangan tinggi energi karena gesekan (m)
 h_e = Kehilangan tinggi energi karena pusaran, dalam perhitungan praktis dianggap nol (m).
 L = panjang pias yang ditinjau (m)
 S_w = kemiringan garis permukaan air
 C = koefisien ekspansi / kontraksi

Pembuatan model Sungai dilakukan dengan model eksisting dan model desain berdasarkan data perencanaan untuk berbagai debit dengan menggunakan nilai Koefisien kekasaran Manning yang didapat dengan perkiraan berdasarkan pengamatan kondisi alur sungai di lapangan (Chow, 1985).

$$\text{Rumus Manning : } \frac{Q}{A} = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2} \dots\dots\dots (2-26)$$

$$A = B.H$$

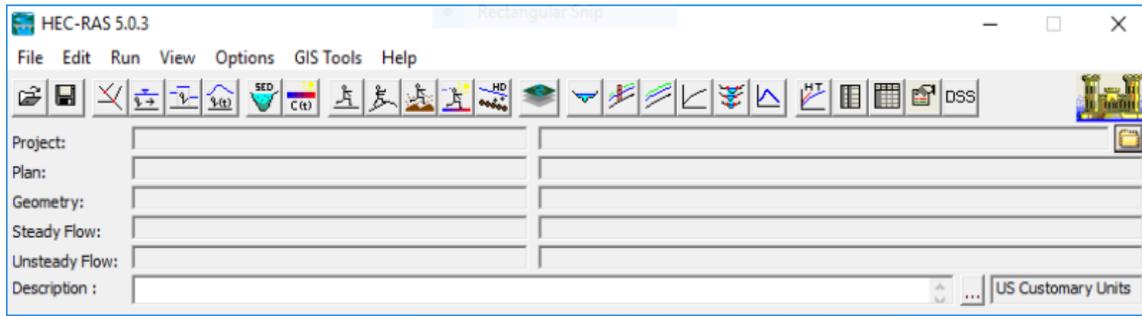
dengan:

- Q = debit aliran (m^3/det)
 A = luas tampang basah basah (m^2)
 R = A/P = radius hidraulik (m)
 I = kemiringan garis energi
 n = koefisien kekasaran Manning
 B = lebar basah (m)
 H = kedalaman air (m)

Analisis hidraulika dilakukan dengan pendekatan model aliran seragam (*steady flow model*) 1 D menggunakan software HEC-RAS v5. Dalam model 1D ini sistem sungai Bengawan Solo disimulasi dengan memodelkan secara spesifik pada tiap tampang sungai, tinggi tanggul, aliran pada alur sungai dan aliran pada bantaran serta pelimpahan air yang melebihi elevasi mercu tanggul ke kiri atau kanan tebing sungai.

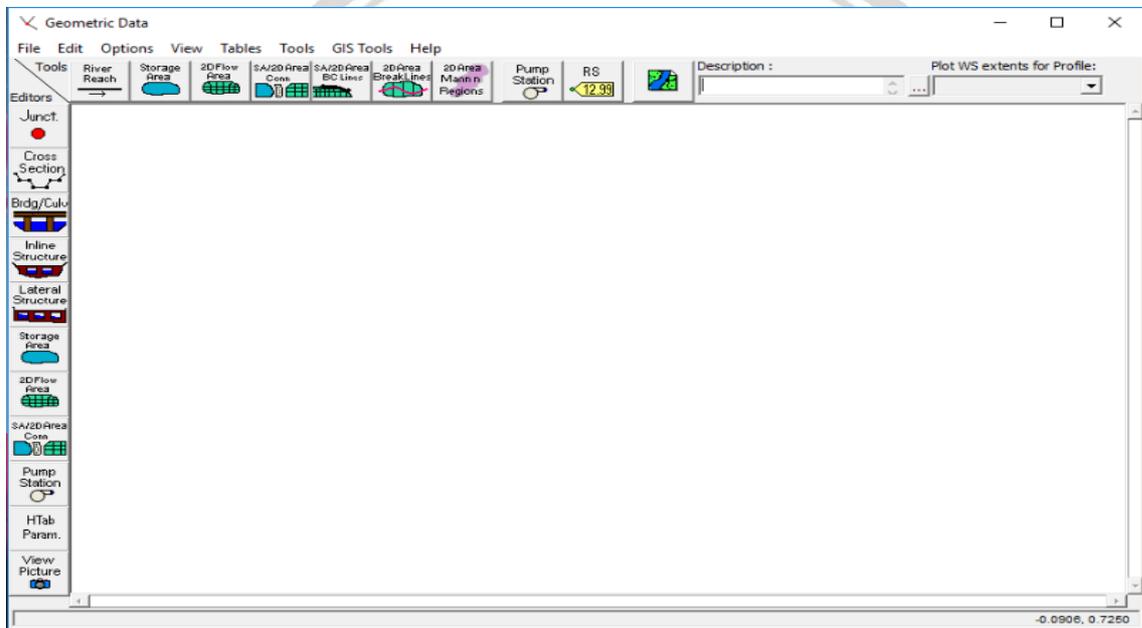
2.4.1 Analisis Profil Aliran dengan Program HEC-RAS

Tampilan utama menu Program HEC-RAS yang berbasis windows memberikan fasilitas input, proses dan output data. Fasilitas input terdiri dari atas 3 (tiga) bagian yaitu : *Geometri data, Steady Flow Data dan Unsteady Flow Data*, sedangkan output terbagi menjadi beberapa bagian *View Cross Section, View Profil, Rating Curve View, 3D Multiple Cross Section dan Profile Table*.



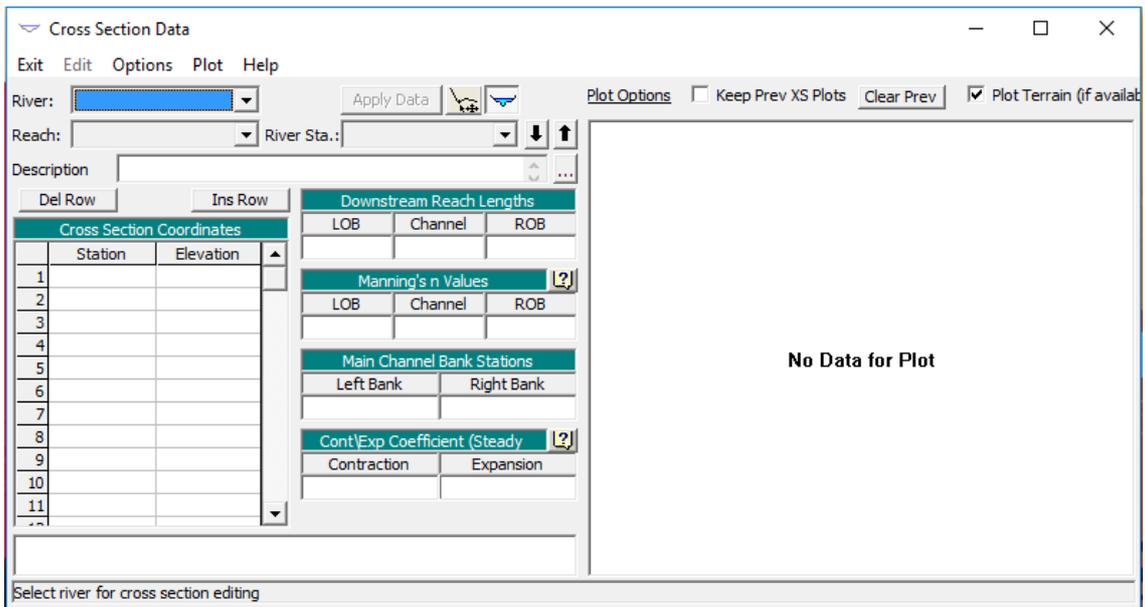
Gambar 2.7 Tampilan Utama Program *HEC-RAS*

Untuk memasukan data geometri dapat dilakukan secara langsung menggambar dalam tampilan menu Geometrik data atau dengan memasukan data koordinat x,y setiap section trase sungai. Sungai dapat dibagi menjadi beberapa ruas sungai yang dihubungkan dengan Junction.



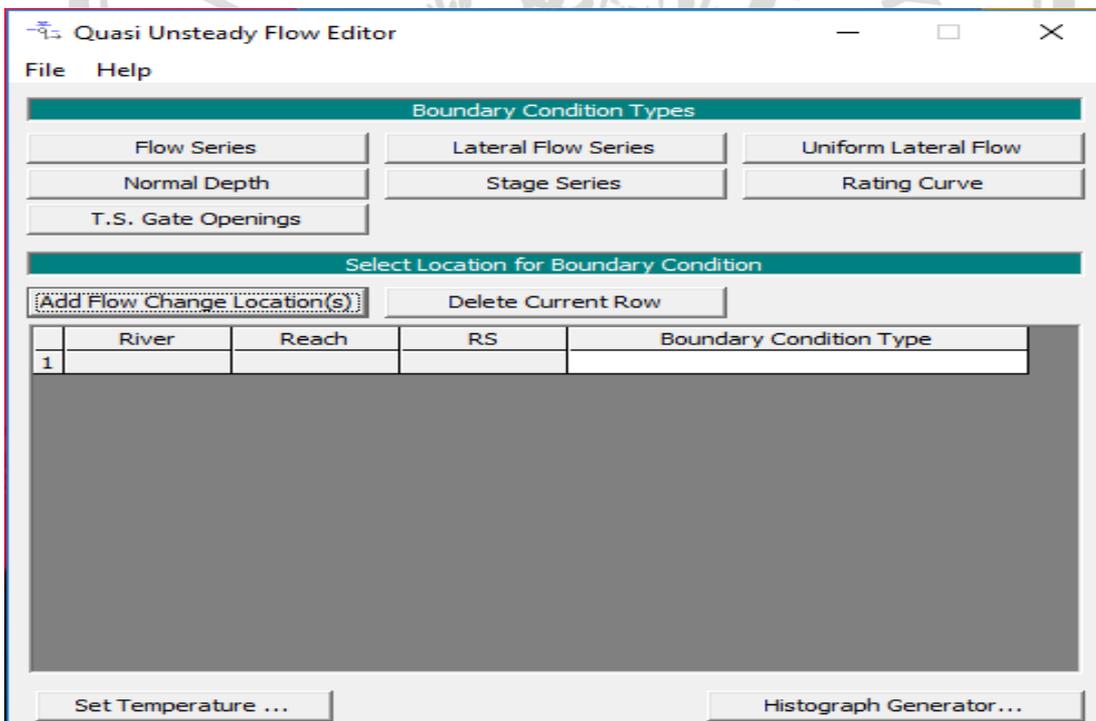
Gambar 2.8 Tampilan Menu Geomatic Data

Penampang sungai dibagi menjadi 3 (tiga) daerah utama yaitu *tanggul kiri (Left of Bank, LOB)*, *Sungai (Channel)*, dan *Tanggul kanan (Right of Bank, ROB)*. Data karakteristik penampang adalah jarak antar penampang dan koefisien Manning, karakteristik lain yang perlu dimasukan adalah batas kanan – kiri sungai, koefisien kontraksi dan koefisien ekspansi. Tampilan input data penampang melintang (*cross section*) dapat dilihat pada Gambar 2.9 berikut.



Gambar 2.9 Tampilan Input Data Penampang Melintang

Untuk memasukan data debit pada kondisi aliran tetap (*steady flow*) dapat dilakukan dengan menggunakan tampilan menu *steady flow* data (Gambar 2.10). Data yang perlu dimasukan dalam menu ini adalah nama-nama sungai beserta ruasnya (*reach*), letak posisi station yang berfungsi sebagai Junction, dan data debit masing-masing ruas sungai.



Gambar 2.10 Tampilan Menu Input Data Aliran Tetap

Input Data, ada 2 bagian input data yaitu :

- a. Data geometri, yaitu trase sungai dan potongan melintang sungai.
- b. Data aliran adalah data debit yang dihitung berdasarkan analisa hidrologi.

2.5 Sistem Penanggulangan Banjir

2.5.1 Umum

Banjir menurut PP No.38 Tahun 2011 adalah peristiwa meluapnya air sungai melebihi palung sungai. Pengurangan kerugian akibat banjir dapat dilakukan jika penyebab banjir telah diketahui. Beberapa penyebab banjir antara lain dapat berupa:

- a. Intensitas curah hujan yang tinggi, sehingga kapasitas sungai tidak mampu lagi menampung debit dari air hujan tersebut.
- b. Adanya pertemuan anak-anak sungai dengan sungai utama.
- c. Morfologi sungai yang berkelok-kelok mengakibatkan air sungai tidak dapat segera mengalir ke hilir.
- d. Lokasi daerah aliran sungai yang terletak di daerah cekungan.
- e. Faktor kerusakan lingkungan, misalnya penggundulan hutan di daerah hulu yang berfungsi sebagai daerah resapan air.

Upaya penanggulangan banjir (*flood fighting*) untuk mengurangi pengaruh air yang berlebihan pada sungai tersebut dapat dilakukan dengan beberapa metode di bawah ini (Sastrodihardjo, 2010):

- a. Pembangunan tanggul, dan dinding penahan (*parafet*).
- b. Penurunan muka air banjir dengan perbaikan alur sungai.
- c. Pengaliran air banjir melalui saluran banjir (*floodway*) ke dalam alur sungai lain atau bahkan DAS lain.

Namun, untuk menentukan suatu metode yang sesuai untuk suatu jenis penanggulangan banjir harus disesuaikan dengan lokasi dan sifat dari banjir yang terjadi. Sebagaimana halnya dengan banjir di bagian hulu biasanya arus banjirnya deras, daya gerusnya besar, tetapi durasinya pendek. Sedangkan di bagian hilir arusnya tidak deras (karena landai) tetapi memiliki durasi yang lebih panjang. Agar penanggulangan banjir dapat dilaksanakan secara efektif maka penyebab banjir dan kondisi di sepanjang sungai harus dipelajari dengan seksama supaya metode yang ditetapkan sesuai.

2.5.2 Tanggul

Tanggul disepanjang sungai adalah salah satu bangunan yang paling utama dan paling penting dalam usaha melindungi masyarakat dari genangan-genangan yang disebabkan oleh banjir. Tanggul dibangun dengan konstruksi menerus yang sangat panjang serta membutuhkan bahan urugan yang volumenya sangat besar.

Bahan urugan untuk tanggul haruslah merupakan bahan yang sangat mudah penggarapannya dan setelah menjadi tanggul mudah untuk menyesuaikan diri dengan kemungkinan yang tidak rata. Oleh karena itu, biasanya tanggul dibuat dari bahan tanah.

Tanah merupakan bahan bangunan yang sangat stabil dan tidak akan rusak dalam waktu yang cukup lama. Apabila di beberapa tempat terjadi kerusakan tanggul, perbaikannya sangat mudah dan cepat menggunakan tanah yang tersedia di sekitar lokasi kerusakan.

2.5.2.1 Trase Tempat Kedudukan Tanggul

Garis bahu depan suatu tanggul disebut pula sebagai trase tempat kedudukan tanggul atau disingkat dengan istilah trase tanggul. Hal-hal yang perlu diperhatikan dalam penetapan trase tanggul adalah (Sosrodarsono:1985):

1. Lokasi trase tanggul

Supaya dipilih agar tempat kedudukan tanggul melintasi tanah pondasi yang kedap air, dan diusahakan agar dihindarkan pondasi tanah yang lemah, seperti rawa-rawa, lumpur lunak dan gambut

2. Arah trase tanggul

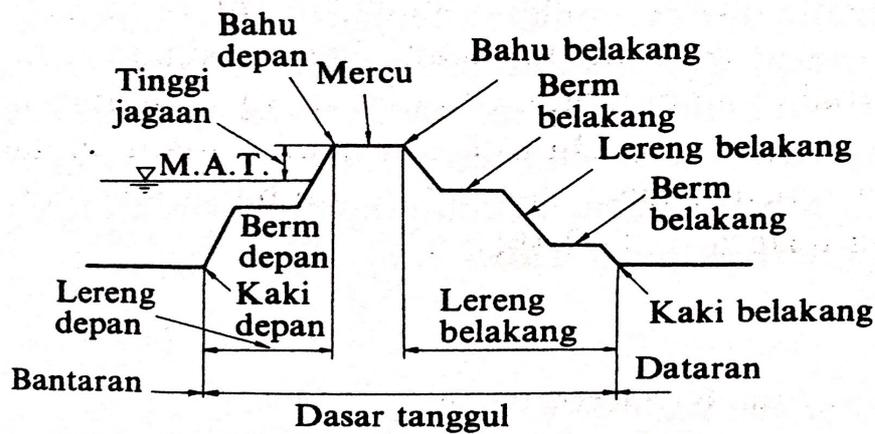
Dalam menentukan arah trase tanggul agar diperhatikan hal-hal sebagai berikut:

- a) Supaya dipilih suatu penampang basah sungai yang paling efektif dengan kapasitas pengaliran maksimum.
- b) Agar trase tanggul searah dengan arah arus sungai yang paling efektif dengan belokan yang tajam
- c) Diusahakan agar arah trase tanggul kiri dan tanggul kanan paralel mungkin dengan alur sungai, dihindarkan adanya perubahan lebar sungai yang mendadak. Diusahakan agar bantaran cukup lebar, sehingga jarak antara tepi alur sungai dan kaki tanggul cukup jauh.
- d) Pada sungai-sungai yang arusnya tidak deras, diusahakan agar kurva alirannya stabil

3. Jarak antar trase tanggul sungai

Jarak antara trase tanggul dianggap sebagai jarak antara kedua tanggul yang membujur di kanan-kiri sungai yang ditetapkan berdasarkan debit banjir rencana untuk sungai tersebut, kemiringannya, tinggi muka air pada banjir yang pernah terjadi, arah serta kecepatan arus sungai dan jika mungkin tambahan persediaan lebar seperlunya.

2.5.2.2 Bagian Tanggul



Gambar 2.11 Bagian-bagian Tanggul

Sumber: Sosrodarsono, 1985

a. Ketinggian Tanggul dan Tinggi Jagaan

Tinggi tanggul akan ditentukan berdasarkan tinggi muka air rencana pada kala ulang 25 tahun dengan penambahan jagaan yang dibutuhkan. Jagaan adalah tinggi tambahan dari tinggi muka air rencana dimana air tidak diijinkan melimpah. Tabel di bawah ini memperlihatkan standar hubungan antara besarnya debit banjir rencana dengan tinggi jagaan yang disarankan

Tabel 2.1
Hubungan antara Debit Banjir Rencana dan Tinggi Jagaan

No	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)	Jagaan (m)
1	Kurang dari 200	0.6
2	200 – 500	0.8
3	500 – 2000	1.0
4	2000 – 5000	1.2
5	5000 – 10000	1.5
6	10000 atau lebih	2.0

Sumber: Sosrodarsono, 1985

b. Lebar Mercu Tanggul

Pada daerah yang padat dimana perolehan areal tanah untuk tempat kedudukan tanggul sukar untuk didapatkan dan sangat mahal, pembangunan tanggul dengan mercu yang tidak lebar dan dengan lerengnya yang agak curam kelihatannya cukup memadai, khususnya apabila hanya ditinjau dari segi stabilitas tanggulnya. Akan tetapi mercu yang

cukup lebar (3 – 7 m) biasanya diperluka apabila ditinjau dari keperluan untuk di waktu banjir dan sebagai jalan-jalan inspeksi serta logistik untuk pemeliharaan tanggul. Berikut merupakan lebar standar mercu tanggul berdasarkan debit banjir rencana.

Tabel 2.2
Lebar Standar Mercu

No	Debit Banjir Rencana (m ³ /dt)	Lebar Mercu (m)
1	Kurang dari 500	3.0
2	500 – 2000	4.0
3	2000 – 5000	5.0
4	5000 – 10000	6.0
5	10000 atau lebih	7.0

Sumber: Sosrodarsono, Suyono. 1985

c. Kemiringan Lereng Tanggul

Penentuan kemiringan lereng tanggul merupakan tahapan yang paling penting dalam perencanaan tanggul dan erat kaitannya dengan infiltrasi air dalam tubuh tanggul serta karakteristik mekanika tanah dari tubuh tanggul tersebut. Dalam keadaan biasa tanpa perkuatan lereng, tanggul direncanakan dengan kemiringan 1 : 2 atau lebih kecil. Berm dan elevasi kemiringan talud dasar mempunyai hubungan yang sangat erat satu sama lain dan keduanya harus ditentukan melalui pengujian terhadap bahan badan tanggul, durasi banjir, stabilitas terhadap kebocoran dari air tinggi dan pondasi *subsoil* dari pada tanggul tersebut.

d. Bahan Tanah Urugan Tanggul

Bahan utama untuk pembangunan tanggul adalah tanah dan karakteristik bahan tanah tersebut merupakan faktor penting dalam penentuan bentuk penampang lintang tanggul. Pada hakikatnya tanah yang baik untuk tanggul adalah bahan tanah yang mempunyai sifat-sifat antara lain kekedapannya tinggi, nilai kohesinya tinggi, dalam keadaan jenuh air sudut geser dalamnya cukup tinggi, pekat dan angka porinya rendah. Memperhatikan hal-hal tersebut di atas, maka tanah yang terdiri dari campuran pasir dan lempung dengan proporsi kurang lebih 1/3 bagian pasir dan 2/3 bagian lempung, merupakan bahan tanggul yang cukup memadai, ditinjau dari segi baik mekanika tanah maupun pelaksanaan pembangunannya.

Bahan yang sangat cocok untuk pembangunan tanggul adalah tanah dengan karakteristik sebagai berikut:

- Dalam keadaan jenuh air mampu bertahan terhadap gejala gelincir dna longsor.

- Pada waktu banjir yang lama tidak rembes atau bocor.
- Penggalan, transportasi, dan pematatannya mudah.
- Tidak terjadi retak-retak yang membahayakan kestabilan tubuh tanggul.
- Bebas dari bahan-bahan organis, seperti akar-akaran, pepohonan, dan rerumputan.

Kekurangan atau kelebihan dari setiap bahan tanah untuk urugan tubuh tanggul sebelumnya haruslah dianalisa secara teliti dengan memperhatikan hal-hal yang penting antara lain kekedapannya dan kemudian pengerjaannya. Akan tetapi amatlah sukar untuk memperoleh bahan tanah dengan kualitas yang baik untuk tanggul yang sangat panjang dari lokasi yang berlainan yang berdekatan dengan tanggul yang akan dibangun. Sedangkan pengambilannya dari lokasi yang sama, tetapi jaraknya jauh akan meningkatkan biaya transportasinya. Maka dari itu, tidak dapat dihindari pengambilan bahan tanah dari lokasi di sekitar tanggul, walaupun dengan adanya resiko kurangnya kualitas dari tanah tersebut. Dalam kasus seperti ini, biasanya bahan yang kurang baik dipergunakan untuk urugan bagian dalam tubuh tanggul, sedangkan untuk bagian luarnya dipergunakan bahan yang lebih baik kualitasnya.

2.5.2.3 Jenis-Jenis Tanggul

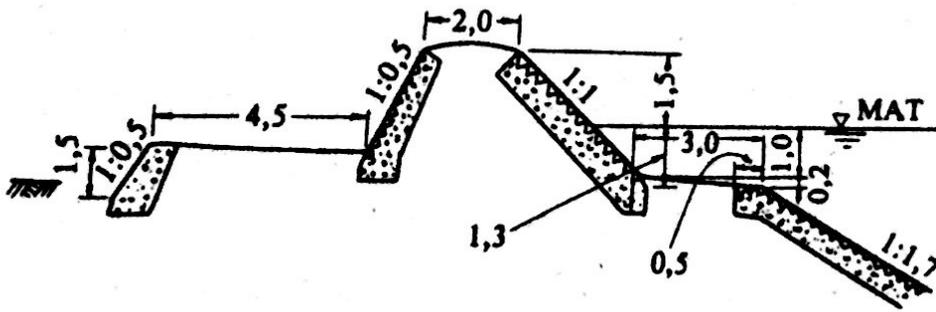
Berdasarkan fungsi dan dimensi tempat serta bahan yang dipakai dan kondisi topografi setempat. Tanggul dapat dibedakan sebagai berikut (Sosrodarsono, 1985, P83):

a. Tanggul utama

Bangunan tanggul sepanjang kanan-kiri sungai untuk menampung debit banjir rencana.

b. Tanggul pasangan

Pada daerah pemukiman yang padat, biasanya untuk pembebasan lahan untuk tempat kedudukan tanggul sulit dan cukup mahal serta adanya bangunan yang tidak dapat dipindah. Jadi pembangunan tanggul sesuai standar tidak mungkin dilaksanakan sehingga dibuatlah dari pasangan dan disebut dengan tanggul pasangan (*masonry levee*). Tanggul pasangan dibuat dengan kemiringan lereng yang curam dan mercu yang sempit tergantung dari kondisi setempat.

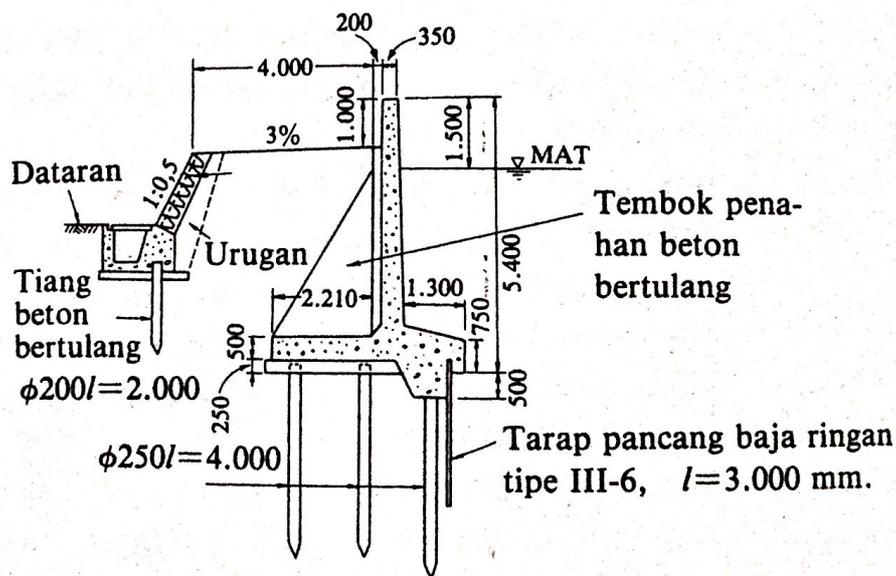


Gambar 2.12 Tanggul pasangan batu.

Sumber: Sosrodarsono (1985, P.113)

c. Tanggul tembok/parapet

Pada daerah yang memiliki pemukiman padat, disamping tanggul pasangan biasanya juga dapat dibuang pula tanggul tembok/parapet. Tanggul ini dapat terbuat dari beton biasa atau beton bertulang. Adapun konstruksinya pada bagian bawah hingga mencapai elevasi banjir rencana dibuat dari urugan biasa, sedangkan pada tinggi jagaan dibuat dari tembok. Bentuk dinding penahan harus sedemikian hingga resultan gaya-gaya terletak pada bagian tengah sejarak sepertiga lebar atau $e < B/6$ (e = eksentrisitas dihitung dari pusat fondasi).



Gambar 2.13 Tanggul tembok kombinasi

Sumber: Sosrodarsono (1985, P.114)

2.5.3 Analisa Stabilitas Konstruksi

Bangunan dapat berdiri dengan kokoh, perlu adanya analisis mengenai kestabilan konstruksinya. Kestabilan konstruksi bangunan pelimpah dan peredam energi tergantung pada perencanaan konstruksi bangunan itu sendiri dan ditentukan juga oleh kekuatan daya dukung tanah pondasi yang harus menahan beban bangunan tersebut. Kekuatan tanah bergantung pada jenis dan sifat-sifatnya serta kelakuannya terhadap pengaruh-pengaruh dari luar.

Agar bangunan stabil perlu atau harus dikontrol apakah gaya-gaya yang bekerja tidak menyebabkan bangunan bergeser, terangkat dan terguling. Adapun faktor-faktor yang berpengaruh terhadap stabilitas keamanan konstruksi bangunan pelimpah dan peredam energi adalah sebagai berikut:

1. Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
2. Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
3. Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah pondasi

Perhitungan stabilitas dilakukan dengan kondisi gaya pembebanan yang bekerja pada bangunan adalah sebagai berikut:

1. Beban vertikal (gaya berat dari pelimpah sesuai dengan bentuk dan dimensi serta berat tanah jenuh air di atas bidang konstruksi yang ditinjau)
2. Tekanan tanah (aktif dan pasif)
3. Tekanan air (statis dan dinamis)
4. Tekanan gaya angkat air (uplift)

2.5.4 Stabilitas Terhadap Guling

Nilai keamanan untuk stabilitas terhadap guling dan geser untuk bendungan beton berbeda dengan bendungan urugan, persamaan rumus dan nilai keamanannya seperti yang ada pada penjelasan di bawah ini.

Penggulingan (*overturning*) pada bangunan dapat terjadi apabila gaya horisontal yang menimbulkan momen horisontal (M_h) tidak dapat ditahan oleh momen pelawan sebagai akibat gaya vertikal (M_v). Apabila momen vertikal tidak dapat menahan maka bangunan mengalami kerusakan berupa terguling. Stabilitas terhadap guling dihitung dengan menggunakan rumus:

- Keadaan normal (Varshney, 1977:134)

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 2,5 \dots \dots \dots (2-27)$$

- Keadaan Gempa

$$SF = \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5 \dots\dots\dots (2-28)$$

dengan:

SF = angka keamanan (*safety factor*)

M_v = momen tanah vertikal (t.m)

M_h = momen horisontal (t.m)

2.5.5. Stabilitas Terhadap Geser

Selain dapat mengakibatkan penggulingan, gaya horisontal juga dapat menyebabkan penggeseran pada bangunan. Gaya horisontal menggeser di bagian pondasi. Akibat adanya gaya vertikal, terjadi gaya perlawanan geseran yang bekerja sepanjang pondasi.

Stabilitas terhadap geser (*sliding*) dihitung dengan menggunakan rumus (Varshney, 1977:134):

- Keadaan normal :

$$SF = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot A}{\sum H} \geq 1,5 \dots\dots\dots (2-29)$$

- Keadaan Gempa :

$$SF = \frac{f \cdot \sum V + \tau \cdot A}{\sum H} \geq 1,25 \dots\dots\dots (2-30)$$

dengan:

SF = Angka keamanan

f = Koefisien geseran antara beton dengan beton atau beton dengan batuan pondasi = $\text{tg } \phi$

ϕ = Tegangan geser antara tanah terhadap pondasi ($^{\circ}$)

$\sum v$ = Jumlah gaya vertikal (ton)

τ = Tegangan geseran dari beton terhadap batuan pondasi. Nilai tegangan ini bervariasi, dari 140 t/m^2 untuk batuan yang jelek sampai 500 t/m^2 untuk batuan yang bagus

$\sum H$ = Jumlah gaya horisontal (ton)

A = Luas permukaan pondasi

Tabel 2.3
 Harga-harga Perkiraan Untuk Koefisien Gesekan

Jenis tanah	Koefisien geser
	$f = \tan \theta$
Lumpur encer	0,10
Lumpur agak keras	0,20
Pasir dengan lumpur basah	0,3
Pasir lembab	0,3
Pasir kering	0,5
Kerikil	0,5

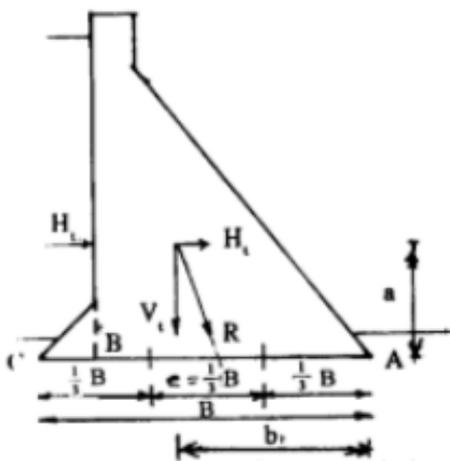
Sumber: Sosrodarsono (1994:196)

Jenis tanah	Koefisien geser
	$f = \tan \theta$
Pasangan batu pada pasangan pondasi	0,60 – 0,75
Batu keras berkualitas baik	0,75
Kerikil	0,50
Pasir	0,40
Lempung	0,30

Sumber: Prastumi (2008:59)

2.5.6. Eksentrisitas

Letak arah resultan gaya horisontal dan gaya vertikal berpengaruh terhadap kestabilan bangunan. Bangunan akan stabil apabila arah resultan gaya terletak di dalam batas $1/6 B$ ke kanan maupun ke kiri titik tengah panjang pondasi.



Gambar 2.14 Keamanan terhadap gaya penggulingan

Sumber: Soediby (1987:105)

dengan:

H_t = Gaya horisontal total yang menekan bendungan

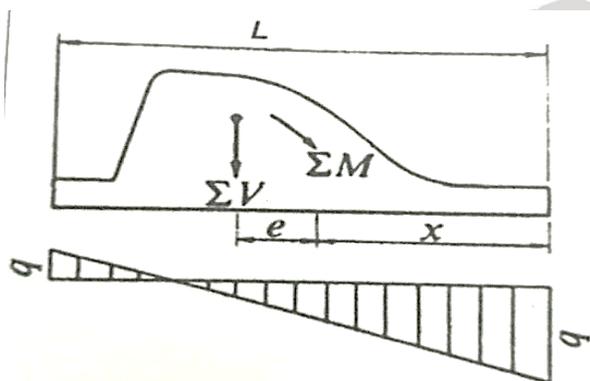
V_t = Gaya vertikal total yang menekan tanah di bawah pondasi

M_{Ah} = Momen horisontal di titik A

M_{Av} = Momen vertikal di titik A

Untuk mencari nilai eksentrisitasnya, digunakan rumus sebagai berikut:

$$e = \left| \frac{\Sigma M_v - \Sigma M_h}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| < \frac{B}{6} \dots\dots\dots (2-31)$$



Gambar 2.15 Reaksi tanah

Sumber: Sosrodarsono (1994:216)

- a. Jika titik tangkap gaya resultan terletak di dalam batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di dalam inti dari dasar pondasi):

$$\sigma_{max/min} = \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin} \dots\dots\dots (2-32)$$

- b. Jika titik tangkap gaya resultan terletak di luar batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di luar inti dari dasar pondasi):

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{L.x} \dots\dots\dots (2-33)$$

$$x = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right) \dots\dots\dots (2-34)$$

dengan:

e = eksentrisitas pembebanan

σ_{ijin} = daya dukung tanah ijin

$\sigma_{max/min}$ = besarnya reaksi daya dukung tanah (ton/m^2)

M_v = momen tanah vertikal (t.m)

M_h = momen horisontal (t.m)

Σv = jumlah gaya vertikal (ton)

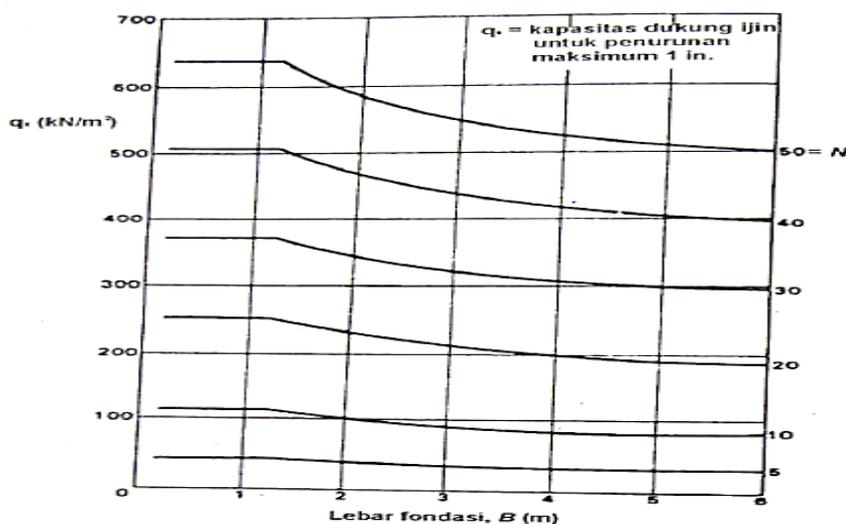
- B = lebar pondasi (m)
 L = panjang pondasi (m)
 x = lebar manfaat dari kerja reaksi dasar pondasi (m)

2.5.7. Stabilitas Terhadap Daya Dukung

Daya dukung tanah ijin (q_a) didefinisikan sebagai tekanan maksimum yang boleh dikerjakan pada tanah sedemikian rupa sehingga kedua kebutuhan dasar di atas terpenuhi (geser dan guling). Suatu persyaratan tidak langsung menetapkan bahwa pondasi, dan kegiatan yang terlibat dalam pembangunannya, tidak boleh menimbulkan pengaruh yang kurang baik terhadap struktur-struktur.

Dalam perencanaan konstruksi bangunan, dari aspek geoteknik dan stabilitas sangat diperlukan pemahaman terhadap interpretasi data geoteknik dari percobaan laboratorium maupun investigasi geoteknik di lapangan. Salah satu aspek investigasi geoteknik di lapangan yang perlu diketahui dan dipahami adalah percobaan penetrasi standart (*Standart Penetration Test*, N SPT) dan Sondir (*Cone Penetration Test*, CPT) serta pembuatan lubang bor (Bor Log) untuk mengetahui apa sajakah jenis tanah yang ada dan berapa tebal dari jenis lapisan tanah yang dijumpai tersebut.

Pengujian SPT menghasilkan nilai kerapatan relatif yang berpengaruh terhadap faktor-faktor N_q , N_γ dalam fungsi ϕ . Apabila nilai N telah diketahui, besarnya daya dukung unlimit dapat diketahui. Terzaghi dan Peck menyajikan kurva hubungan antara nilai N dari pengujian SPT, lebar pondasi dan daya dukung yang diijinkan (q_a) didasarkan pada penurunan maksimum 1" (inci) dan penurunan tak seragam $\frac{3}{4}$ " seperti pada gambar 2.19 di bawah ini :



Gambar 2.16 Kurva kapasitas dukung ijin dari uji SPT (Terzaghi dan Peck, 1967)

Sumber : Hardiyatmo (2010:387)

Menurut Bowles (1968) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ijin netto yang dikaitkan dengan nilai SPT dinaikkan kurang lebih 50% nya, dan sekaligus memberikan faktor kedalaman pondasi, sebagai berikut (Bowles, 1992:211):

$$Q_a = 20 \cdot N \cdot K_d \text{ (kN/m}^2\text{)}, \text{ untuk lebar } B \leq 1,2 \text{ m} \dots\dots\dots (2-35)$$

$$Q_a = 1,25 \cdot N \cdot \left(\frac{B+0,3}{B}\right)^2 K_d \text{ (kN/m}^2\text{)}, \text{ untuk lebar } B \geq 1,2 \text{ m} \dots\dots\dots (2-36)$$

dengan:

Q_a = Kapasitas dukung ijin netto dalam satuan kN/m^2 ,

= untuk penurunan sebesar 1 inci

N = Jumlah pukulan

K_d = Faktor kedalaman pondasi, dengan nilai maksimum $K_d = 1,33$

$$= 1 + 0,33 \frac{D}{B}$$

B = Lebar pondasi (m)

D = Kedalam pondasi (m)

Nilai N yang diambil adalah nilai rata-rata statistik dari zona $0,5 B$ di atas dasar pondasi sampai pada sedikitnya $2B$ di bawah dasar pondasi. Jika di bawah zona tersebut terdapat lapisan tanah dengan N sangat rendah, maka faktor penurunan menjadi perhatian jika N tidak direduksi oleh pengaruh lapisan ini.

Nilai N yang diperoleh dari pengujian SPT di lapangan, sebelum digunakan dalam hitungan-hitungan, perlu diadakan koreksi terlebih dahulu. Koreksi ini berhubungan dengan kondisi alat dan prosedur kerja, jenis tanah dan tekanan *overburden*. Jika tanahnya mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak di bawah muka air tanah, sebelum nilai N digunakan dalam hitungan daya dukung, nilainya harus direduksi menjadi persamaan berikut (Bowles, 1992 : 138):

$$N_{\text{koreksi}} = 15 + \frac{1}{2} (N' - 15) \dots\dots\dots (2-37)$$

dimana :

N' = Nilai N yang tercatat dari hasil pengujian di lapangan.

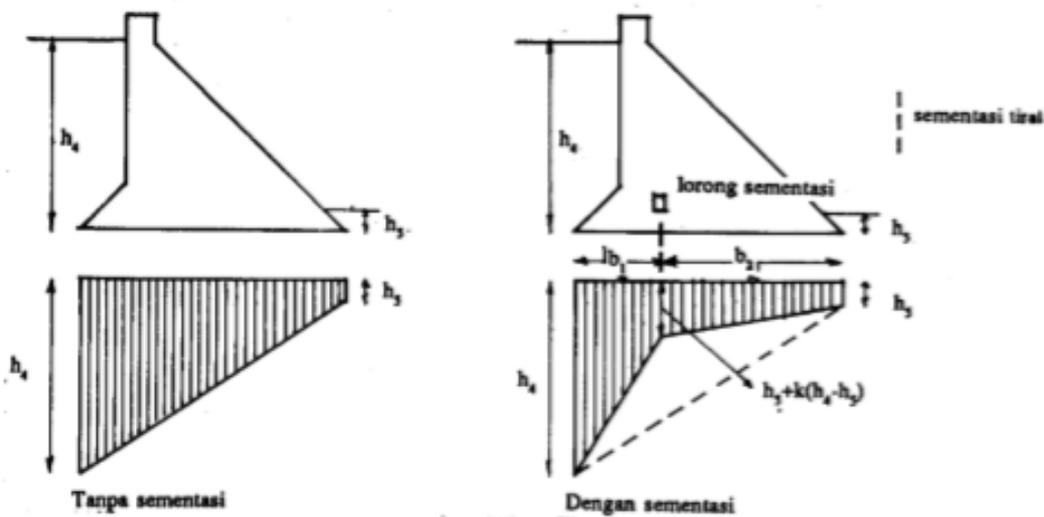
= (nilai $N > 15$ pukulan)

Koreksi ini diberikan karena tanah yang mengandung butiran halus akan mampat pada jumlah pukulan kira-kira 15. Perubahan volume akibat terlalu banyak pukulan, menimbulkan tekanan air pori yang tinggi sehingga mengakibatkan kenaikan jumlah pukulan.

Tahanan penetrasi menunjukkan kerapatan relatif tegangan efektif pada kedalaman tempat pengujian diadakan. Berbagai kombinasi tingkat tegangan dan kerapatan relatif akan menghasilkan nilai N yang sama.

2.5.8. Tekanan Angkat (Up Lift)

Tekanan angkat (*up lift*) terjadi karena adanya perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapat gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Adanya gaya angkat ke atas akan mengurangi berat bangunan, padahal makin berat bangunan akan semakin stabil terhadap geseran. Untuk perhitungan *up lift* pada pondasi pelimpah dapat digunakan rumus sebagai berikut:



Gambar 2.17 Tekanan angkat pada pondasi pelimpah

Sumber: Soedibyo (1993:110)

Hukum Archimedes berlaku pula untuk konstruksi bendungan, yang gaya tekan ke atas sama dengan berat dari volume benda yang dipindahkan. Jadi akan sangat mengurangi berat beton, padahal semakin berat betonnya akan semakin stabil terhadap gaya geseran. Oleh karena itu harus diusahakan agar gaya tekan ke atas sekecil-kecilnya, dengan cara mengeluarkan air rembesan lewat lubang sumur pengering (*drainase wells*) atau menahan air dengan sementasi tirai. (Soedibyo, 1993:110) :

$$U_1 = \frac{1}{2} (h_4 + h_5) \times b \dots\dots\dots (2-38)$$

$$U_2 = \frac{1}{2} (h_4 + h_5 + k \cdot h_4 - k \cdot h_5) b_1 + \frac{1}{2} (h_5 + k \cdot h_4 - k \cdot h_5 + h_5) b_2 \dots\dots\dots (2-39)$$

dengan:

$$U_1 = \text{gaya up lift (t.m}^{-2}\text{) tanpa sementasi}$$

$$U_2 = \text{gaya up lift (t.m}^{-2}\text{) dengan sementasi}$$



h_4 = tinggi muka air hulu (m)

h_5 = tinggi muka air hilir (m)

2.6 Perencanaan Pondasi Tiang

2.6.1 Pondasi Tiang

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang berdasarkan metode pelaksanaannya terbagi menjadi pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor. Pondasi tiang pancang dipasang dengan cara dipukul ke dalam tanah. Sedangkan pondasi tiang bor dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang ini biasanya dipakai pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor.

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat menjadi 2 macam yaitu:

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang pendukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan tanah keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan berlebihan.

2. Tiang Gesek (*friction pile*)

Tiang gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang. (Hardiyatmo, 2008: 69)

2.6.2. Analisis Daya Dukung Tiang

2.6.2.1. Analisis Terhadap Kekuatan Bahan Tiang

Analisis daya dukung tiang dapat dianalisis dari berbagai cara. Kemampuan tiang dapat dianalisis dengan mempertimbangkan kekuatan bahan tiang. Untuk mengetahui kekuatan yang diizinkan pada tiang maka perlu mengetahui tegangan tekan pada bahan tiang dan luas penampang tiang. (Sardjono, 1991: 32)

Persamaan yang digunakan untuk perhitungan kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang sebagai berikut:

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \dots\dots\dots (2-40)$$

dengan:

P_{tiang} = kekuatan yang diizinkan pada tiang pancang (kg)

σ_{bahan} = tegangan tekan izin bahan tiang (kg/cm²)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm^2)

2.6.2.2. Perhitungan Pembagian Tekanan Pada Kelompok Tiang

Kelompok tiang dapat menerima beban sentris maupun eksentris. Beban yang bekerja pada kelompok tiang dinamakan bekerja secara sentris apabila titik tangkap resultante beban-beban yang bekerja berimpit dengan titik berat kelompok tiang tersebut. Sebaliknya beban yang bekerja secara eksentris apabila titik tangkap resultante beban-beban yang ada tidak berimpit dengan titik berat kelompok tiang. (Sardjono, 1996:53).

Untuk mengetahui kemampuan dari tiang bor yang sudah didesain agar memenuhi beban yang harus dipikulnya maka diperlukan analisis mengenai perhitungan pembagian tekanan pada masing-masing tiang. Beban normal yang dipikul oleh kelompok tiang merupakan beban eksentris sehingga dianalisis menggunakan beban sentris yaitu dengan cara menambahkan momen. Beban maksimum dari tiang dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{max}}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\text{max}}}{n_x \cdot \sum Y^2} \quad (2-41)$$

dengan:

P_{max} = beban maksimum yang diterima tiang

$\sum V$ = jumlah total beban-beban vertikal/normal

n = banyak tiang dalam kelompok tiang

X_{max} = absis maksimum atau jarak terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang (*pile group*)

Y_{max} = ordinat maksimum atau jarak terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang (*pile group*)

n_y = banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

n_x = banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

$\sum X^2$ = jumlah kuadrat absis-absis tiang

$\sum Y^2$ = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang

2.6.2.3. Daya Dukung Ultimit Tiang

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT.

Digunakan rumus Meyerhof (1956) dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_u = 4 N_b A_b + 1/50 N A_s \quad (2-42)$$

dengan:

N_b = Nilai N dari uji SPT pada tanah di sekitar dasar tiang

N = Nilai N rata-rata uji SPT di sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang (ft^2)

Ab = Luas dasar tiang (ft²)

2.6.3. Gaya Tarik (Pull Out Force) Yang Diizinkan

Gaya tarik tiang yang diizinkan adalah suatu harga yang diperoleh dengan membagi gaya tarik maksimum sebuah tiang dengan suatu faktor keamanan. Gaya tarik yang diizinkan ini dibatasi oleh gaya penahan tarikan dari tanah pondasi dan tegangan pada tubuh tiang (tegangan tarik/*tensile stress*).

Pada saat gaya tarik bekerja pada tiang, maka pergeseran (*displacement*) dan gaya pada tanah pondasi akan mengarah keatas. Akibat gaya ke atas ini, maka tegangan efektif dinding tiang pada tanah akan berkurang dan tanah pondasi cenderung menjadi “lepas” (*loose*). Selanjutnya, dengan meningkatkannya *displacement*, luas bidang sentuh dinding tiang (*press driving force*), gaya tarik tiang menimbulkan pengaruh besar yang mengenai hasil test atas gaya tarik ini yang terjadi setelah beberapa waktu kemudian. Berdasarkan masalah tersebut, maka penyusunan tiang dilakukan sedemikian rupa sehingga secara umum tidak terjadi tegangan tarik. Gaya tarik yang terjadi dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Q_u (\text{tarik}) = Q_s + W_p \dots\dots\dots (2-43)$$

dengan:

Qu (tarik) = gaya tarik (kg)

Qs = gaya geser dinding tiang

Wp = berat tiang (kg)

Gaya geser dinding melihat tiang dapat dihitung dengan memperhatikan nilai SPT pada lapisan tanah dengan melihat data *Bor Log* dan intensitas gaya geser dinding tiang.

Tabel 2.4
Intensitas Gaya Geser Dinding Tiang

Jenis Tanah Pondasi \ Jenis Tiang	Tiang Pracetak	Tiang yang dicor di tempat
Tanah berpasir	$\frac{N}{5} (\leq 10)$	$\frac{N}{2} (\leq 12)$
Tanah berkohesif	C atau N (≤ 12)	$\frac{c}{2}$ atau $\frac{N}{2} (\leq 12)$

Sumber: Sosrodarsono, 1988:102

Persamaan yang digunakan untuk menghitung gaya geser dinding tiang adalah sebagai berikut :

$$R_f = U \cdot f_1 \cdot l_i \dots\dots\dots (2-44)$$

dengan:

F_i = besarnya gaya geser maksimum dari lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (ton/m^2)

U = panjang keliling tiang (ton/m^2)

l_i = tebal lapisan tanah dengan memperhitungkan geseran dinding tiang (m)

2.6.4. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Pada umumnya pondasi tinag dipasang dalam kelompok (group), hampir tidak pernah pondasi tinag terdiri tiang tunggal terpisah. Kelompok tiang lebih baik dari tiang tunggal terpisah. Daya dukung kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah daya dukung tiang tunggal yang berada dalam kelompok. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung atau lapisan di bawah pendukung yang mudah mampat. Atau tanah di sekitar tiang terganggu akibat pemancangan, sehingga menurunkan kuat geser tanah dan akibatnya daya dukung tiang juga berkurang. Untuk itu ada efisiensi yang dipakai untuk menghitung daya dukung kelompok tiang (Suroso,2007:157)

Untuk menghitung daya dukung kelompok tiang adalah:

$$Q_{ag} = E_g \times N \times Q_a \dots\dots\dots (2-45)$$

dengan:

Q_{ag} = daya dukung kelompok tiang

E_g = efisiensi kelompok tiang

N = jumlah tiang dalam baris

Q_a = daya dukung tiang tunggal

Converse – Labarre mengembangkan rumus untuk menghitung efisiensi. Rumus ini banyak dipakai walaupun di dalam mengembangkan rumus ini hanya sedikit dukungan data.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \dots\dots\dots (2-46)$$

$$\Theta = \arctan \frac{d}{s} \dots\dots\dots (2-47)$$

dengan:

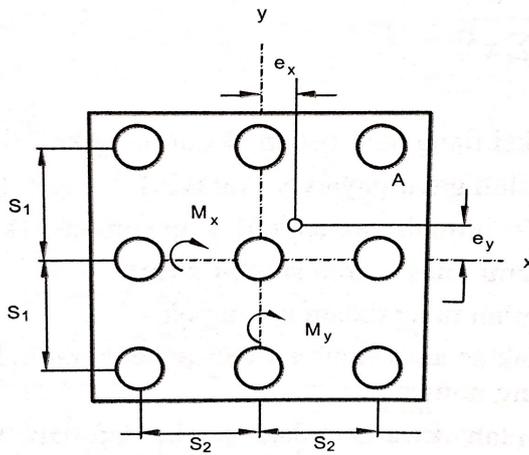
d = diameter tiang (m)

s = jarak tiang (m)

n = jumlah tiang dalam baris

m = jumlah baris tiang





Gambar 2.18 Penjelasan parameter kelompok tiang

Sumber: Christady, 2015

2.6.5. Defleksi Tiang Vertikal

Pada defleksi tiang vertikal dipakai metode Broms untuk analisisnya. Metode Broms dapat digunakan untuk menghitung defleksi berupa tanah kohesif (lempung jenuh, $\phi=0$) atau granuler (pasir, $c=0$). Dijelaskan metode Broms untuk tanah granuler. Untuk tiang dalam tanah granuler (pasir, kerikil), defleksi tiang akibat beban lateral, dikaitkan dengan besaran tak berdimensi αL dengan (Christady,2010:321):

$$\alpha = \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{1/5} \dots\dots\dots (2-48)$$

1. Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang pendek (kaku) bila $\alpha L < 2$.
 - a. Defleksi lateral tiang ujung bebas di permukaan tanah

$$y_0 = \frac{18H(1+1,33e/L)}{L^2 n_h} \dots\dots\dots (2-49)$$

Rotasi tiang (θ)

$$\theta = \frac{24H(1+1,5e/L)}{L^3 n_h} \dots\dots\dots (2-50)$$

- b. Defleksi lateral tiang ujung jepit

$$y_0 = \frac{2H}{L^2 n_h} \dots\dots\dots (2-51)$$

2. Tiang ujung bebas dan ujung jepit dianggap sebagai tiang panjang (tidak kaku), bila $\alpha L > 4$
 - a. Defleksi lateral tiang ujung bebas

$$y_0 = \frac{2,4H}{(n_h)^{3/5}(E_p I_p)^{2/5}} + \frac{1,6He}{(n_h)^{2/5}(E_p I_p)^{3/5}} \dots\dots\dots (2-52)$$

Rotasi tiang

$$\theta = \frac{1,6H}{(n_h)^{2/5}(E_p I_p)^{3/5}} + \frac{1,74He}{(n_h)^{1/5}(E_p I_p)^{4/5}} \dots\dots\dots (2-53)$$

b. Defleksi lateral tiang ujung jepit

$$y_0 = \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5}(E_p I_p)^{2/5}} \dots\dots\dots (2-54)$$

2.6.6. Analisis Penurunan Pondasi

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan angka *Poisson* yang konstan dapat dihitung dengan persamaan yang disarankan oleh *Poulos dan Davis* (1980), sebagai berikut:

2.6.6.1. Penurunan Tiang Tunggal

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d} \dots\dots\dots (2-55)$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu \dots\dots\dots (2-56)$$

Nilai-nilai koefisien dapat diambil dari Gambar 2.20, Gambar 2.21, dan Gambar 2.22 dengan R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 2.23). K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan sebagai berikut:

$$K = \frac{E_p \cdot R_A}{E_s} \dots\dots\dots (2-57)$$

$$R_A = \frac{A_p}{d^2} \dots\dots\dots (2-58)$$

dengan:

S = penurunan kepala tiang (m)

Q = beban yang bekerja (kN)

I_o = faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 2.20)

R_k = faktor koreksi kemudah-mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$ (Gambar 2.21)

R_μ = faktor koreksi angka *Poisson* μ (Gambar 2.22)

R_b = koreksi kekakuan lapisan pendukung (Gambar 2.23)

E_p = modulus elastis bahan tiang (kN/m²)

E_s = modulus elastis tanah (kN/m²)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

Tabel 2.5.
Perkiraan Modulus Elastisitas (E)

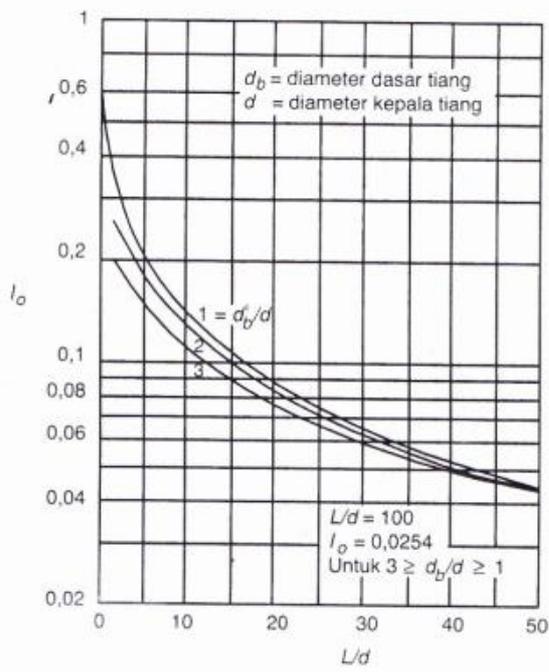
Macam Tanah	E (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	$3 \cdot 10^2 - 3 \cdot 10^3$
Lunak	$2 \cdot 10^3 - 4 \cdot 10^4$
Sedang	$4,5 \cdot 10^2 - 9 \cdot 10^3$
Keras	$7 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^4$
Berpasir	$3 \cdot 10^4 - 4,25 \cdot 10^4$
Pasir	
Berlanau	$5 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^4$
Tidak padat	$1 \cdot 10^4 - 2,5 \cdot 10^4$
Padat	$5 \cdot 10^4 - 1 \cdot 10^5$
Pasir dan kerikil	
Padat	$8 \cdot 10^4 - 2 \cdot 10^5$
Tidak padat	$5 \cdot 10^4 - 1,4 \cdot 10^5$
Lanau	$2 \cdot 10^3 - 2 \cdot 10^4$
Loess	$1,5 \cdot 10^4 - 6 \cdot 10^4$
Serpilh	$1,4 \cdot 10^4 - 1,4 \cdot 10^6$

Sumber: (Hardiyatmo, 1996 : 163)

Tabel 2.6
Perkiraan Rasio Poisson (μ)

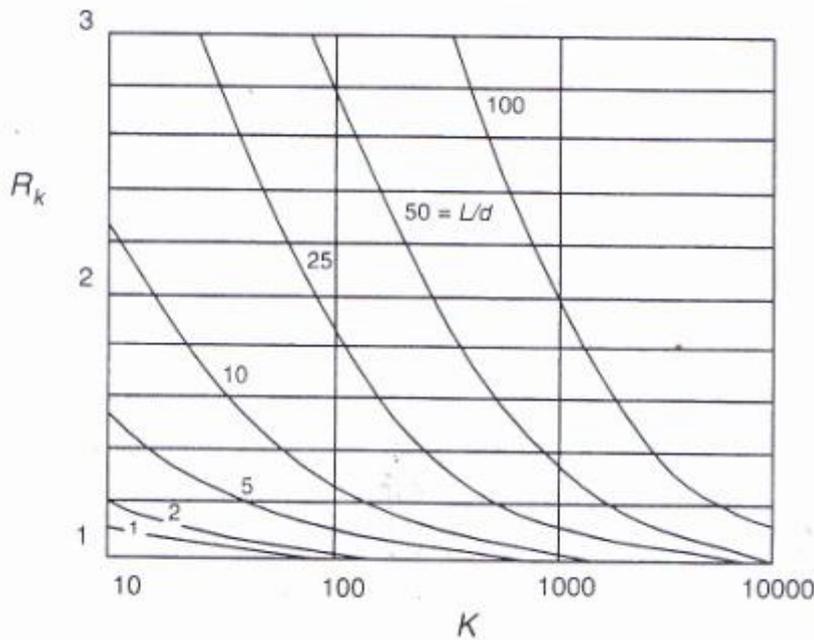
Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Asir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar ($e = 0,4 - 0,7$)	0,15
Pasir halus ($e = 0,4 - 0,7$)	0,25
Batu (tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Sumber: (Hardiyatmo, 1996 : 163)



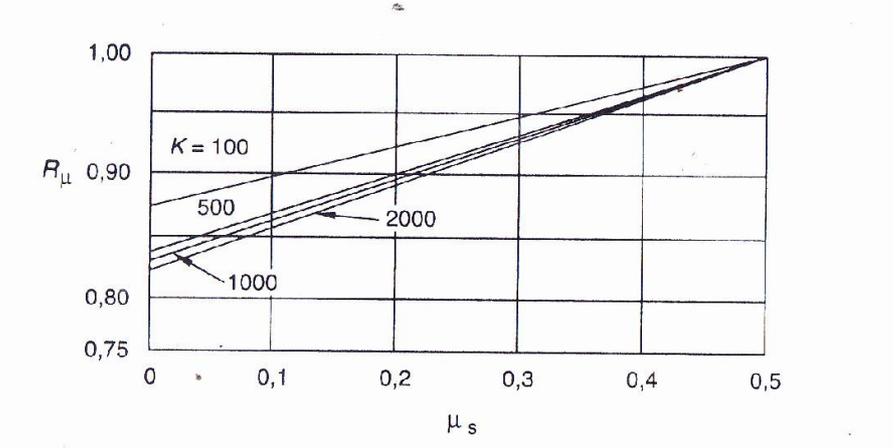
Gambar 2.19. Faktor Penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 253



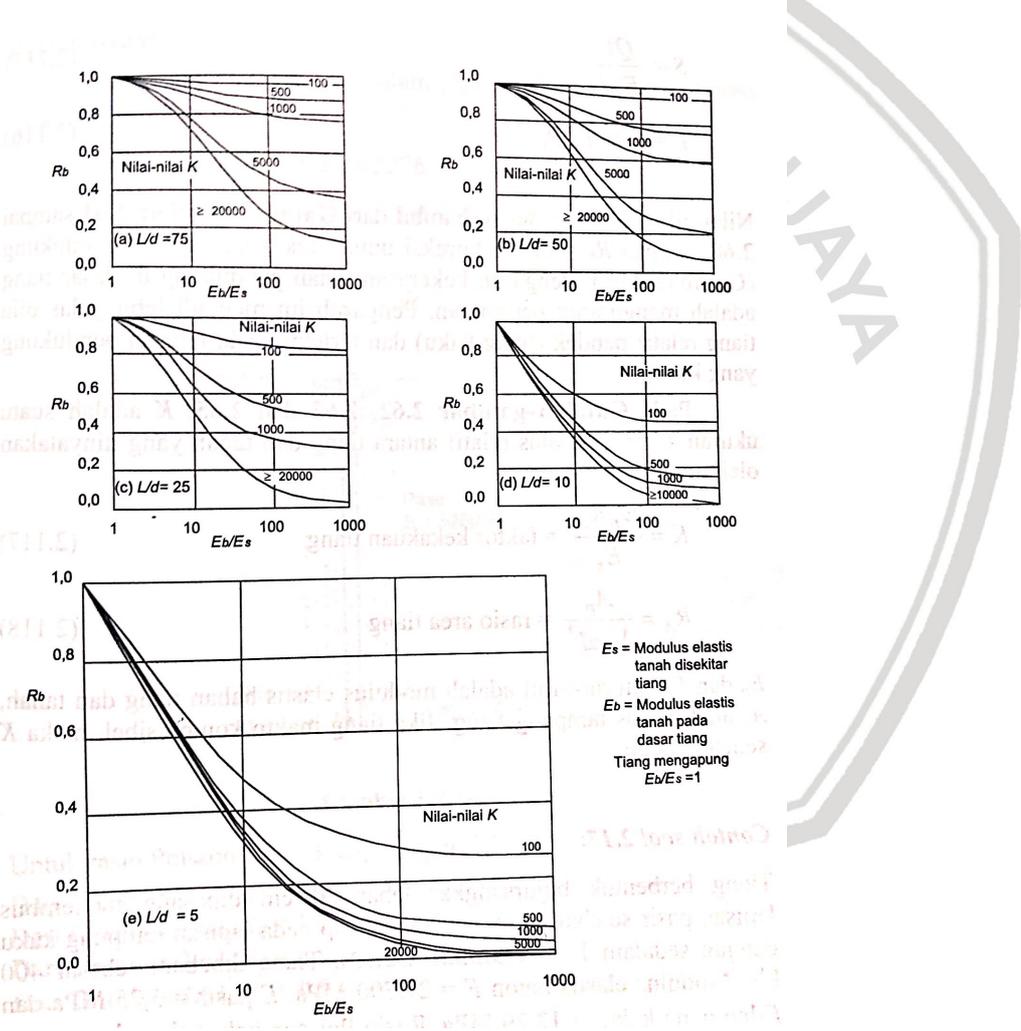
Gambar 2.20 Koreksi Kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 253



Gambar 2.21 Koreksi angka Poisson, R_{μ} (Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: 254



E_s = Modulus elastis tanah disekitar tiang
 E_b = Modulus elastis tanah pada dasar tiang
Tiang mengapung $E_b/E_s = 1$

Gambar 2.22 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980)

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: P:255



2.6.6.2. Penurunan Kelompok Tiang

Pada kondisi tertentu, kapasitas dukung izin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil.

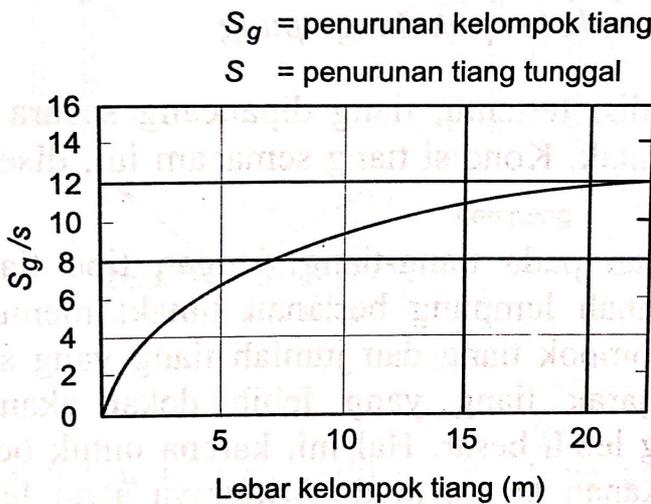
Tanah non kohesif, seperti pasir padat merupakan tanah pendukung yang baik sehingga tidak perlu menggunakan pondasi tiang untuk mendukung bangunan. Dalam kasus yang khusus, pondasi tiang dipasang pada tanah pasir yang padat untuk mendukung beban pilar jembatan guna mentransfer beban jembatan ke lapisan tanah bawah yang terbebas dari bahaya gerusan.

Dalam tinjauan berikut ini, pasir dianggap dalam kondisi tidak padat dan di bawah lapisan pasit tersebut tidak terdapat lapisan lunak selain tanah pasirnya sendiri. Hubungan empiris penurunan kelompok tiang dengan lebar kelompok tiang, terhadap penurunan kelompok tiang tunggal ditunjukkan dalam Gambar 2. (Skemton et. a., 1953). Kurva tersebut dapat diterapkan pada tiang pancang maupun tiang bor. Hubungan penurunan antara tiang tunggal dan kelompok tiang sebagai berikut:

$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B+3)^2}{(B+4)^2} \dots\dots\dots (2-59)$$

dengan:

- S_g = penurunan kelompok tiang (m)
- S = penurunan tiang tunggal pada intensitas beban yang sama (m)
- B = lebar kelompok tiang (m)



Gambar 2.23 Penurunan kelompok tiang dalam tanah pasir

Sumber: Analisis dan Perancangan Fondasi, 2010: P:265



BAB III

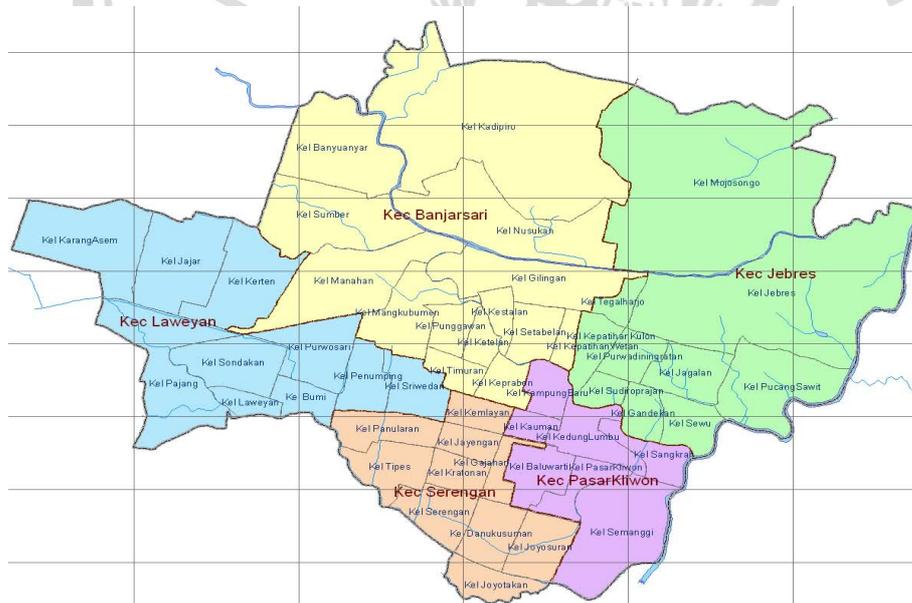
METODE PENELITIAN

3.1. Letak Administratif

Kota Surakarta yang juga dikenal sebagai Kota Solo, merupakan sebuah dataran rendah yang terletak di cekungan lereng pegunungan Lawu dan pegunungan Merapi. Dengan luas sekitar 44 km², Kota Surakarta terletak diantara 110 45⁰ 15"-110 45⁰ 35" Bujur Timur dan 70⁰ 36"-70⁰ 56" Lintang Selatan. Di daerah Kota Surakarta dialiri oleh 3 buah sungai besar, yaitu Sungai Bengawan Solo, Kali Jenes, dan Kali Pepe.

Secara adminitratif Kota Surakarta memiliki beberapa batas batas wilayah kabupaten sebagai berikut :

- Sebelah selatan berbatasan dengan Kabupaten Sukoharjo.
- Sebelah utara berbatasan dengan Kabupaten Boyolali dan Kabupaten Karanganyar.
- Sebelah timur berbatasan dengan Kabupaten Karanganyar dan Sukoharjo.
- Sebelah barat berbatasan dengan Kabupaten sukoharjo dan kabupaten karanganyar.



Gambar 3.1 Peta Kota Surakarta

Sumber: Kota Surakarta, dalam angka 2014

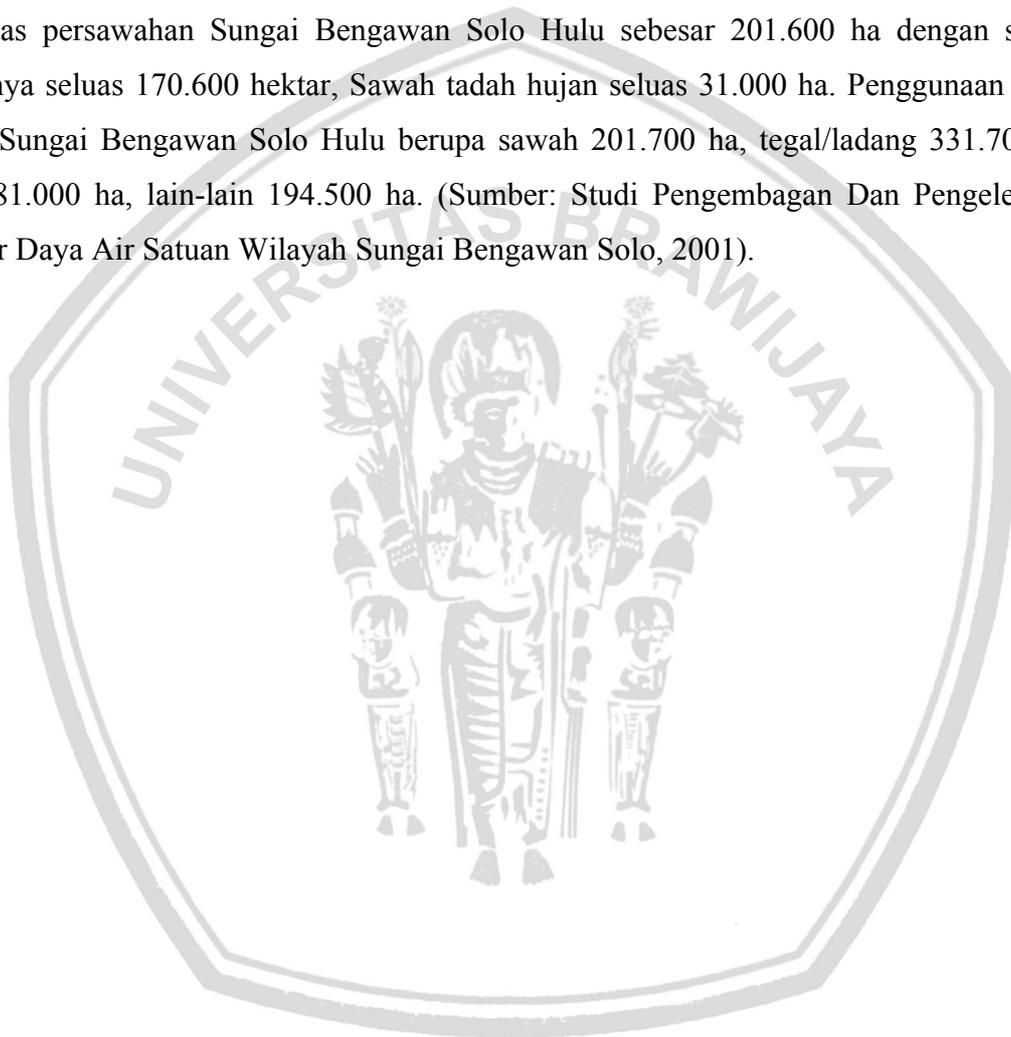
3.2. Karakteristik dan Kondisi DAS Bengawan Solo Hulu

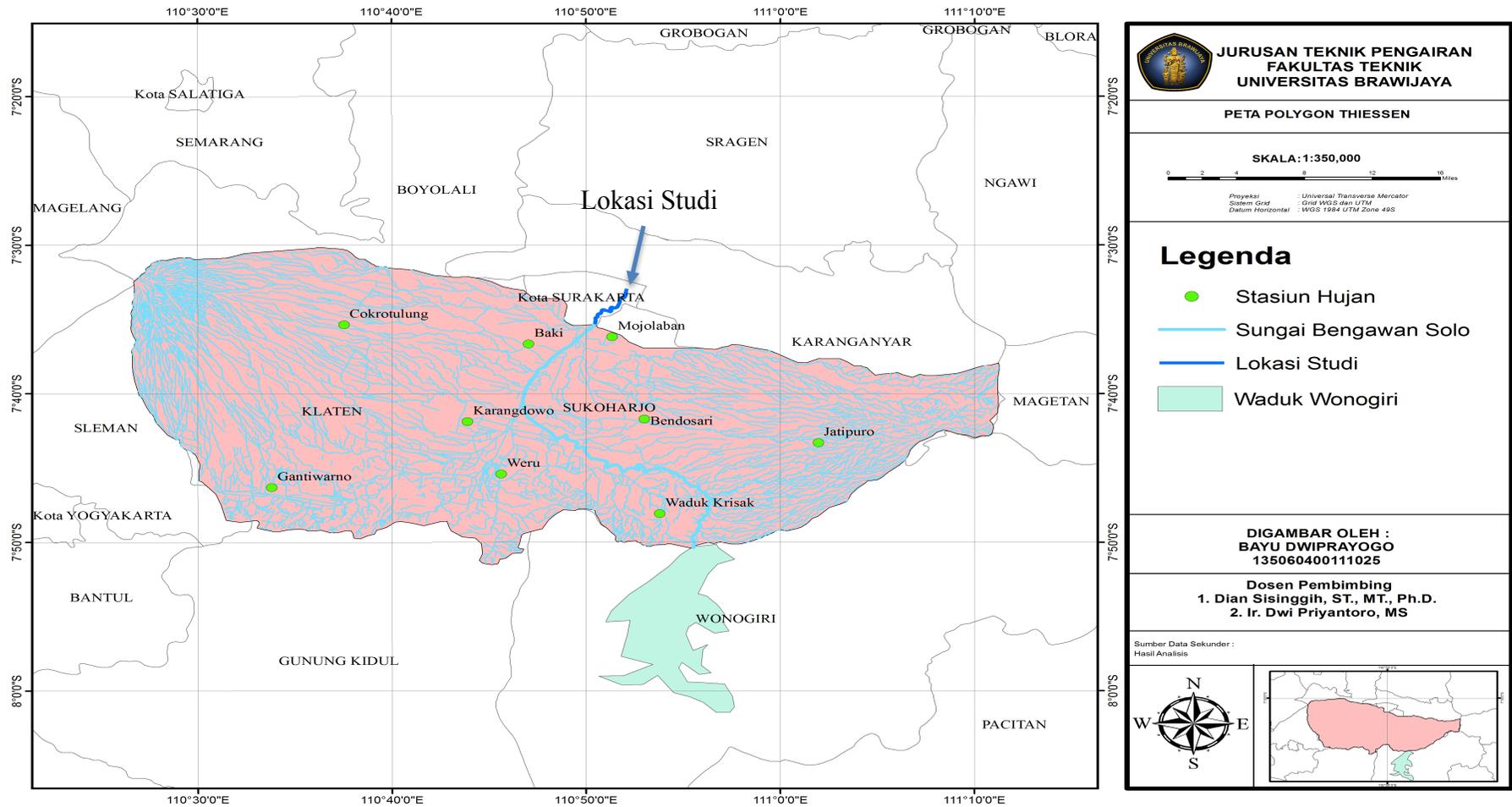
Sungai Bengawan Solo hulu bagian dari Wilayah Sungai Bengawan Solo yang memiliki luas tangkapan sebesar 2.006,96 km², dan panjang sungai 48,46 km. Sungai Bengawan Solo hulu memiliki kapasitas pengaliran sebesar 400 – 600 m³/detik.

Pemanfaatan sumber daya air di Wilayah Sungai Bengawan Solo Hulu meliputi diantaranya:

- a. Pembangkitan listrik tenaga air (PLTA) sebesar 12,4 MW
- b. Air irigasi
- c. Air baku air minum
- d. Air baku industri
- e. Perikanan
- f. Pariwisata

Luas persawahan Sungai Bengawan Solo Hulu sebesar 201.600 ha dengan sawah irigasinya seluas 170.600 hektar, Sawah tadah hujan seluas 31.000 ha. Penggunaan lahan dalam Sungai Bengawan Solo Hulu berupa sawah 201.700 ha, tegal/ladang 331.700 ha, hutan 81.000 ha, lain-lain 194.500 ha. (Sumber: Studi Pengembangan Dan Pengeleloan Sumber Daya Air Satuan Wilayah Sungai Bengawan Solo, 2001).





Gambar 3.2 Ruas Sungai Bengawan Solo
 Sumber: Hasil Analisa Arc-Gis, 2018

3.3. Rancangan Pemecahan Masalah

Dalam kajian ini, permasalahan yang dihadapi adalah banjir. Banjir terjadi karena kapasitas dari sungai sudah tidak bisa menampung debit yang melewati di sungai tersebut, maka hal yang dapat dilakukan dalam penanganan banjir dengan cara pembangunan struktur dan tidak dengan pembangunan struktur.

Cara pembangunan struktur yaitu dengan membangun sarana dan prasarana pengendali banjir dan atau memodifikasi kondisi alamiah sungai, sehingga membentuk suatu system pengendali banjir (*flood control*) salah satu contohnya adalah dengan dibangunnya tanggul. Langkah tersebut telah diterapkan hamper di seluruh Negara-negara dunia yang memiliki permasalahan dengan banjir. Cara tidak dengan pembangunan struktur mengharuskan semua yang ada di daerah tersebut bekerja sama dengan contoh pemindahan/relokasi, pengelolaan dataran banjir, reboisasi, manajemen sampah, dan lain sebagainya.

3.4. Data Pendukung Kajian

Dalam penanganan masalah banjir diperlukan beberapa data-data sekunder yang meliputi :

1. Peta Daerah Aliran Sungai Bengawan Solo Hulu

Dari Peta Daerah Sungai Bengawan Solo dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini, diperoleh luas DAS sebesar 2.006,96 km² dengan panjang sungai ± 48,46 km.

2. Data Curah Hujan

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan harian maksimum tahunan mulai dari tahun 1990 s/d 2014 di 9 stasiun, yaitu :

- Stasiun Jatipuro
- Stasiun Baki
- Stasiun Mojolaban
- Stasiun Bendosari
- Stasiun Weru
- Stasiun Selogiri
- Stasiun Cokrotulung
- Stasiun Karangdowo
- Stasiun Gantiwarno

3. Data Karakteristik Sungai

Data penampang sungai (*Cross Section*) memanjang dan melintang yang digunakan untuk menganalisa kapasitas sungai dengan menggunakan paket program HEC-RAS.

4. Tanah

Daya dukung tanah yang berada di lokasi pekerjaan ditinjau apakah memungkinkan untuk membangun sebuah bangunan pengendali banjir atau tidak.

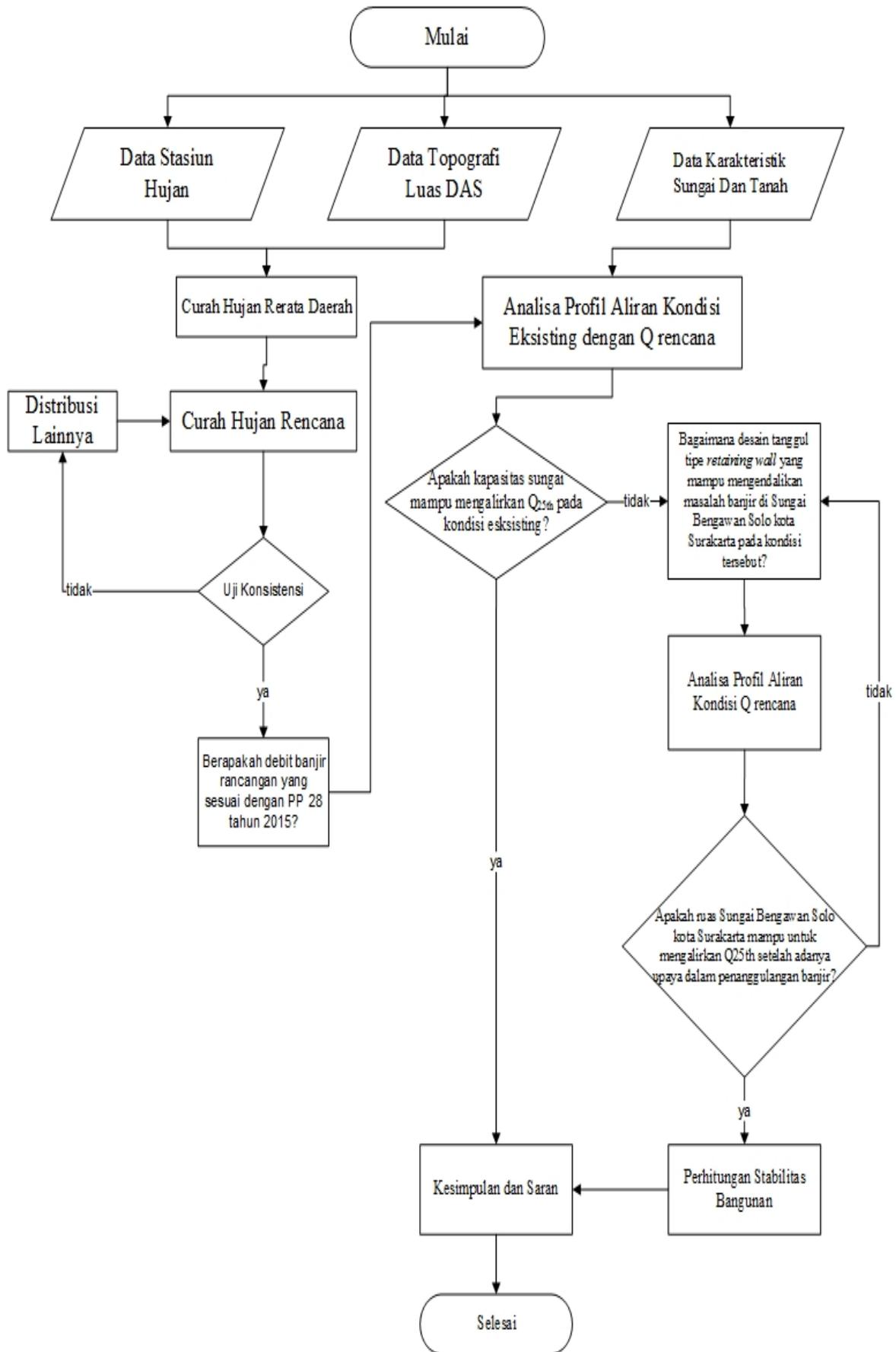
3.5. Langkah-Langkah Pengerjaan Skripsi

Tabel 3.1

Langkah Pengerjaan Skripsi

No	Elemen	Variabel	Metode	Hasil
1	Analisa Curah Hujan Rerata Daerah	- Curah hujan maksimum harian tahunan	• Metode Polygon Thiessen	Mengetahui curah hujan rerata daerah pada lokasi studi
2	Analisa Distribusi Frekuensi	- Curah hujan rerata daerah	• Distribusi Log Pearson type III	Menghitung curah hujan rancangan
3	Uji Kesesuaian Distribusi	- Curah hujan rancangan	- Uji smirnov-kolmogorov - Uji Chi Square	Mengetahui distribusi yang dipilih dapat diterima atau tidak
4	Analisa Banjir Rancangan	- Curah hujan rancangan setelah di uji kesesuaian distribusi	• Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu	Mendapatkan Debit Banjir Rancangan dengan kala ulang 25 tahun
5	Analisa Profil Aliran dengan Debit Rancangan	- Debit Banjir Rancangan - Data Cross Section - Data Long Section	• Menggunakan aplikasi HEC-RAS versi 5	Mengetahui ketinggian muka air dengan debit kala ulang 25 tahun
6	Rencana Penanggulangan Banjir dengan Menggunakan Tanggul	- Tinggi muka air dengan debit kala ulang 25 tahun	• Berdasarkan analisa profil aliran terhadap Debit kala ulang 25 tahun	Mendapatkan dimensi tanggul
7	Perhitungan Stabilitas tanggul	- Data Dimensi tanggul - Data tanah	• Stabilitas tanggul	Untuk mendapatkan angka keamanan
8	Rencana Tiang Pancang	- Data tanah	• Berdasarkan gaya gaya yang bekerja pada bangunan	Mendapatkan angka yang bekerja lebih kecil dari izin

Sumber: Hasil Analisa



Gambar 3.3 Alur Pengerjaan Skripsi

BAB IV

ANALISA DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi merupakan analisa awal yang dilakukan untuk mendapatkan data-data hidrologi berupa data curah hujan rerata, distribusi frekuensi dengan lengkung massa ganda, dan data intensitas hujan jam-jaman mononbe yang nantinya digunakan sebagai data untuk dijadikan debit banjir rencana menggunakan HSS Nakayasu.

4.1.1 Curah Hujan Harian Maksimum Tahunan DAS Bengawan Solo Hulu

Pada DAS Bengawan Solo Hulu analisa curah hujan harian maksimum didapat dari curah hujan harian dalam waktu 25 tahun, dimulai dari tahun 1990 sampai 2014 pada 9 stasiun hujan dengan menganalisa curah hujan maksimum yang terjadi dalam setiap tahunnya. Berikut merupakan data curah hujan maksimum DAS Bengawan Solo Hulu.

Tabel 4.1
Data Curah Hujan Tahunan

Tahun	Stasiun								
	(1) Jatipuro	(2) Baki	(3) Mojolaban	(4) Bendosari	(5) Weru	(6) Waduk Krisak	(7) Cokrotulung	(8) Karangdowo	(9) Gantiwarno
1990	2325	2009	1893	2577	2761	1845	2329	2013	1736
1991	1980	2512	2044	1776	2308	1340	2472	2004	1515
1992	2997	2524	2151	2278	1705	2532	3059	2186	1912
1993	2466	1376	2885	1791	2109	1610	2827	2636	1401
1994	1995	2412	1329	2146	2663	1980	1597	1714	1652
1995	2641	1519	2297	2164	1753	2431	2709	2687	1820
1996	2146	1387	1128	1669	2210	1851	2192	1233	951
1997	1498	1987	1576	865	1154	943	1232	721	654
1998	2222	1554	2886	2118	2250	1782	2014	1946	1872
1999	2841	2112	2683	1654	2425	1996	2067	1938	1820
2000	2757	2817	2777	2837	2697	2857	2917	2877	1421
2001	2257	1330	2403	1576	1049	2122	1795	1968	964
2002	1700	952	2204	1456	1808	2060	1112	1964	1124
2003	2329	1196	2463	1830	797	964	1231	1598	655
2004	2329	1175	1721	1467	1913	2159	1005	951	1376
2005	2329	1764	1499	1034	1669	1904	2139	1974	1288
2006	2329	2747	2165	1083	1801	1619	2537	1355	1409
2007	2678	1585	1292	2299	1806	2013	1170	1927	1079
2008	1987	1165	2043	1421	1999	1277	1955	1233	1671
2009	2094	1073	2152	1531	1910	1389	1768	1947	1460
2010	2812	1991	2170	2549	2228	2007	2786	2165	2438
2011	2519	1095	1871	1947	2423	1599	2175	1451	1138
2012	2355	1541	2027	2183	1899	2485	2071	2057	1713
2013	2474	1501	2128	1955	2682	2409	2136	2063	1915
2014	1798	1047	2196	1245	994	1243	1092	1341	880

Sumber; Hasil Perhitungan, 2018

4.1.2 Uji Konsistensi Data Hujan

Pada uji konsistensi data studi akan menggunakan metode lengkung massa ganda. Untuk melakukan sebuah uji konsistensi dibutuhkan data komulatif sebuah stasiun hujan yang dihitung dan data komulatif rerata stasiun hujan disekitarnya. Kedua data tersebut



kemudian dimasukkan ke dalam sebuah grafik dan selanjutnya diproses dengan metode lengkung massa ganda. Berikut akan dipaparkan uji konsistensi untuk data stasiun hujan Jatipuro, Baki, Mojolaban, Bendosari, Weru, Waduk Krisak, Cokrotulung, Karangdowo, dan Gantiwarno.

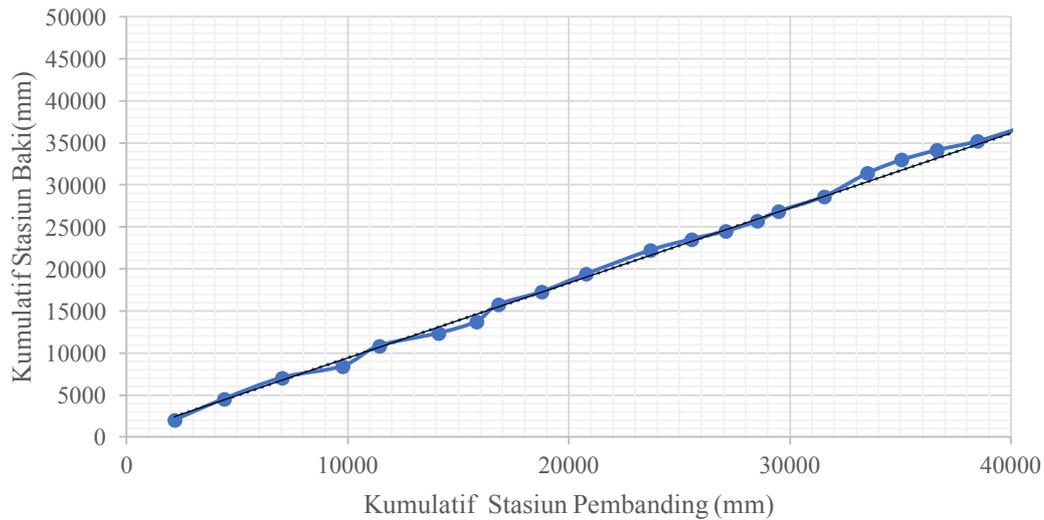
1. Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Baki

Tabel 4.2

Uji Konsistensi Data di Stasiun Baki, Terhadap Stasiun Cokrotulung dan Stasiun Karangdowo

Tahun	Sta. Hujan Baki		Sta. Hujan Pemandang	
	CH Tahunan (mm)	CH Kumulatif (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Kumulatif (mm)
1990	2009	2009	2171	2171
1991	2512	4521	2238	4409
1992	2524	7045	2622.5	7031.5
1993	1376	8421	2731.5	9763
1994	2412	10833	1655.5	11418.5
1995	1519	12352	2698	14116.5
1996	1387	13739	1712.5	15829
1997	1987	15726	976.5	16805.5
1998	1554	17280	1980	18785.5
1999	2112	19392	2002.5	20788
2000	2817	22209	2897	23685
2001	1330	23539	1881.5	25566.5
2002	952	24491	1538	27104.5
2003	1196	25687	1414.5	28519
2004	1175	26862	978	29497
2005	1764	28626	2056.5	31553.5
2006	2747	31373	1946	33499.5
2007	1585	32958	1548.5	35048
2008	1165	34123	1594	36642
2009	1073	35196	1857.5	38499.5
2010	1991	37187	2475.5	40975
2011	1095	38282	1813	42788
2012	1541	39823	2064	44852
2013	1501	41324	2099.5	46951.5
2014	1047	42371	1216.5	48168

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.1 Grafik Uji Konsistensi Data Stasiun Hujan Baki

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

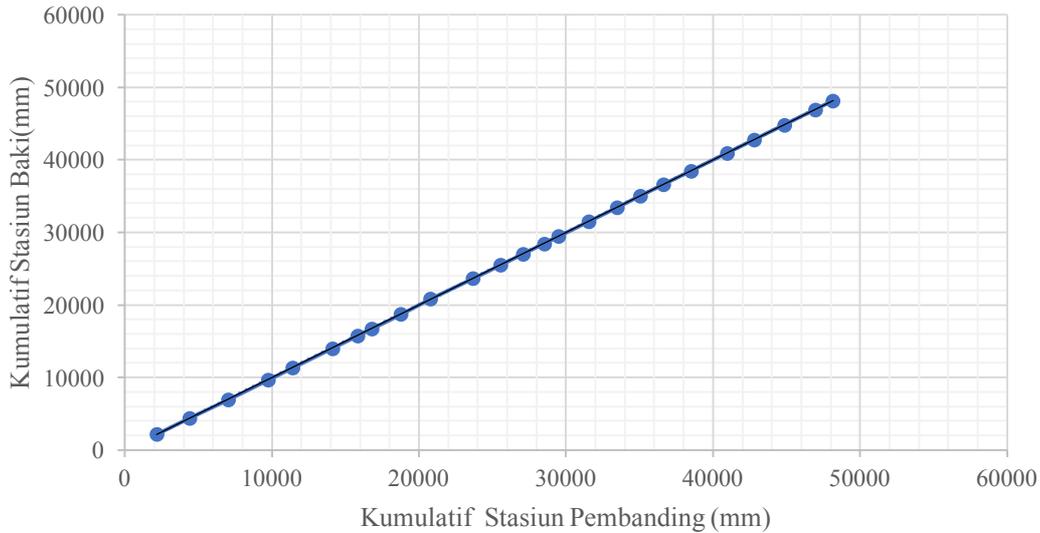
Dikarenakan sebaran data tidak 45 derajat maka dilakukan koreksi data sehingga menjadi:

Tabel 4.3

Hasil Koreksi Stasiun Hujan Baki Terhadap Stasiun Hujan Sekitar

Tahun	Sta. Hujan Baki setelah dikoreksi					Sta. Hujan Pembanding		
	CH Tahunan eksisting (mm)	α eksisting	α koreksi	Faktor Koreksi	Nilai Terkoreksi (mm)	CH Kumulatif Nilai Terkoreksi (mm)	CH Tahunan Rerata (mm)	CH Komulatif (mm)
1990	2009	42.78	45.00	1.08	2171	2171	2171	2171
1991	2512	48.30	45.00	0.89	2238	4409	2238	4409
1992	2524	43.90	43.90	1.00	2524	6933	2623	7032
1993	1376	26.74	45.00	1.98	2731	9665	2732	9763
1994	2412	55.54	45.00	0.69	1655	11320	1656	11419
1995	1519	29.38	45.00	1.78	2698	14018	2698	14117
1996	1387	39.00	45.00	1.23	1713	15731	1713	15829
1997	1987	63.83	45.00	0.49	976	16707	977	16806
1998	1554	38.13	45.00	1.27	1980	18687	1980	18786
1999	2112	46.52	46.52	1.00	2112	20799	2003	20788
2000	2817	44.20	44.20	1.00	2817	23616	2897	23685
2001	1330	35.26	45.00	1.41	1881	25497	1882	25567
2002	952	31.76	45.00	1.62	1538	27035	1538	27105
2003	1196	40.22	45.00	1.18	1414	28449	1415	28519
2004	1175	50.23	45.00	0.83	978	29427	978	29497
2005	1764	40.62	45.00	1.17	2057	31484	2057	31554
2006	2747	54.69	45.00	0.71	1946	33430	1946	33500
2007	1585	45.67	45.67	1.00	1585	35014	1549	35048
2008	1165	36.16	45.00	1.37	1594	36608	1594	36642
2009	1073	30.01	45.00	1.73	1858	38466	1858	38500
2010	1991	38.81	45.00	1.24	2475	40942	2476	40975
2011	1095	31.13	45.00	1.66	1813	42755	1813	42788
2012	1541	36.75	45.00	1.34	2064	44818	2064	44852
2013	1501	35.56	45.00	1.40	2100	46918	2100	46952
2014	1047	40.72	45.00	1.16	1216	48134	1217	48168

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.2 Grafik Uji Konsistensi Baki Setelah Koreksi

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan grafik Uji Konsistensi Stasiun Hujan Baki terhadap stasiun sekitar, maka dapat disimpulkan bahwa data hujan konsisten, hal ini dikarenakan grafik berupa grafik lurus dengan sudut 45° .

Untuk perhitungan selanjutnya pada stasiun lainnya akan dimasukkan pada lampiran.

4.1.3 Curah Hujan Rerata Daerah

Stasiun hujan hanya memberikan kedalaman hujan dititik dimana stasiun tersebut berada, sehingga hujan pada suatu luasan harus di perkirakan dari titik pengukuran tersebut. Dalam analisi hidrologi sering diperlukan untuk menentukan hujan rerata pada daerah tersebut, pada penelitian ini akan menggunakan dua metode, yaitu Metode Rerata Aritmatik dan Metode *Polygon-Thiessen*.

4.1.3.1 Metode Rata – Rata Aljabar

Tabel 4.4

Data Curah Hujan dengan Metode Rata –Rata Aljabar

No	Tahun	Stasiun Jatipuro (mm)	Stasiun Baki (mm)	Stasiun Mojolaban (mm)	Stasiun Bendosari (mm)	Stasiun Weru (mm)	Stasiun Waduk Krasik (mm)	Stasiun Cokrotulung (mm)	Stasiun Karangdowo (mm)	Stasiun Gantiwarno (mm)	Jumlah (mm)	Rerata (mm)
1	1990	128	84	86	110	98	79	107	79	68	839	93.222
2	1991	146	73	146	70	89	109	150	65	110	958	106.444
3	1992	99	79	98	110	98	92	97	55	75	803	89.222
4	1993	100	121	99	152	97	105	65	72	70	881	97.889
5	1994	118	78	89	98	87	78	90	100	75	813	90.333
6	1995	86	69	109	83	126	68	75	127	71	814	90.444
7	1996	78	82	87	110	88	73	97	110	40	765	85.000
8	1997	74	71	93	110	139	105	80	102	48	822	91.333
9	1998	84	73	74	112	157	107	78	88	75	848	94.222
10	1999	153	196	71	110	85	85	54	76	75	905	100.556
11	2000	96	86	99	91	159	105	49	100	85	870	96.667
12	2001	112	78	74	70	103	96	40	105	80	758	84.222
13	2002	69	103	90	99	83	61	40	76	89	710	78.889
14	2003	91	93	73	97	83	75	120	100	90	822	91.333
15	2004	61	90	78	112	106	68	107	90	75	787	87.444
16	2005	81	76	67	100	102	70	101	73	66	736	81.778
17	2006	85	125	56	80	98	80	140	77	75	816	90.667
18	2007	191	98	31	155	78	132	180	98	50	1013	112.556
19	2008	68	75	39	118	98	80	110	88	80	756	84.000
20	2009	150	98	93	118	80	70	105	74	83	871	96.778
21	2010	98	113	106	120	104	84	88	82	75	870	96.667
22	2011	80	91	91	90	110	80	228	92	55	917	101.889
23	2012	97	83	78	128	129	95	100	78	80	868	96.444
24	2013	143	68	38	100	105	140	128	106	65	893	99.222
25	2014	155	85	89	75	123	89	87	106	85	894	99.333

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan:

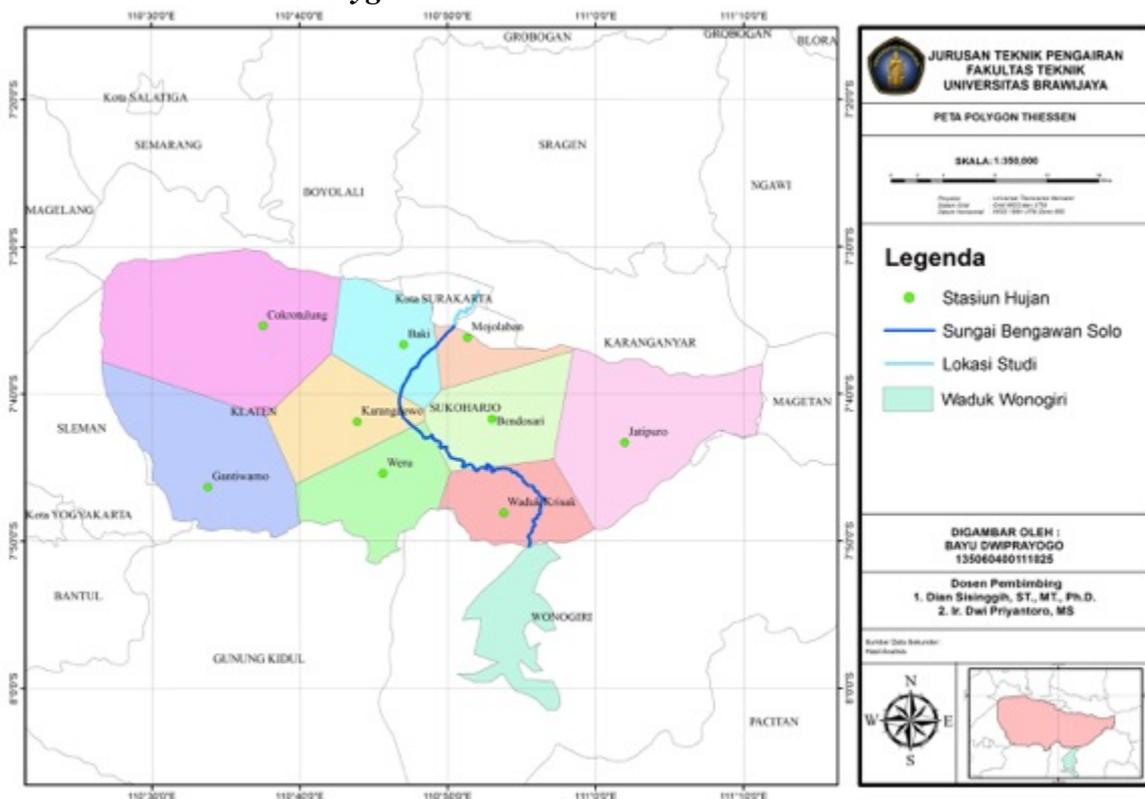
Pada tahun 1990

$$Rerata = \frac{128 + 84 + 86 + 110 + 98 + 79 + 107 + 79 + 68}{9}$$

$$Rerata = 93,222$$

Jadi, tinggi hujan harian daerah maksimum tahunan menurut metode rerata aritmatik adalah 93,222 mm

4.1.3.2 Metode Rerata Polygon-Thiessen



Gambar 4.3 Hasil Polygon-Thiessen

Sumber: Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.5
Data Curah Hujan Maksimum Tahunan

Tahun	Stasiun								
	(1) Jatipuro	(2) Baki	(3) Mojolaban	(4) Bendosari	(5) Weru	(6) Waduk Krasak	(7) Cokrotulung	(8) Karangdowo	(9) Gantiwarno
1990	128	84	86	110	98	79	107	79	68
1991	146	73	146	70	89	79	150	65	110
1992	99	79	98	110	98	92	97	55	75
1993	100	121	99	152	97	105	65	72	70
1994	118	78	89	98	87	78	90	100	75
1995	86	69	109	83	126	68	75	127	71
1996	78	82	87	110	88	73	97	110	40
1997	74	71	93	110	139	105	80	102	48
1998	84	73	74	112	157	107	78	88	75
1999	153	196	71	110	85	85	54	76	75

Lanjutan Tabel 4.5
Data Curah Hujan Maksimum Tahunan

Tahun	Stasiun								
	(1) Jatipuro	(2) Baki	(3) Mojolaban	(4) Bendosari	(5) Weru	(6) Waduk Krisak	(7) Cokrotulung	(8) Karangdowo	(9) Gantiwarno
2000	96	86	99	91	159	105	49	100	85
2001	112	78	74	70	103	96	40	105	80
2002	69	103	90	99	83	61	40	76	89
2003	91	93	73	97	83	75	120	100	90
2004	61	90	78	112	106	68	107	90	75
2005	81	76	67	100	102	70	101	73	66
2006	85	125	56	80	98	80	140	77	75
2007	191	98	31	155	78	132	180	98	50
2008	68	75	39	118	98	80	110	88	80
2009	150	98	93	118	80	70	105	74	83
2010	98	113	106	120	104	84	88	82	75
2011	80	91	91	90	110	80	228	92	55
2012	97	83	78	128	129	95	100	78	80
2013	143	68	38	100	105	140	128	106	65
2014	155	85	89	75	123	89	87	106	85
Jumlah	2643	2288	2054	2618	2625	2226	2516	2219	1840

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.6
Perhitungan Koefisien *Thiessen*

Stasiun Hujan	Luas (Km ²)	Kr
Jatipuro	346.312	0.173
Baki	150.379	0.075
Mojolaban	59.980	0.030
Bendosari	185.638	0.092
Weru	184.456	0.092
Waduk Krisak	149.997	0.075
Cokrotulung	459.000	0.229
Karangdowo	170.412	0.085
Gantiwarno	300.792	0.150
Jumlah	2006.965	1

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Keterangan:

Kr = Koefisien Thiessen

Contoh Perhitungan :

Stasiun Jatipuro

$$Kr = \frac{\text{Luas Stasiun Jatipuro}}{\text{Luas DAS}}$$

$$Kr = \frac{346.312}{2006.965}$$

$$Kr = 0.173$$

Jadi Koefisin *Thiessen* pada Stasiun Hujan adalah 0.173. untuk perhitungan selanjutnya terdapat pada tabel 4.8

Tabel 4.7
Curah Hujan Rerata Daerah Menggunakan Metode *Polygon-Thiessen*

No	Tahun	Pa.Ka (mm)	Pb.Kb (mm)	Pc.Kc (mm)	Pd.Kd (mm)	Pe.Ke (mm)	Pf.Kf (mm)	Pg.Kg (mm)	Ph.Kh (mm)	Pi.Ki (mm)	Pmax (mm)
1	1990	22.087	6.294	2.570	10.175	9.007	5.904	24.471	6.708	10.191	97.408
2	1991	25.193	5.470	4.363	6.475	8.180	8.146	34.306	5.519	16.486	114.138
3	1992	17.083	5.919	2.929	10.175	9.007	6.876	22.184	4.670	11.241	90.083
4	1993	17.255	9.066	2.959	14.060	8.915	7.847	14.866	6.114	10.491	91.573
5	1994	20.361	5.844	2.660	9.065	7.996	5.830	20.583	8.491	11.241	92.071
6	1995	14.840	5.170	3.258	7.677	11.580	5.082	17.153	10.784	10.641	86.185
7	1996	13.459	6.144	2.600	10.175	8.088	5.456	22.184	9.340	5.995	83.441
8	1997	12.769	5.320	2.779	10.175	12.775	7.847	18.296	8.661	7.194	85.817
9	1998	14.495	5.470	2.212	10.360	14.430	7.997	17.839	7.472	11.241	91.514
10	1999	26.401	14.686	2.122	10.175	7.812	6.353	12.350	6.453	11.241	97.592
11	2000	16.565	6.444	2.959	8.417	14.613	7.847	11.206	8.491	12.739	89.283
12	2001	19.326	5.844	2.212	6.475	9.467	7.175	9.148	8.916	11.990	80.552
13	2002	11.906	7.718	2.690	9.157	7.628	4.559	9.148	6.453	13.339	72.598
14	2003	15.702	6.968	2.182	8.972	7.628	5.605	27.444	8.491	13.489	96.483
15	2004	10.526	6.744	2.331	10.360	9.742	5.082	24.471	7.642	11.241	88.138
16	2005	13.977	5.695	2.002	9.250	9.375	5.232	23.099	6.198	9.892	84.719
17	2006	14.667	9.366	1.674	7.400	9.007	5.979	32.018	6.538	11.241	97.890
18	2007	32.958	7.343	0.926	14.337	7.169	9.865	41.167	8.321	7.494	129.580
19	2008	11.734	5.620	1.166	10.915	9.007	5.979	25.157	7.472	11.990	89.039
20	2009	25.883	7.343	2.779	10.915	7.353	5.232	24.014	6.283	12.440	102.241
21	2010	16.910	8.467	3.168	11.100	9.558	6.278	20.126	6.963	11.241	93.810
22	2011	13.804	6.818	2.720	8.325	10.110	5.979	52.144	7.812	8.243	115.955
23	2012	16.738	6.219	2.331	11.840	11.856	7.100	22.870	6.623	11.990	97.567
24	2013	24.675	5.095	1.136	9.250	9.650	10.463	29.274	9.001	9.742	108.286
25	2014	26.746	6.369	2.660	6.937	11.305	6.652	19.897	9.001	12.739	102.305

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Contoh Perhitungan :

Tahun 1990

$$\begin{aligned} P_A \cdot K_A &= \text{Curah Hujan Stasiun Jatipuro} \cdot K_r A \\ &= 128 \times 0.173 \\ &= 23.223 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= P_A \cdot K_A + P_B \cdot K_B + P_C \cdot K_C + P_D \cdot K_D + P_E \cdot K_E + P_F \cdot K_F + P_G \cdot K_G + P_H \cdot K_H + P_I \cdot K_I \\ &= 22.087 + 6.294 + 2.570 + 10.175 + 9.007 + 5.904 + 24.471 + 6.708 + 10.191 \\ &= 97.408 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi, tinggi hujan harian daerah maksimum tahunan untuk Tahun 1990 menurut Metode *Polygon-Thiessen* adalah 97.408 mm. berikut adalah rekapitulasi dari Metode Aritmatik dan Metode *Polygon-Thiessen* akan dijabarkan pada Tabel 4.8

Tabel 4.8

Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah menggunakan Metode Aritmatik dan Metode *Polygon-Thiessen*

No	Tahun	CH aritmatik (mm)	CH thiessen (mm)
1	1990	93.222	97.408
2	1991	106.444	114.138
3	1992	89.222	90.083
4	1993	97.889	91.573
5	1994	90.333	92.071
6	1995	90.444	86.185
7	1996	85.000	83.441
8	1997	91.333	85.817
9	1998	94.222	91.514
10	1999	100.556	97.592
11	2000	96.667	89.283
12	2001	84.222	80.552
13	2002	78.889	72.598
14	2003	91.333	96.483
15	2004	87.444	88.138
16	2005	81.778	84.719
17	2006	90.667	97.890
18	2007	112.556	129.580
19	2008	84.000	89.039
20	2009	96.778	102.241
21	2010	96.667	93.810
22	2011	101.889	115.955
23	2012	96.444	97.567
24	2013	99.222	108.286
25	2014	99.333	102.305

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan hasil perhitungan, maka penulis dapat menarik kesimpulan bahwa perhitungan dengan Metode *Polygon-Thiessen* akan memberikan hasil perhitungan yang lebih besar dibandingkan dengan Metode Rata-rata Aljabar. Data yang akan digunakan adalah hasil dari Metode *Polygon-Thiessen*, karena metode tersebut lebih teliti untuk menghitung kedalaman hujan rerata dibandingkan Metode Rata-rata Aljabar.

Tabel 4.9
Perhitungan Uji *Outlier* Metode *Grubbs and Beck*

No	Tahun	Chmax (mm)	Log Chmax
1	1990	97.408	1.989
2	1991	114.138	2.057
3	1992	90.083	1.955
4	1993	91.573	1.962
5	1994	92.071	1.964
6	1995	86.185	1.935
7	1996	83.441	1.921
8	1997	85.817	1.934
9	1998	91.514	1.961
10	1999	97.592	1.989
11	2000	89.283	1.951
12	2001	80.552	1.906
13	2002	72.598	1.861
14	2003	96.483	1.984
15	2004	88.138	1.945
16	2005	84.719	1.928
17	2006	97.890	1.991
18	2007	129.580	2.113
19	2008	89.039	1.950
20	2009	102.241	2.010
21	2010	93.810	1.972
22	2011	115.955	2.064
23	2012	97.567	1.989
24	2013	108.286	2.035
25	2014	102.305	2.010
rerata log Chmax			1.975
rerata Sd log Chmax			0.054
Kn			2.485
n			25
$X_H = \exp ($		$+ Kn.Sd)$	128.532
$X_L = \exp ($		$- Kn.Sd)$	69.353

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

n = jumlah data curah hujan

CH = curah hujan (mm)

$\text{Log}(CH)$ = Log curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log}(CH)}$	= rerata <i>Log</i> curah hujan (mm)
$S_{\text{Log}(CH)}$	= standar deviasi dari rerata <i>Log</i> curah hujan (mm)
K_n	= parameter <i>Grubbs and Beck</i>
X_H	= batas atas nilai data curah hujan (mm)
X_L	= batas bawah nilai data curah hujan (mm)

dengan uraian:

$$\begin{aligned}\text{Log}(CH)(\text{tahun } 1990) &= \text{Log}(97.408) \\ &= 1.989\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\overline{\text{Log}(CHmax)} &= \frac{\sum(\text{Log}(CH))}{n} \\ &= \frac{\sum 1.989 + 2.057 + 1.955 + \dots + 2.010}{25} \\ &= 1.975\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{Log}(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\text{Log}(CH))_i - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}} \\ &= 0.054\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_n &= -3,62201 + 6,28446n^{0,25} - 2,49835n^{0,5} + 0,491436n^{0,75} - 0,037911n \\ &= -3,62201 + 6,28446 \cdot 25^{0,25} - 2,49835 \cdot 25^{0,5} + 0,491436 \cdot 25^{0,75} - 0,037911 \cdot 25 \\ &= 2,485\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_H &= e^{\left(\overline{\text{Log}(CH)} + K_n \cdot S_{\text{Log}(CH)}\right)} \\ &= e^{(1.975 + 2.485 \times 0.054)} \\ &= 128.532 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}X_L &= e^{\left(\overline{\text{Log}(CH)} - K_n \cdot S_{\text{Log}(CH)}\right)} \\ &= 69.353 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dari perhitungan di atas, dapat diketahui bahwa nilai batas atas data (X_H) adalah senilai 128.532 dan nilai batas bawah data (X_L) adalah senilai 69.353, sehingga dapat dipastikan bahwa nilai pada deret data hujan tidak ada yang harus dibuang.

4.1.4 Distribusi Frekuensi

Analisis distribusi frekuensi hujan daerah ini bertujuan untuk memperkirakan besar curah hujan yang berpeluang untuk terjadi sekali dengan periode ulang (*return period*) tertentu di suatu daerah yang didasari oleh harga hujan daerahnya, yang mana besar curah hujannya kemudian dinamakan sebagai curah hujan rancangan. Dengan data tersebut kini bisa dihitung sebaran distribusi dengan Metode Distribusi Gumbel, dan Distribusi Log Pearson Tipe III pada berbagai periode ulang, yang mana dalam studi ini menggunakan periode ulang 20, 25, 50, 100, 200 tahun.

4.1.4.1 Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Gumbel

Tabel 4.10

Data Persiapan Perhitungan Distribusi Gumbel

No	Tahun	Curah Hujan (mm)	X - Xrerata (mm)	(X - Xrerata) ² (mm)	(X - Xrerata) ³ (mm)	(X - Xrerata) ⁴ (mm)
1	1990	97.408	2.277	5.185	11.806	26.882
2	1991	114.138	19.007	361.275	6866.848	130519.865
3	1992	90.083	-5.047	25.475	-128.578	648.968
4	1993	91.573	-3.558	12.657	-45.029	160.199
5	1994	92.071	-3.060	9.363	-28.649	87.661
6	1995	86.185	-8.946	80.033	-715.991	6405.356
7	1996	83.441	-11.689	136.644	-1597.303	18671.668
8	1997	85.817	-9.314	86.749	-807.980	7525.474
9	1998	91.514	-3.617	13.083	-47.324	171.177
10	1999	97.592	2.461	6.058	14.911	36.701
11	2000	89.283	-5.848	34.200	-200.002	1169.622
12	2001	80.552	-14.579	212.542	-3098.611	45174.098
13	2002	72.598	-22.532	507.709	-11439.913	257768.762
14	2003	96.483	1.352	1.827	2.470	3.339
15	2004	88.138	-6.992	48.894	-341.885	2390.600
16	2005	84.719	-10.412	108.404	-1128.677	11751.483
17	2006	97.890	2.759	7.612	21.001	57.943
18	2007	129.580	34.449	1186.766	40883.463	1408413.662
19	2008	89.039	-6.092	37.110	-226.063	1377.123
20	2009	102.241	7.111	50.560	359.511	2556.326
21	2010	93.810	-1.320	1.743	-2.302	3.040
22	2011	115.955	20.825	433.663	9030.850	188063.650
23	2012	97.567	2.436	5.936	14.462	35.234
24	2013	108.286	13.155	173.056	2276.574	29948.541
25	2014	102.305	7.175	51.475	369.318	2649.725
	Jumlah	2359.174	2378.269	-	3598.022	40042.908
	Xrerata	94.367	95.131	-	-	-
	Standar Deviasi	10.912	12.244	-	-	-

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

CH = curah hujan (mm)

\overline{CH} = curah hujan rerata (mm)

S = standar deviasi curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

Y_n = rerata variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai n)

σ_n = standar deviasi variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai n)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.17:

$$\overline{CH} = \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n}$$

$$= \frac{2378.269}{25}$$

$$= 95.131 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (((CH)_i - (\overline{CH}))^2)}{n-1}}$$

$$= \sqrt{\frac{3598.022}{25-1}}$$

$$= 12.244 \text{ mm}$$

Tabel 4.11
Hasil Perhitungan Distribusi Gumbel

T_r (tahun)	Y_T	K	$Sd . K$ (mm)	$X_{\text{rancangan}}$ (mm)
20	2.970	3.539	43.330	138.461
25	3.199	3.969	48.597	143.727
50	3.902	5.294	64.819	159.950
100	4.600	6.609	80.922	176.053
200	5.296	7.919	96.966	192.097

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

T_r = periode ulang (tahun)

Y_T = variasi tereduksi (*reduced variate*)

K = faktor frekuensi Gumbel

$CH_{\text{rancangan}}$ = curah hujan rancangan hasil metode Distribusi Gumbel (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.17 (contoh pada kondisi T_r 50 tahun):

$$\begin{aligned}
 Y_T &= -Ln|Ln\left(\frac{T_r}{T_r - 1}\right) \\
 &= -Ln|Ln\left(\frac{50}{50 - 1}\right) \\
 &= 3.902
 \end{aligned}$$

$$K = \frac{3.902 - 1.091}{0.531}$$

$$= 5.294$$

$$\begin{aligned}
 S.K &= 12.244 \cdot 5.294 \\
 &= 64.819 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 CH_{rancangan} &= \overline{CH} + K.S \\
 &= 95.131 + 64.819 \\
 &= 159.950 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut adalah perhitungan parameter kepengengan atau *skeweness* (C_s) dan kepuccakan atau kurtosis (C_k) data hujan dalam analisis distribusi frekuensi terhadap sebaran Distribusi Gumbel:

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (CH_i - \overline{CH})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{25 \times 40042.908}{(25-1)(25-1) \times 12.244^3} = 0.988$$

$$C_k = \frac{n^2 \times \sum_{i=1}^n (CH_i - \overline{CH})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = \frac{11^2 \times 2115617.096}{(25-1)(25-2)(25-3) \times 12.244^4} = 4.845$$

4.1.4.3 Distribusi Frekuensi Metode Distribusi Log Pearson III

Distribusi Log Pearson tipe III merupakan transformasi Distribusi Pearson Tipe III dengan varian menjadi nilai logaritma yang mana perhitungannya melibatkan tiga parameter statistic, yaitu nilai rerata hujan, simpangan baku, dan koefisien kepengengan. Berikut table perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III.

Tabel 4.12
Data Persiapan Perhitungan Distribusi *Log Pearson* Tipe III

No	Tahun	Curah Hujan	Log X	Log X - Log Xrerata	(Log X - Log Xrerata) ²	(Log X - Log Xrerata) ³
1	1990	97.408	1.9886	0.0141	0.0002	0.0000
2	1991	114.138	2.0574	0.0830	0.0069	0.0006
3	1992	90.083	1.9546	-0.0198	0.0004	0.0000
4	1993	91.573	1.9618	-0.0127	0.0002	0.0000
5	1994	92.071	1.9641	-0.0104	0.0001	0.0000
6	1995	86.185	1.9354	-0.0390	0.0015	-0.0001
7	1996	83.441	1.9214	-0.0531	0.0028	-0.0001
8	1997	85.817	1.9336	-0.0409	0.0017	-0.0001
9	1998	91.514	1.9615	-0.0130	0.0002	0.0000
10	1999	97.592	1.9894	0.0149	0.0002	0.0000
11	2000	89.283	1.9508	-0.0237	0.0006	0.0000
12	2001	80.552	1.9061	-0.0684	0.0047	-0.0003
13	2002	72.598	1.8609	-0.1135	0.0129	-0.0015
14	2003	96.483	1.9844	0.0100	0.0001	0.0000
15	2004	88.138	1.9452	-0.0293	0.0009	0.0000
16	2005	84.719	1.9280	-0.0465	0.0022	-0.0001
17	2006	97.890	1.9907	0.0163	0.0003	0.0000
18	2007	129.580	2.1125	0.1381	0.0191	0.0026
19	2008	89.039	1.9496	-0.0249	0.0006	0.0000
20	2009	102.241	2.0096	0.0352	0.0012	0.0000
21	2010	93.810	1.9723	-0.0022	0.0000	0.0000
22	2011	115.955	2.0643	0.0898	0.0081	0.0007
23	2012	97.567	1.9893	0.0148	0.0002	0.0000
24	2013	108.286	2.0346	0.0601	0.0036	0.0002
25	2014	102.305	2.0099	0.0354	0.0013	0.0000
Jumlah	-	-	49.3760	-	0.0697	0.0020
Rerata	-	-	1.9745	-	-	-
Standar Deviasi	-	-	0.0539	-	-	-

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

CH = curah hujan (mm)

$\text{Log}(CH)$ = Log curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log}(CH)}$ = rerata Log curah hujan curah hujan (mm)

$S_{\text{Log}(CH)}$ = standar deviasi curah hujan (mm)

n = jumlah data Log curah hujan

Berikut uraian perhitungan table 4.18:

$$\begin{aligned}\overline{\text{Log}(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i}{n} \\ &= \frac{49.376}{25} \\ &= 1.9745 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{Log}(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\text{Log}(CH))_i - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}} \\ &= \sqrt{\frac{0.0697}{25-1}} \\ &= 0.0539 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH_i) - \overline{\text{Log}(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\text{Log}(CH)})^3} \\ &= \frac{25 \cdot (0.0020)}{(25-1)(25-2) \times 0.0539^3} \\ &= 0.5833 \text{ mm}\end{aligned}$$

Nilai C_s sebesar 0.5833 ini selanjutnya akan digunakan untuk mencari nilai K yang pencariannya diperoleh menurut sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dalam tabel 4.13. Berikut tabel perhitungan interpolasi untuk mendapatkan K berdasarkan sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III dengan kala ulang rencana yaitu 25, 50, 100, 200, dan 1000 tahun.

Tabel 4.13

Data Perhitungan Nilai Koefisien K Distribusi Log Pearson Tipe III

finding K's values		20	25	50	100	200
batas bawah C_s	0.5	1.910	2.311	2.686	3.041	3.815
C_s	0.5833	1.934	2.351	2.744	3.117	3.936
batas atas C_s	0.6	1.939	2.359	2.755	3.132	3.960

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Berikut adalah contoh perhitungan Tabel 4.14 pada periode ulang 25 tahun:

Dari tabel sebaran K pada distribusi Log Pearson Tipe III, dapat ditemukan bahwa nilai C_s hasil perhitungan yang selanjutnya disebut dengan C_s hitung berada diantara 0,5 sebagai C_s batas bawah dengan nilai $K = 1.910$ sebagai K batas bawah, dan 0.6 C_s batas atas dengan nilai $K = 1.939$ sebagai K batas atas.

Maka nilai K untuk C_s hitung yang selanjutnya disebut K hitung 25thn adalah:

$$K_{hitung\ 25thn} = \left(\frac{C_{s\ hitung} - C_{s\ batasbawah}}{C_{s\ batasatas} - C_{s\ batasbawah}} \right) \cdot (K_{batasatas25thn} - K_{batasbawah25thn}) + K_{batasbawah25thn}$$

$$K\ hitung\ 25thn = \left(\frac{(0.5833) - (0.5)}{(0.6) - (0.5)} \right) \times (1.939 - 1.910) + 1.910$$

$$K\ hitung\ 25thn = 1.934$$

Berdasarkan Tabel 4.14 dapat diketahui nilai K untuk $C_s = 0.5833$ pada berbagai periode ulang, yaitu $K_{20thn} = 1.327$, $K_{25thn} = 1.934$, $K_{50thn} = 2.351$, $K_{100thn} = 2.744$, $K_{200thn} = 3.117$. Berdasarkan nilai K tersebut, kini nilai hujan rancangan bias diperoleh, berikut tabel perhitungannya.

Tabel 4.14
Hasil Perhitungan Distribusi Log Pearson Tipe III

Tr (Tahun)	Pr (%)	K	K. SD Log X	Log Xrancangan	Xrancangan
20	5	1.327	0.072	2.046	111.175
25	4	1.934	0.104	2.079	119.877
50	2	2.351	0.127	2.101	126.242
100	1	2.744	0.148	2.122	132.545
200	0.5	3.117	0.168	2.142	138.831

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan:

T_r = periode ulang (tahun)

K = faktor frekuensi Distribusi Log Pearson Tipe III, yaitu fungsi dari koefisien kepercengan dan periode ulang disajikan dalam Tabel

$\text{Log}(CH_{rancangan})$ = Log curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)

$CH_{rancangan}$ = curah hujan rancangan metode Distribusi Log Pearson Tipe III (mm)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.15 : (contoh pada kondisi T_r 200 tahun)

$K = 3.117$ (diperoleh berdasarkan kecocokan T_r dan K)

$$S_{\text{Log}(CH)} \times K = 0.0539 \times 3.117$$

$$= 0.168 \text{ mm}$$

$$\text{Log}(CH_{\text{rancangan}}) = \overline{\text{Log}(CH)} + K \cdot S_{\text{Log}(CH)}$$

$$= 1.9745 + 0.168$$

$$= 2.142 \text{ mm}$$

$$CH_{\text{rancangan}} = 10^{\text{Log}(CH_{\text{rancangan}})}$$

$$= 10^{2.142}$$

$$= 138.833 \text{ mm}$$

4.1.5 Uji Kesesuaian Distribusi

Uji Kesesuaian distribusi frekuensi dilakukan untuk menghindari kesalahan statistik dalam pengambilan keputusan terhadap hasil hujan rancangan yang diperoleh dari berbagai metode distribusi frekuensi yang telah dilakukan, sehingga pendugaan dalam pemilihan hasil hujan rancangan berdasarkan sebaran metode distribusi frekuensi yang digunakan terhindar dari sifat *overestimate* dan *underestimate*. Uji kesesuaian distribusi dalam analisis ini menggunakan metode Uji *Smirnov-Kolmogorov* dan Uji Chi-Square.

4.1.5.1 Uji Smirnov-Kolmogorov Terhadap Distribusi Gumbel

Tabel 4.15

Hasil Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorov* terhadap Distribusi Gumbel

Tahun	Chmax	Chmax terurut	m	Pe = m / (n+1) (%)	Pt = 1 / Tr (%)	Pe (x) - Pt (x) (%)
1990	97.408	129.580	1	3.846	2.691	1.155
1991	114.138	115.955	2	7.692	8.780	1.087
1992	90.083	114.138	3	11.538	10.242	1.297
1993	91.573	108.286	4	15.385	16.644	1.259
1994	92.071	102.305	5	19.231	26.673	7.442
1995	86.185	102.241	6	23.077	26.803	3.726
1996	83.441	97.890	7	26.923	36.863	9.940
1997	85.817	97.592	8	30.769	37.639	6.870
1998	91.514	97.567	9	34.615	37.704	3.089
1999	97.592	97.408	10	38.462	38.125	0.337
2000	89.283	96.483	11	42.308	40.626	1.681
2001	80.552	93.810	12	46.154	48.394	2.240
2002	72.598	92.071	13	50.000	53.813	3.813
2003	96.483	91.573	14	53.846	55.404	1.558
2004	88.138	91.514	15	57.692	55.595	2.097
2005	84.719	90.083	16	61.538	60.235	1.303
2006	97.890	89.283	17	65.385	62.858	2.527
2007	129.580	89.039	18	69.231	63.657	5.574
2008	89.039	88.138	19	73.077	66.606	6.471
2009	102.241	86.185	20	76.923	72.894	4.029
2010	93.810	85.817	21	80.769	74.048	6.721
2011	115.955	84.719	22	84.615	77.409	7.207
2012	97.567	83.441	23	88.462	81.120	7.342
2013	108.286	80.552	24	92.308	88.430	3.878
2014	102.305	72.598	25	96.154	98.750	2.596
Jumlah Chmax		2378.269		Nilai Δ max		9.940
Chrerata		95.131				
Standar Deviasi Chmax		12.244				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

n	= jumlah data curah hujan (mm)
CH	= curah hujan (mm)
\overline{CH}	= rerata curah hujan (mm)
S	= standar deviasi curah hujan (mm)
m	= peringkat curah hujan berdasarkan urutan dari nilai tertinggi (<i>ranking</i>)
P_e	= probabilitas empiris dengan menggunakan rumus <i>Weibull</i>
P_t	= probabilitas teoritis Distribusi Gumbel
T_r	= periode ulang (tahun)
$\Delta_{maksimum}$	= simpangan maksimum data curah hujan, yaitu selisih nilai mutlak antara P_e dan P_t

Uji *Smirnov-Kolmogorof* ini memiliki metode pengambilan keputusan, yaitu dengan membandingkan nilai simpangan maksimum data curah hujan pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai simpangan kritis *Smirnov-Kolmogorof* yang terdapat pada tabel dengan parameter jumlah data curah hujan (n) dan derajat kepercayaan (α) sebesar 5%. Bila nilai simpangan maksimum data curah hujan lebih kecil dari nilai simpangan kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan $\Delta_{maksimum} < \Delta_{kritis}$, maka terbukti bahwa data curah hujan ini adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel.

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.21:

$$\begin{aligned}\overline{CH} &= \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} \\ &= \frac{2378,269}{25} = 95,131 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (((CH))_i - ((\overline{CH})))^2}{n-1}} \\ &= 12,244 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_e \text{ (pada } m=1) &= m / (n+1) \\ &= 1 / (25+1) \\ &= 3,846 \%\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_t \text{ (pada } m=1) &= (1 / T_r) \cdot 100 \\ &= (1 / 37,160) \cdot 100 \\ &= 2,691 \%\end{aligned}$$

$$\Delta_{\text{maksimum}} = 9,940 \%$$

$$= 0,099$$

$$\Delta_{\text{kritis}} (\alpha = 5\%) = 0,27$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa $\Delta_{\text{maksimum}} < \Delta_{\text{kritis}}$, sehingga data curah hujan tersebut dapat dikatakan benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel. Namun sebelumnya untuk diperhatikan, berikut disajikan tabel 4.21 yaitu tabel data perhitungan untuk mencari nilai T_r yang akan digunakan untuk mencari nilai P_t dalam tabel 4.21 dengan $Y_n = 0.5309$ dan $\sigma_n = 1.0914$ telah diketahui sebelumnya:

Tabel 4.16
Hasil Perhitungan Nilai T_r Gumbel

Yt alternatif 1	e	e	tr	Yt alternatif	Pt (%)
3.602	0.027	0.973	37.160	3.602	2.691
2.387	0.092	0.912	11.390	2.387	8.780
2.225	0.108	0.898	9.764	2.225	10.242
1.704	0.182	0.834	6.008	1.704	16.644
1.170	0.310	0.733	3.749	1.170	26.673
1.165	0.312	0.732	3.731	1.165	26.803
0.777	0.460	0.631	2.713	0.777	36.863
0.750	0.472	0.624	2.657	0.750	37.639
0.748	0.473	0.623	2.652	0.748	37.704
0.734	0.480	0.619	2.623	0.734	38.125
0.651	0.521	0.594	2.461	0.651	40.626
0.413	0.662	0.516	2.066	0.413	48.394
0.258	0.772	0.462	1.858	0.258	53.813
0.214	0.808	0.446	1.805	0.214	55.404
0.208	0.812	0.444	1.799	0.208	55.595
0.081	0.922	0.398	1.660	0.081	60.235
0.010	0.990	0.371	1.591	0.010	62.858
-0.012	1.012	0.363	1.571	-0.012	63.657
-0.092	1.097	0.334	1.501	-0.092	66.606
-0.267	1.305	0.271	1.372	-0.267	72.894
-0.299	1.349	0.260	1.350	-0.299	74.048
-0.397	1.488	0.226	1.292	-0.397	77.409
-0.511	1.667	0.189	1.233	-0.511	81.120
-0.769	2.157	0.116	1.131	-0.769	88.430
-1.478	4.382	0.012	1.013	-1.478	98.750

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Mengenai tabel 4.21, perlu diketahui sebelumnya bahwa distribusi Gumbel memiliki 2 alternatif untuk mencari nilai Y_T , yaitu:

$$Y_{T_{\text{alternatif 1}}} = Y_{T_{\text{alternatif 2}}}$$

- alternatif 1

$$Y_{T_{alternatif1}} = Y_n + \sigma_n \cdot K$$

$$K = \frac{CH_i - \overline{CH}}{S}$$

- alternatif 2

$$Y_{T_{alternatif2}} = -Ln \left| Ln \left(\frac{1}{f(x)} \right) \right|$$

$$f(x) = e^{-e^{-Y_{T_{alternatif1}}}}$$

$$T_r = \left(\frac{1}{1 - f(x)} \right)$$

$$e = 0.973$$

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.20 pada nilai $m = 1$:

$$Y_{T_{alternatif1}} = Y_n + \sigma_n \cdot K$$

$$\begin{aligned} Y_{T_{alternatif1}} &= Y_n + \sigma_n \cdot \frac{CH_i - \overline{CH}}{S} \\ &= 0.5309 + 1.0914 \frac{129.580 - 95.131}{12.244} \\ &= 3.602 \end{aligned}$$

$$Y_{T_{alternatif2}} = -Ln \left| Ln \left(\frac{1}{f(x)} \right) \right|$$

$$= -Ln \left| Ln \left(\frac{1}{e^{-e^{-Y_{T_{alternatif1}}}}} \right) \right|$$

$$= -Ln | Ln \left(\frac{1}{0.973} \right) |$$

$$= 3.602$$

$$T_r = \left(\frac{1}{1 - 0.973} \right)$$

$$= 37.160$$

$$P_t = \left(\frac{1}{T_r} \right) \cdot 100\%$$

$$= 2.691\%$$

4.1.5.2 Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.17

Hasil Perhitungan Uji *Smirnov-Kolmogorof* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

Tahun	Chmax (mm)	Chmax terurut (mm)	Log Chmax terurut (mm)	m	Pe = m / (n+1) (%)	Pt = 1 / Tr (%)	Pe (x) - Pt (x) (%)
1990	97.408	129.580	2.113	1	3.846	1.473	2.373
1991	114.138	115.955	2.064	2	7.692	6.752	0.940
1992	90.083	114.138	2.057	3	11.538	8.010	3.528
1993	91.573	108.286	2.035	4	15.385	5.288	10.097
1994	92.071	102.305	2.010	5	19.231	22.941	3.711
1995	86.185	102.241	2.010	6	23.077	25.507	2.430
1996	83.441	97.890	1.991	7	26.923	37.591	10.668
1997	85.817	97.592	1.989	8	30.769	38.437	7.668
1998	91.514	97.567	1.989	9	34.615	38.508	3.892
1999	97.592	97.408	1.989	10	38.462	37.816	0.646
2000	89.283	96.483	1.984	11	42.308	40.742	1.565
2001	80.552	93.810	1.972	12	46.154	49.356	3.202
2002	72.598	92.071	1.964	13	50.000	55.095	5.095
2003	96.483	91.573	1.962	14	53.846	56.758	2.912
2004	88.138	91.514	1.961	15	57.692	56.957	0.735
2005	84.719	90.083	1.955	16	61.538	61.787	0.249
2006	97.890	89.283	1.951	17	65.385	64.526	0.859
2007	129.580	89.039	1.950	18	69.231	65.364	3.867
2008	89.039	88.138	1.945	19	73.077	68.482	4.595
2009	102.241	86.185	1.935	20	76.923	75.356	1.567
2010	93.810	85.817	1.934	21	80.769	76.668	4.102
2011	115.955	84.719	1.928	22	84.615	80.468	4.148
2012	97.567	83.441	1.921	23	88.462	84.008	4.453
2013	108.286	80.552	1.906	24	92.308	91.471	0.837
2014	102.305	72.598	1.861	25	96.154	101.093	4.939
Jumlah Log Chmax			49.376				
Log Chrerata			1.975				
Standar Deviasi Log Chmax			0.0539		Nilai Δ max		10.668
Koefisien Kepencengan (Cs)			0.5833				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

CH = curah hujan (mm)

$Log(CH)$ = Log curah hujan (mm)

$\overline{Log(CH)}$ = rerata Log curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

$S_{Log(CH)}$ = standar deviasi Log curah hujan (mm)

m = nilai berdasarkan urutan dari curah hujan tertinggi (*ranking*)

P_e = probabilitas empiris dengan menggunakan rumus *Weibull*

$P_{tabelLogPearsonIII}$ = probabilitas teoritis dalam sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III, yang diperoleh dengan mencocokkannya terhadap nilai C_s pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III

$\Delta_{maksimum}$ = simpangan maksimum selisih nilai mutlak antara P_e dan P_t

Uji *Smirnov-Kolmogorov* ini memiliki metode pengambilan keputusan, yaitu dengan membandingkan nilai simpangan maksimum data curah hujan pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai simpangan kritis *Smirnov-Kolmogorof* yang terdapat pada Tabel dengan parameter jumlah data curah hujan (n) dan derajat kepercayaan (α) sebesar 5%. Bila nilai simpangan maksimum data curah hujan lebih kecil dari nilai simpangan kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan $\Delta_{maksimum} < \Delta_{kritis}$, maka terbukti bahwa data curah hujan ini adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.18:

$$\begin{aligned}\overline{\text{Log}(CH)} &= \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i}{n} \\ &= \frac{49.376}{25} \\ &= 1.975 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}S_{\text{Log}(CH)} &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n ((\text{Log}(CH))_i - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}} \\ &= 0.0539\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}C_s &= \frac{n \cdot \sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH_i) - \overline{\text{Log}(CH)})^3}{(n-1) \cdot (n-2) \cdot (S_{\text{Log}(CH)})^3} \\ &= \frac{25 \times (1.975)}{(25-1)(25-2) \times 0.0539^3} \\ &= 0.5833 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_e \text{ (pada } m=1) &= (m / (n+1)) \cdot 100\% \\ &= (1 / (25+1)) \cdot 100\% \\ &= 3,846 \%\end{aligned}$$

$P_{\text{tabel LogPearsonIII}}$ (pada $m=1$) = 1,925% (diperoleh dengan mencocokkan nilai C_s pada Tabel Distribusi Log Pearson Tipe III)

$$\begin{aligned}\Delta_{maksimum} &= 10,668 \% \\ &= 0,107\end{aligned}$$

$$\Delta_{kritis} (\alpha=5\%) = 0,27$$

Dari hasil perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa $\Delta_{maksimum} < \Delta_{kritis}$, sehingga data curah hujan tersebut adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III.

4.1.5.5 Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Gumbel

Tabel 4.18

Persiapan Perhitungan Uji *Chi-Square* terhadap Distribusi Gumbel

No	Tahun	Chmax (mm)	Chmax terurut (mm)
1	1990	97.408	129.580
2	1991	114.138	115.955
3	1992	90.083	114.138
4	1993	91.573	108.286
5	1994	92.071	102.305
6	1995	86.185	102.241
7	1996	83.441	97.890
8	1997	85.817	97.592
9	1998	91.514	97.567
10	1999	97.592	97.408
11	2000	89.283	96.483
12	2001	80.552	93.810
13	2002	72.598	92.071
14	2003	96.483	91.573
15	2004	88.138	91.514
16	2005	84.719	90.083
17	2006	97.890	89.283
18	2007	129.580	89.039
19	2008	89.039	88.138
20	2009	102.241	86.185
21	2010	93.810	85.817
22	2011	115.955	84.719
23	2012	97.567	83.441
24	2013	108.286	80.552
25	2014	102.305	72.598
Jumlah Chmax			2378.269
Chrerata			95.131
Standar Deviasi Chmax			12.244

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

CH = curah hujan (mm)

\overline{CH} = curah hujan rerata (mm)

S = standar deviasi curah hujan (mm)

n = jumlah data curah hujan

Y_n = rerata variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai n , Tabel 2.5)

σ_n = standar deviasi variasi reduksi (diperoleh berdasarkan nilai n , Tabel 2.5)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.21:

$$\overline{CH} = \frac{\sum_{i=1}^n (CH)_i}{n} = \frac{2378.269}{25} = 95.131 \text{ mm}$$

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (((CH))_i - ((\overline{CH})))^2}{n-1}} = 12.244 \text{ mm}$$

Uji *Chi-Square* ini memiliki metode tersendiri dalam pengambilan keputusannya, yaitu dengan membandingkan nilai parameter *Chi-Square* hitung (χ_h^2) pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai parameter *Chi-Square* kritis (χ_{cr}^2) yang terdapat pada Tabel yang didasari pada kecocokannya terhadap parameter derajat kebebasan (*DK*) pada peluang kesalahan statistik sebesar 5%. Bila nilai parameter *Chi-Square* hitung lebih kecil dari nilai parameter *Chi-Square* kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$, maka terbukti bahwa data hujan yang sedang diuji adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel.

Berikut perhitungan parameter-parameter statistik *Chi-Square* terhadap data curah hujan berdasarkan sebaran Distribusi Gumbelnya:

$$\alpha = 2$$

$$\begin{aligned} K &= 1 + (3,222 \text{Log}(n)) \\ &= 1 + (3,222 \text{Log}(25)) \\ &= 5.5014 \approx 6 \end{aligned}$$

$$DK = K - (\alpha + 1) = 6 - (2 + 1) = 3$$

$$\chi_{cr}^2 = 7,81 \text{ (berdasarkan nilai } DK \text{ pada Tabel)}$$

$$Ef = \frac{n}{K} = \frac{25}{6} = 4,2$$

$$\Delta P = \frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{6} = 16,667\%$$

Berikut tabel perhitungan curah hujan rancangannya sebagai nilai penentu batas sesuai dengan nilai batas probabilitas (ΔP) untuk kelas untuk mendapatkan nilai χ_h^2 .

Tabel 4.19

Batas Kelas Dalam Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Gumbel

P (%)	Tr = 1/P	Yt =	K =	Y =
		$-\ln(\ln(\text{Tr}/(\text{Tr}-1)))$	$(Yt - Yn) / Sn$	$CH_{\text{rerata}} + K.Sd$
83.333	1.2	-0.583	-1.021	82.632
66.667	1.5	-0.094	-0.573	88.120
50.000	2	0.367	-0.151	93.287
33.333	3	0.903	0.341	99.302
16.667	6	1.702	1.073	108.269

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.20
 Nilai *Chi-Square* Hitung terhadap Distribusi Gumbel

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Of	(Ef-Of) ² / EF
		EXPECTED	OBSERVED		
		FREQUENCY (EF)	FREQUENCY (OF)		
1	0,00 - 82.632	4.2	2	2.2	1.13
2	82.632 - 88.120	4.2	4	0.2	0.01
3	88.120 - 93.287	4.2	7	2.8	1.93
4	93.287 - 99.302	4.2	7	2.8	1.93
5	99.302 - 108.269	4.2	1	3.2	2.41
6	108.269 - ∞	4.2	4	0.2	0.01
JUMLAH		25.000	25		7.4

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari Tabel 4.20 dapat diketahui bahwa $\chi_h^2 = 7.4$ sedangkan sebelumnya telah diperoleh $\chi_{cr}^2 = 7,81$, sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini benar mengikuti sebaran Distribusi Gumbel karena terbukti bahwa $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$.

4.1.5.6 Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

Tabel 4.21

Persiapan Perhitungan Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

No	Tahun	Chmax (mm)	Ch max terurut (mm)	Log Ch max terurut (mm)
1	1990	97.408	129.580	2.113
2	1991	114.138	115.955	2.064
3	1992	90.083	114.138	2.057
4	1993	91.573	108.286	2.035
5	1994	92.071	102.305	2.010
6	1995	86.185	102.241	2.010
7	1996	83.441	97.890	1.991
8	1997	85.817	97.592	1.989
9	1998	91.514	97.567	1.989
10	1999	97.592	97.408	1.989
11	2000	89.283	96.483	1.984
12	2001	80.552	93.810	1.972
13	2002	72.598	92.071	1.964
14	2003	96.483	91.573	1.962
15	2004	88.138	91.514	1.961
16	2005	84.719	90.083	1.955
17	2006	97.890	89.283	1.951
18	2007	129.580	89.039	1.950
19	2008	89.039	88.138	1.945
20	2009	102.241	86.185	1.935
21	2010	93.810	85.817	1.934
22	2011	115.955	84.719	1.928
23	2012	97.567	83.441	1.921
24	2013	108.286	80.552	1.906
25	2014	102.305	72.598	1.861
Jumlah Log Chmax				49.376
Log Chrerata				1.975
Standar Deviasi Log Chmax				0.054
Koefisien Kepencengan (Cs)				0.583

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

CH = curah hujan (mm)

$\text{Log}(CH)$ = Log curah hujan (mm)

$\overline{\text{Log}(CH)}$ = rerata Log curah hujan curah hujan (mm)

$S_{\text{Log}(CH)}$ = standar deviasi curah hujan (mm)

n = jumlah data Log curah hujan

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.32:

$$\overline{\text{Log}(CH)} = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i}{n} = \frac{49.376}{25} = 1.975 \text{ mm}$$

$$S_{\text{Log}(CH)} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH))_i - (\overline{\text{Log}(CH)})^2}{n-1}} = 0.054 \text{ mm}$$

$$C_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\text{Log}(CH) - \overline{\text{Log}(CH)})^2}{(n-1)(n-2)(S_{\text{Log}(CH)})^3} = 0.583$$

Uji *Chi-Square* ini memiliki metode tersendiri dalam pengambilan keputusannya, yaitu dengan membandingkan nilai parameter *Chi-Square* hitung (χ_h^2) pada distribusi yang sedang diuji dengan nilai parameter *Chi-Square* kritis (χ_{cr}^2) yang terdapat pada Tabel yang didasari pada kecocokannya terhadap parameter derajat kebebasan (DK) pada peluang kesalahan statistik sebesar 5%. Bila nilai parameter *Chi-Square* hitung lebih kecil dari nilai parameter *Chi-Square* kritis, yaitu nilainya sesuai dengan persamaan $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$, maka terbukti bahwa data hujan yang sedang diuji adalah benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III. Berikut perhitungan parameter-parameter statistik *Chi-Square* terhadap data curah hujan berdasarkan sebaran Distribusi Normalnya:

$$\alpha = 2$$

$$\begin{aligned} K &= 1 + (3,222 \text{Log}(n)) \\ &= 1 + (3,222 \text{Log}(25)) \\ &= 5.5014 \approx 6 \end{aligned}$$

$$DK = K - (\alpha + 1) = 6 - (2 + 1) = 3$$

$$\chi_{cr}^2 = 7,81 \text{ (berdasarkan nilai } DK \text{ pada Tabel)}$$

$$Ef = \frac{n}{K} = \frac{25}{6} = 4,2$$

$$\Delta P = \frac{100\%}{K} = \frac{100\%}{6} = 16,667\%$$

Berikut tabel perhitungan curah hujan rancangannya sebagai nilai penentu batas sesuai dengan nilai batas probabilitas (ΔP) untuk kelas untuk mendapatkan nilai χ_h^2 .

Tabel 4.22

Batas Kelas Dalam Uji *Chi-Square* Terhadap Distribusi Log Pearson Tipe III

P (%)	K	Log X rancangan	X rancangan
83.333	-0.972	1.923	83.683
66.667	-0.507	1.948	88.662
50.000	-0.069	1.971	93.613
33.333	0.415	1.997	99.401
16.667	0.977	2.028	106.582

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.23

Nilai *Chi-Square* Hitung Terhadap Distribusi *Log Pearson* Tipe III

NO	BATAS KELAS	JUMLAH DATA		Ef - Of	(Ef-Of) ² / EF
		EXPECTED	OBSERVED		
		FREQUENCY (EF)	FREQUENCY (OF)		
1	0,00 - 83.680	4.2	3	1.2	0.33
2	83.680 - 89.476	4.2	6	1.8	0.81
3	89.476 - 95.560	4.2	5	0.8	0.17
4	95.560 - 100.315	4.2	5	0.8	0.17
5	100.315- 106.586	4.2	2	2.2	1.13
6	106.586 - ∞	4.2	4	0.2	0.01
JUMLAH		25.000	25		2.6

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari Tabel 4.24 dapat diketahui bahwa $\chi_h^2 = 2.6$ yang mana sebelumnya telah diperoleh $\chi_{cr}^2 = 7.81$, sehingga parameter-parameter ini membuktikan bahwa data curah hujan ini benar mengikuti sebaran Distribusi Log Pearson Tipe III karena terbukti bahwa $\chi_h^2 < \chi_{cr}^2$.

4.1.5.7 Rekapitulasi Hasil Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Tabel 4.24

Rekapitulasi Hasil Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Metode Distribusi Frekuensi	Smirnov Kolmogorov				
	Peluang	Dkritis	Dmax hitung	Keterangan	
Gumbel	1%	0.32	0.099	Dkritis > Dmax hitung	Diterima
	5%	0.27	0.099	Dkritis > Dmax hitung	Diterima
Log Pearson	1%	0.32	0.107	Dkritis > Dmax hitung	Diterima
	5%	0.27	0.107	Dkritis > Dmax hitung	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.25
Rekapitulasi Hasil Uji *Chi-Square*

Metode Distribusi Frekuensi	Chi-Square				
	Peluang	Dkritis	Dmax hitung	Keterangan	
Gumbel	1%	11.34	7.4	Dkritis > Dmax Hitung	Diterima
	5%	7.81	7.4	Dkritis > Dmax Hitung	Diterima
Log Pearson	1%	11.34	2.6	Dkritis > Dmax Hitung	Diterima
	5%	7.81	2.6	Dkritis > Dmax Hitung	Diterima

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel 4.25 dan 4.26 dapat dilihat bahwa selisih nilai uji kesesuaian pada masing-masing distribusi bervariasi, metode distribusi sebaran curah hujan rancangan yang terpilih adalah metode yang uji kesesuaiannya memiliki selisih nilai terjauh antara parameter hitung dengan parameter kritisnya, atau dengan kata lain distribusi yang memiliki parameter nilai hitung terkecil diantara metode distribusi lainnya (Triadmodjo, 2013:256).

Tabel 4.24 dan 4.25 menunjukkan metode yang paling cocok adalah metode Distribusi Log Pearson III dikarenakan memiliki nilai yang lebih kecil atau memiliki selisih nilai paling besar.

4.1.6 Pola Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

Dalam memperkirakan nilai debit banjir rancangan pada perencanaan bangunan memerlukan data hidrograf banjir dengan periode ulang tertentu, dimana dalam upaya untuk memperkirakan debit banjir rancangan dengan metode hidrograf butuh masukan data berupa curah hujan rancangan dengan periode ulang tertentu, yang nantinya akan didistribusikan kedalam hujan jam-jaman untuk selanjutnya dimasukkan ke dalam suatu sistem DAS, sehingga perlu didapatkan terlebih dahulu suatu data tentang pola distribusi hujan selama terjadinya hujan (waktu kejadian hujan) yang ditimbulkan oleh hujan efektif. Pada studi ini menggunakan Metode Distribusi Hujan Mononobe untuk menentukan distribusi hujan rancangan seperti yang telah dijelaskan diatas.

Dalam penurunan distribusi hujan menjadi bentuk jam-jaman, perlu diketahui kembali sebelumnya bahwa untuk wilayah Indonesia berdasarkan kesimpulan dari penelitian Hari Indra Prayoga tahun 2004, maka telah ditetapkan bahwa rerata hujan tinggi wilayah Indonesia memiliki durasi selama 6 jam. Berikut tabel perhitungan intensitas hujan jam-jamannya dengan metode Mononobe.

Tabel 4.26
Data Perhitungan Intensitas Hujan Jam-Jaman Metode Mononobe

Jam ke- (T)	Intensitas Distribusi Hujan Jam-Jaman (I)	Persentase Intensitas (RT)
T = 1 jam	$I = R_6/6 \times (6/1)^{2/3} = 0,5503 \times R_6$	55,0321%
T = 2 jam	$I = R_6/6 \times (6/2)^{2/3} = 0,3467 \times R_6$	14,3040%
T = 3 jam	$I = R_6/6 \times (6/3)^{2/3} = 0,2646 \times R_6$	10,0339%
T = 4 jam	$I = R_6/6 \times (6/4)^{2/3} = 0,2184 \times R_6$	7,9880%
T = 5 jam	$I = R_6/6 \times (6/5)^{2/3} = 0,1882 \times R_6$	6,7456%
T = 6 jam	$I = R_6/6 \times (6/6)^{2/3} = 0,1667 \times R_6$	5,8964%
Kontroling Persentase Intensitas		100,0000%

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

dengan:

T = waktu konsentrasi hujan (jam)

I = intensitas distribusi hujan jam-jaman (mm/jam)

R_t = hujan efektif maksimum selama t jam (jam)

t = durasi hujan tinggi, diketahui selama 6 jam (jam)

RT = persentase intensitas distribusi hujan jam-jaman (%)

Berikut uraian perhitungan Tabel 4.39 pada keadaan $T=1$ jam:

$$\begin{aligned}
 I_1 &= \left(\frac{R_6}{t}\right) \times \left(\frac{t}{T}\right)^{2/3} \\
 &= \left(\frac{R_6}{6}\right) \times \left(\frac{6}{1}\right)^{2/3} \\
 &= 0,5503 \cdot R_6 \\
 RT &= (T \cdot I_T) - (T-1) \cdot (I_{T-1}) \\
 RT_1 &= (T \cdot I_1) - (T-1) \cdot (I_{1-1}) \\
 &= (1 \cdot 0,5503 \cdot R_6) - 0 \\
 &= 0,5503 \cdot R_6 \\
 &= 55,0321\% \cdot R_6
 \end{aligned}$$

Sehingga dengan uraian perhitungan tersebut dapat diketahui bahwa persentase intensitas hujan jam-jaman (I) pada waktu konsentrasi hujan (T) 1 jam adalah 55,0321% dari total tinggi curah hujan selama durasi terjadinya..

4.1.7 Hujan Efektif Jam-Jaman

Dari studi terdahulu didapatkan bahwa koefisien pengaliran (C) pada DAS Bengawan Solo Hulu adalah 0.48. Sehingga selanjutnya nilai C tersebut dapat digunakan untuk mereduksi nilai curah hujan rancangan langsung menjadi curah hujan efektif. Berikut perhitungannya:

Tabel 4.27
Perhitungan Curah Hujan Rancangan Efektif

pada kala ulang	Keterangan Sumber	CH rancangan (mm)	Koefisien Pengaliran (C)	CH Rancangan Efektif
20 th	Hujan rancangan pada distribusi frekuensi Log Pearson	111.1749	0.480	53.364
25 th		119.8770	0.480	57.541
50 th		126.2424	0.480	60.596
100 th		132.5448	0.480	63.622
200 th		138.8312	0.480	66.639

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.1.8 Debit Banjir Rancangan Hidrograf Satuan Sintetis

HSS yang akan digunakan dalam studi ini adalah menggunakan Metode HSS Nakayasu dengan penyesuaian terhadap parameter hitungnya terhadap prinsip-prinsip terjadinya limpasan dari hujan dalam pembuatan hidrograf satuan sintetis. Berikut parameter untuk menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu pada DAS Bengawan Solo Hulu:

$$A \text{ (luas DAS)} = 2006.96 \text{ km}^2$$

$$L \text{ (panjang sungai utama)} = 48.46 \text{ km}$$

$$R_o \text{ (curah hujan satuan)} = 1 \text{ mm}$$

$$\alpha \text{ (konstanta Nakayasu)} = 3$$

$$t_g \text{ (waktu konsentrasi, pada kondisi } L > 15 \text{ km)} = 0.4 + (L \cdot 0.058)$$

$$= 0,4 + (48.46 \cdot 0.058) = 3.211 \text{ jam}$$

$$t_r \text{ (satuan waktu dari curah hujan)} = 1 \cdot t_g$$

$$= 1 \cdot 3.211 = 3.211 \text{ jam}$$

$$T_p \text{ (waktu dari mulai hujan menuju } Q_p) = t_g + 0,8 \cdot t_r$$

$$= 3.211 + 0,8 \cdot 3.211 = 5.779 \text{ jam}$$

$$T_{0,3} \text{ (waktu perjalanan dari penurunan } Q_p \text{ sampai } 30\% Q_p) = \alpha \cdot t_g$$

$$= 3 \cdot 3.211$$

$$= 9.632 \text{ jam}$$

$$Q_p \text{ (debit puncak banjir)} = \frac{A \cdot R_o \cdot}{3,6 \cdot (0,3 \cdot T_p + T_{0,3})}$$

$$= \frac{2,006.96 \cdot 1}{3,6(0,3 \cdot 5.779 + 9.632)}$$

$$= 49.051 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Baseflow yang digunakan berdasarkan outflow berasal dari waduk wonogiri yang berada di hulu dari lokasi pekerjaan, dari data yang dimiliki akan dibagi menjadi 2 kondisi

dimana outflow yang mengalir dari waduk dengan keadaan rata-rata, dan maksimal. Yang didapat dari data tahun 2007 – 2016:

Tabel 4.28
Outflow Waduk Wonogiri

outflow waduk wonogiri (2007 - 2016)	
Baseflow rata-rata	41.951
Baseflow maksimal	306.250

Sumber: BBWS Bengawan Solo, 2018

Berdasarkan parameter-parameter perhitungan debit banjir rancangan dengan metode Nakayasu pada Subdas Citarum Hulu di atas tersebut, selanjutnya dapat ditentukan debit pada Unit Hidrografya, yang mana sebelumnya karakteristik lengkung debit dan waktunya perlu diidentifikasi, berikut kriteria dalam penentuan karakteristik debit dan waktunya:

Tabel 4.29
Penentuan Karakteristik Lengkung Waktu Unit HSS Nakayasu

Karakteristik	Notasi	Persamaan	Awal		Akhir	
			Notasi	Nilai	Notasi	Nilai
Lengkung Naik	Qa	$Q_p \cdot ((t/T_p)^{2.4})$	0	0	T_p	5.78
Lengkung Turun Tahap 1	Qd1	$Q_p \cdot (0.3^{((t-T_p)/(T_{0.3}))})$	T_p	5.78	$T_p + T_{0.3}$	15.41
Lengkung Turun Tahap 2	Qd2	$Q_p \cdot (0.3^{(((t-T_p)+(0.5 \cdot T_{0.3})))/(1.5 \cdot T_{0.3}))})$	$T_p + T_{0.3}$	15.41	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	29.86
Lengkung Turun Tahap 3	Qd3	$Q_p \cdot (0.3^{(((t-T_p)+(1.5 \cdot T_{0.3})))/(2 \cdot T_{0.3}))})$	$T_p + T_{0.3} + 1.5T_{0.3}$	29.86	~	~

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Berdasarkan kriteria kriteria untuk menentukan debit dan waktu pada Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu Subdas Bengawan Solo Hulu pada tabel-tabel di atas tersebut, maka dapat dihitung unit hidrografya. Berikut merupakan tabel hasil perhitungannya:

Tabel 4.30
Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu DAS Bengawan Solo Hulu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan	V (m ³)	Q terkoreksi	vol terkoreksi
0.00	0.000	Qa	0.000	0.000	0.000
1.00	0.728		1,310.537	0.719	1,294.737
2.00	3.843		8,227.592	3.796	8,128.399
3.00	10.169		25,220.812	10.046	24,916.747
4.00	20.282		54,812.192	20.038	54,151.370
5.00	49.051	Qp	124,799.605	48.459	123,295.008
6.00	47.715	Qd1	174,177.983	47.140	172,078.074
7.00	42.108		161,681.740	41.601	159,732.488
8.00	37.160		142,683.790	36.712	140,963.579
9.00	32.794		125,918.139	32.399	124,400.057
10.00	28.941		111,122.488	28.592	109,782.784
11.00	25.540		98,065.358	25.232	96,883.072
12.00	22.539		86,542.469	22.267	85,499.103
13.00	19.891		76,373.543	19.651	75,452.776
14.00	17.553		67,399.489	17.342	66,586.913
15.00	15.491		59,479.904	15.304	58,762.808
16.00	14.010	Qd2	53,102.272	13.841	52,462.066
17.00	12.890		48,420.915	12.735	47,837.148
18.00	11.860		44,549.425	11.717	44,012.332

Lanjutan Tabel 4.30

Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu DAS Bengawan Solo Hulu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan	V (m ³)	Q terkoreksi	vol terkoreksi
19.00	10.911		40,987.479	10.780	40,493.330
20.00	10.039		37,710.329	9.918	37,255.689
21.00	9.236		34,695.202	9.125	34,276.913
22.00	8.498		31,921.150	8.395	31,536.305
23.00	7.818		29,368.897	7.724	29,014.823
24.00	7.193	Qd2	27,020.709	7.106	26,694.945
25.00	6.618		24,860.271	6.538	24,560.553
26.00	6.089		22,872.570	6.016	22,596.816
27.00	5.602		21,043.795	5.535	20,790.089
28.00	5.154		19,361.240	5.092	19,127.819
29.00	4.742		17,813.214	4.685	17,598.456
30.00	4.376	Qd3	16,412.098	4.323	16,214.232
31.00	4.111		15,275.561	4.061	15,091.398
32.00	3.862		14,350.070	3.815	14,177.064
33.00	3.628		13,480.650	3.584	13,318.126
34.00	3.408		12,663.906	3.367	12,511.228
35.00	3.201		11,896.645	3.163	11,753.218
36.00	3.007		11,175.870	2.971	11,041.132
37.00	2.825		10,498.764	2.791	10,372.189
38.00	2.654		9,862.681	2.622	9,743.776
39.00	2.493		9,265.137	2.463	9,153.435
40.00	2.342		8,703.795	2.314	8,598.861
41.00	2.200		8,176.463	2.174	8,077.887
42.00	2.067		7,681.080	2.042	7,588.477
43.00	1.942		7,215.711	1.918	7,128.718
44.00	1.824		6,778.537	1.802	6,696.814
45.00	1.714		6,367.850	1.693	6,291.078
46.00	1.610		5,982.044	1.590	5,909.924
47.00	1.512		5,619.614	1.494	5,551.863
48.00	1.421		5,279.141	1.403	5,215.496
49.00	1.335		4,959.297	1.318	4,899.507
50.00	1.254		4,658.831	1.239	4,602.664
51.00	1.178		4,376.569	1.164	4,323.805
52.00	1.106		4,111.408	1.093	4,061.841
53.00	1.039		3,862.313	1.027	3,815.748
54.00	0.976		3,628.309	0.965	3,584.566
55.00	0.917		3,408.483	0.906	3,367.390
56.00	0.862		3,201.975	0.851	3,163.372
57.00	0.809		3,007.979	0.800	2,971.714
58.00	0.760		2,825.736	0.751	2,791.669
59.00	0.714		2,654.535	0.706	2,622.531
60.00	0.671		2,493.706	0.663	2,463.642
61.00	0.630		2,342.621	0.623	2,314.378
62.00	0.592		2,200.690	0.585	2,174.158
63.00	0.556		2,067.358	0.550	2,042.434
64.00	0.523		1,942.104	0.516	1,918.690
65.00	0.491		1,824.439	0.485	1,802.444
66.00	0.461		1,713.903	0.456	1,693.240
67.00	0.433		1,610.064	0.428	1,590.653
68.00	0.407		1,512.516	0.402	1,494.281
69.00	0.382		1,420.878	0.378	1,403.748
70.00	0.359		1,334.792	0.355	1,318.700

Lanjutan Tabel 4.30
Unit Hidrograf Satuan Sintetis Nakayasu DAS Bengawan Solo Hulu

T (jam)	Q (m ³ /dt/mm)	Keterangan	V (m ³)	Q terkoreksi	vol terkoreksi
71.00	0.337		1,253.922	0.333	1,238.804
72.00	0.317		1,177.951	0.313	1,163.749
73.00	0.298		1,106.583	0.294	1,093.242
74.00	0.280		1,039.539	0.276	1,027.006
75.00	0.263		976.557	0.260	964.784
76.00	0.247		917.391	0.244	906.331
77.00	0.232		861.810	0.229	851.420
78.00	0.218		809.596	0.215	799.835
79.00	0.205		760.545	0.202	751.376
80.00	0.192		714.466	0.190	705.853
81.00	0.181		671.180	0.178	663.088
82.00	0.170		630.515	0.168	622.914
83.00	0.159		592.314	0.157	585.173
84.00	0.150		556.428	0.148	549.720
Jumlah Volume Hidrograf			2,031,456.033		2,006,964.580
Luas DAS			2,006.96		2,006.96
Hujan efektif			1.012		1
Faktor Koreksi			0.988		1

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari tabel 4.37 diketahui bahwa $t = 1$ berada dalam lengkung naik (Q_a)

Dari tabel diketahui rumus perhitungan debit pada daerah lengkung naik, maka:

$$\begin{aligned}
 Q_a &= Q_p \cdot ((t/T_{api})^{2.4}) \\
 &= 49.051 \cdot ((1/5.779)^{2.4}) \\
 &= 0.728 \text{ m}^3/\text{det}
 \end{aligned}$$

Ordinat HSS Nakayasu perlu dikoreksi agar volume hidrograf satuan apabila dibagi dengan luas DAS akan mendapatkan unit ketebalan curah hujan efektif sebesar 1mm.

Berikut adalah contoh perhitungan untuk mendapatkan faktor koreksi:

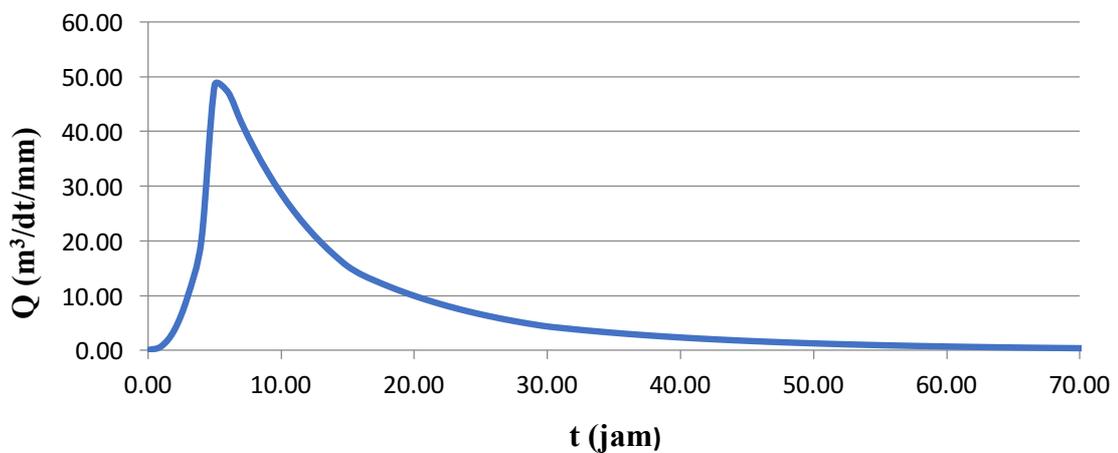
$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah Volume Hidrograf} &= 1,220,492.377 \text{ m}^3 \\
 \text{Luas DAS} &= 2,006.965 \text{ km}^2 \\
 \text{Hujan Efektif} &= \text{Volume hidrograf/Luas DAS} \\
 &= 1.012 \\
 \text{Faktor Koreksi} &= 1/1.012 \\
 &= 0.988
 \end{aligned}$$

Selanjutnya faktor koreksi akan dikalikan dengan masing-masing debit dan volume hidrograf. Berikut adalah perhitungan;

$$\begin{aligned}
 \text{Q terkoreksi} &= \text{Q awal} \times \text{Faktor koreksi} \\
 &= 0.728 \times 0.988 \\
 &= 0.718 \text{ m}^3/\text{det} \\
 \text{Volume terkoreksi} &= \text{V awal} \times \text{Faktor koreksi}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 786.322 \times 0.988 \\
 &= 1,310.537 \text{ m}^3 \\
 \text{Jumlah volume hidrograf terkoreksi} &= 2,006,964.580 \text{ m}^3 \\
 \text{Luas DAS} &= 2006.965 \text{ km}^2 \\
 \text{Hujan efektif} &= \text{jumlah volume hidrograf terkoreksi/luas DAS} \\
 &= 2,006,964.580/2,006,960 \\
 &= 1
 \end{aligned}$$

HIDROGRAF UNIT SATUAN METODE NAKAYASU



Gambar 4.4 Grafik Hasil Perhitungan Unit HSS Nakayasu

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dengan demikian, maka dapat ditentukan nilai debit banjir rancangan maksimumnya berdasarkan nilai sebaran hujan jam-jaman dan unit hidrograf satuan sintetis secara bervariasi pada keadaan periode ulang 20 tahun, 25 tahun, 50 tahun, 100 tahun, dan 200 tahun dengan mengikuti prinsip superposisi pada hidrograf satuan murni, yaitu dengan memperhitungkan intensitas curah hujan berdasarkan sebaran waktu terjadinya terhadap debit pada setiap tenggak waktu unit hidrograf satuan sintetisnya. Berikut tabel-tabel perhitungan debit banjir rancangannya.

Tabel 4.31
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow
Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		31.666	8.231	5.774	4.596	3.881	3.393		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	41.951	41.951
1	0.719	22.777	0.000	-	-	-	-	41.951	64.728
2	3.796	120.219	5.920	0.000	-	-	-	41.951	168.091
3	10.046	318.122	31.248	4.153	0.000	-	-	41.951	395.473
4	20.038	634.521	82.687	21.919	3.306	0.000	-	41.951	784.384
5	48.459	1534.512	164.925	58.003	17.450	2.792	0.000	41.951	1819.633
6	47.140	1492.724	398.852	115.691	46.176	14.736	2.440	41.951	2112.570
7	41.601	1317.326	387.990	279.785	92.102	38.994	12.881	41.951	2171.028
8	36.712	1162.537	342.401	272.166	222.737	77.777	34.085	41.951	2153.653
9	32.399	1025.936	302.168	240.186	216.671	188.094	67.986	41.951	2082.992
10	28.592	905.387	266.662	211.963	191.212	182.972	164.415	41.951	1964.562
11	25.232	799.002	235.329	187.057	168.744	161.472	159.937	41.951	1753.493
12	22.267	705.117	207.677	165.077	148.916	142.499	141.144	41.951	1552.383
13	19.651	622.265	183.275	145.681	131.418	125.755	124.560	41.951	1374.904
14	17.342	549.147	161.740	128.563	115.976	110.978	109.924	41.951	1218.279
15	15.304	484.621	142.735	113.456	102.349	97.938	97.007	41.951	1080.058
16	13.841	438.303	125.963	100.125	90.323	86.430	85.609	41.951	968.704
17	12.735	403.259	113.924	88.360	79.710	76.275	75.550	41.951	879.028
18	11.717	371.016	104.815	79.915	70.344	67.312	66.672	41.951	802.026
19	10.780	341.352	96.435	73.525	63.620	59.403	58.838	41.951	735.124
20	9.918	314.059	88.724	67.647	58.534	53.725	51.925	41.951	676.565
21	9.125	288.948	81.630	62.238	53.854	49.430	46.962	41.951	625.013
22	8.395	265.845	75.104	57.262	49.548	45.478	43.207	41.951	578.394
23	7.724	244.590	69.099	52.683	45.586	41.841	39.752	41.951	535.503
24	7.106	225.034	63.574	48.471	41.941	38.496	36.574	41.951	496.041
25	6.538	207.041	58.491	44.596	38.588	35.418	33.650	41.951	459.734
26	6.016	190.487	53.814	41.030	35.503	32.586	30.959	41.951	426.331
27	5.535	175.257	49.512	37.749	32.664	29.981	28.484	41.951	395.598
28	5.092	161.244	45.553	34.731	30.052	27.584	26.207	41.951	367.322
29	4.685	148.352	41.911	31.954	27.650	25.378	24.111	41.951	341.307
30	4.323	136.893	38.560	29.399	25.439	23.349	22.183	41.951	317.774
31	4.061	128.599	35.581	27.049	23.405	21.482	20.410	41.951	298.477
32	3.815	120.807	33.426	24.959	21.534	19.765	18.778	41.951	281.219
33	3.584	113.488	31.400	23.447	19.870	18.184	17.276	41.951	265.618
34	3.367	106.612	29.498	22.027	18.666	16.780	15.895	41.951	251.429
35	3.163	100.153	27.711	20.692	17.535	15.763	14.667	41.951	238.473
36	2.971	94.085	26.032	19.438	16.473	14.808	13.779	41.951	226.566
37	2.791	88.385	24.455	18.261	15.475	13.911	12.944	41.951	215.381
38	2.622	83.030	22.973	17.154	14.537	13.068	12.160	41.951	204.874
39	2.463	77.999	21.581	16.115	13.657	12.276	11.423	41.951	195.003
40	2.314	73.274	20.274	15.139	12.829	11.533	10.731	41.951	185.730
41	2.174	68.834	19.045	14.221	12.052	10.834	10.081	41.951	177.019
42	2.042	64.664	17.891	13.360	11.322	10.177	9.470	41.951	168.836
43	1.918	60.746	16.807	12.550	10.636	9.561	8.896	41.951	161.148
44	1.802	57.066	15.789	11.790	9.991	8.982	8.357	41.951	153.926
45	1.693	53.608	14.833	11.076	9.386	8.437	7.851	41.951	147.142
46	1.590	50.360	13.934	10.405	8.817	7.926	7.375	41.951	140.769

Lanjutan Tabel 4.31

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow

Rata-rata

T (jam)	Q unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		31.666	8.231	5.774	4.596	3.881	3.393		
47	1.494	47.309	13.090	9.774	8.283	7.446	6.928	41.951	134.782
48	1.403	44.443	12.297	9.182	7.781	6.995	6.509	41.951	129.158
49	1.318	41.750	11.552	8.626	7.310	6.571	6.114	41.951	123.874
50	1.239	39.221	10.852	8.103	6.867	6.173	5.744	41.951	118.911
51	1.164	36.845	10.194	7.612	6.451	5.799	5.396	41.951	114.248
52	1.093	34.612	9.577	7.151	6.060	5.448	5.069	41.951	109.868
53	1.027	32.515	8.996	6.718	5.693	5.118	4.762	41.951	105.753
54	0.965	30.545	8.451	6.311	5.348	4.808	4.473	41.951	101.887
55	0.906	28.695	7.939	5.928	5.024	4.516	4.202	41.951	98.256
56	0.851	26.956	7.458	5.569	4.720	4.243	3.948	41.951	94.845
57	0.800	25.323	7.006	5.232	4.434	3.986	3.709	41.951	91.640
58	0.751	23.789	6.582	4.915	4.165	3.744	3.484	41.951	88.630
59	0.706	22.347	6.183	4.617	3.913	3.517	3.273	41.951	85.802
60	0.663	20.993	5.809	4.337	3.676	3.304	3.074	41.951	83.145
61	0.623	19.722	5.457	4.075	3.453	3.104	2.888	41.951	80.649
62	0.585	18.527	5.126	3.828	3.244	2.916	2.713	41.951	78.305
63	0.550	17.404	4.815	3.596	3.047	2.739	2.549	41.951	76.102
64	0.516	16.350	4.524	3.378	2.863	2.573	2.394	41.951	74.033
65	0.485	15.359	4.250	3.173	2.689	2.417	2.249	41.951	72.089
66	0.456	14.429	3.992	2.981	2.526	2.271	2.113	41.951	70.263
67	0.428	13.554	3.750	2.800	2.373	2.133	1.985	41.951	68.548
68	0.402	12.733	3.523	2.631	2.229	2.004	1.865	41.951	66.937
69	0.378	11.962	3.310	2.471	2.094	1.883	1.752	41.951	65.423
70	0.355	11.237	3.109	2.322	1.967	1.769	1.646	41.951	64.001
71	0.333	10.556	2.921	2.181	1.848	1.661	1.546	41.951	62.665
72	0.313	9.917	2.744	2.049	1.736	1.561	1.452	41.951	61.410
73	0.294	9.316	2.578	1.925	1.631	1.466	1.364	41.951	60.231
74	0.276	8.751	2.421	1.808	1.532	1.377	1.282	41.951	59.123
75	0.260	8.221	2.275	1.699	1.439	1.294	1.204	41.951	58.083
76	0.244	7.723	2.137	1.596	1.352	1.216	1.131	41.951	57.106
77	0.229	7.255	2.007	1.499	1.270	1.142	1.063	41.951	56.187
78	0.215	6.816	1.886	1.408	1.193	1.073	0.998	41.951	55.325
79	0.202	6.403	1.772	1.323	1.121	1.008	0.938	41.951	54.515
80	0.190	6.015	1.664	1.243	1.053	0.947	0.881	41.951	53.753
81	0.178	5.650	1.563	1.167	0.989	0.889	0.827	41.951	53.038
82	0.168	5.308	1.469	1.097	0.929	0.835	0.777	41.951	52.367
83	0.157	4.986	1.380	1.030	0.873	0.785	0.730	41.951	51.736
84	0.148	4.684	1.296	0.968	0.820	0.737	0.686	41.951	51.143
85	0.000	0.000	1.218	0.909	0.770	0.693	0.644	41.951	46.185
86	0.000	0.000	0.000	0.854	0.724	0.651	0.605	41.951	44.785
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.680	0.611	0.569	41.951	43.811
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.574	0.534	41.951	43.060
89	0.003	0.091	0.000	0.000	0.000	0.000	0.502	41.951	42.544
90	0.003	0.086	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	41.951	42.061
Q maksimum									2171.028

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.32

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		33.347	8.668	6.080	4.840	4.088	3.573		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	41.951	41.951
1	0.719	23.987	0.000	-	-	-	-	41.951	65.938
2	3.796	126.603	6.235	0.000	-	-	-	41.951	174.789
3	10.046	335.014	32.907	4.373	0.000	-	-	41.951	414.245
4	20.038	668.214	87.077	23.083	3.482	0.000	-	41.951	823.807
5	48.459	1615.993	173.683	61.082	18.377	2.940	0.000	41.951	1914.026
6	47.140	1571.986	420.031	121.834	48.628	15.518	2.570	41.951	2222.518
7	41.601	1387.274	408.592	294.641	96.992	41.065	13.565	41.951	2284.080
8	36.712	1224.267	360.582	286.617	234.564	81.907	35.895	41.951	2265.783
9	32.399	1080.413	318.213	252.939	228.176	198.082	71.596	41.951	2191.369
10	28.592	953.462	280.822	223.218	201.365	192.687	173.145	41.951	2066.651
11	25.232	841.428	247.825	196.990	177.704	170.046	168.430	41.951	1844.374
12	22.267	742.558	218.705	173.843	156.824	150.065	148.639	41.951	1632.586
13	19.651	655.306	193.007	153.416	138.397	132.432	131.174	41.951	1445.683
14	17.342	578.306	170.328	135.389	122.135	116.871	115.761	41.951	1280.741
15	15.304	510.354	150.314	119.481	107.784	103.139	102.158	41.951	1135.181
16	13.841	461.577	132.652	105.442	95.119	91.020	90.155	41.951	1017.914
17	12.735	424.671	119.973	93.052	83.942	80.325	79.561	41.951	923.476
18	11.717	390.717	110.381	84.158	74.079	70.886	70.213	41.951	842.385
19	10.780	359.477	101.555	77.430	66.999	62.557	61.962	41.951	771.931
20	9.918	330.735	93.436	71.239	61.642	56.578	54.682	41.951	710.262
21	9.125	304.291	85.965	65.543	56.713	52.054	49.456	41.951	655.973
22	8.395	279.962	79.092	60.302	52.179	47.892	45.501	41.951	606.879
23	7.724	257.577	72.768	55.481	48.007	44.063	41.863	41.951	561.710
24	7.106	236.983	66.950	51.045	44.168	40.540	38.516	41.951	520.153
25	6.538	218.035	61.597	46.964	40.637	37.299	35.437	41.951	481.918
26	6.016	200.602	56.672	43.209	37.388	34.316	32.603	41.951	446.741
27	5.535	184.563	52.141	39.754	34.398	31.573	29.996	41.951	414.376
28	5.092	169.806	47.972	36.575	31.648	29.048	27.598	41.951	384.599
29	4.685	156.229	44.136	33.651	29.118	26.726	25.391	41.951	357.202
30	4.323	144.161	40.607	30.960	26.790	24.589	23.361	41.951	332.420
31	4.061	135.427	37.471	28.485	24.648	22.623	21.493	41.951	312.098
32	3.815	127.222	35.200	26.285	22.677	20.814	19.775	41.951	293.924
33	3.584	119.514	33.068	24.692	20.925	19.150	18.194	41.951	277.494
34	3.367	112.273	31.064	23.196	19.657	17.671	16.739	41.951	262.552
35	3.163	105.471	29.182	21.791	18.466	16.600	15.446	41.951	248.908
36	2.971	99.081	27.414	20.471	17.348	15.594	14.510	41.951	236.369
37	2.791	93.078	25.753	19.230	16.297	14.650	13.631	41.951	224.590
38	2.622	87.439	24.193	18.065	15.309	13.762	12.805	41.951	213.525
39	2.463	82.141	22.727	16.971	14.382	12.928	12.029	41.951	203.130
40	2.314	77.164	21.350	15.943	13.510	12.145	11.301	41.951	193.364
41	2.174	72.489	20.057	14.977	12.692	11.409	10.616	41.951	184.191
42	2.042	68.097	18.842	14.069	11.923	10.718	9.973	41.951	175.573
43	1.918	63.972	17.700	13.217	11.201	10.069	9.369	41.951	167.477
44	1.802	60.096	16.628	12.416	10.522	9.458	8.801	41.951	159.872
45	1.693	56.455	15.620	11.664	9.884	8.885	8.268	41.951	152.728
46	1.590	53.034	14.674	10.957	9.286	8.347	7.767	41.951	146.016

Lanjutan Tabel 4.32

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		33.347	8.668	6.080	4.840	4.088	3.573		
47	1.494	49.821	13.785	10.293	8.723	7.841	7.296	41.951	139.711
48	1.403	46.803	12.950	9.670	8.195	7.366	6.854	41.951	133.788
49	1.318	43.967	12.165	9.084	7.698	6.920	6.439	41.951	128.224
50	1.239	41.303	11.428	8.533	7.232	6.501	6.049	41.951	122.997
51	1.164	38.801	10.736	8.016	6.794	6.107	5.682	41.951	118.087
52	1.093	36.450	10.085	7.531	6.382	5.737	5.338	41.951	113.474
53	1.027	34.242	9.474	7.075	5.995	5.389	5.015	41.951	109.141
54	0.965	32.167	8.900	6.646	5.632	5.063	4.711	41.951	105.070
55	0.906	30.218	8.361	6.243	5.291	4.756	4.425	41.951	101.246
56	0.851	28.387	7.854	5.865	4.970	4.468	4.157	41.951	97.653
57	0.800	26.668	7.378	5.510	4.669	4.197	3.905	41.951	94.279
58	0.751	25.052	6.931	5.176	4.386	3.943	3.669	41.951	91.108
59	0.706	23.534	6.512	4.862	4.120	3.704	3.447	41.951	88.130
60	0.663	22.108	6.117	4.568	3.871	3.480	3.238	41.951	85.332
61	0.623	20.769	5.746	4.291	3.636	3.269	3.042	41.951	82.704
62	0.585	19.510	5.398	4.031	3.416	3.071	2.857	41.951	80.235
63	0.550	18.328	5.071	3.787	3.209	2.885	2.684	41.951	77.915
64	0.516	17.218	4.764	3.557	3.015	2.710	2.522	41.951	75.736
65	0.485	16.175	4.475	3.342	2.832	2.546	2.369	41.951	73.690
66	0.456	15.195	4.204	3.139	2.660	2.392	2.225	41.951	71.767
67	0.428	14.274	3.949	2.949	2.499	2.247	2.090	41.951	69.960
68	0.402	13.409	3.710	2.770	2.348	2.111	1.964	41.951	68.263
69	0.378	12.597	3.485	2.603	2.206	1.983	1.845	41.951	66.669
70	0.355	11.834	3.274	2.445	2.072	1.863	1.733	41.951	65.171
71	0.333	11.117	3.076	2.297	1.946	1.750	1.628	41.951	63.765
72	0.313	10.443	2.889	2.158	1.828	1.644	1.529	41.951	62.443
73	0.294	9.811	2.714	2.027	1.718	1.544	1.437	41.951	61.202
74	0.276	9.216	2.550	1.904	1.614	1.451	1.350	41.951	60.035
75	0.260	8.658	2.395	1.789	1.516	1.363	1.268	41.951	58.940
76	0.244	8.133	2.250	1.680	1.424	1.280	1.191	41.951	57.910
77	0.229	7.640	2.114	1.579	1.338	1.203	1.119	41.951	56.943
78	0.215	7.178	1.986	1.483	1.257	1.130	1.051	41.951	56.035
79	0.202	6.743	1.866	1.393	1.181	1.061	0.987	41.951	55.182
80	0.190	6.334	1.753	1.309	1.109	0.997	0.928	41.951	54.380
81	0.178	5.950	1.646	1.229	1.042	0.937	0.871	41.951	53.627
82	0.168	5.590	1.547	1.155	0.979	0.880	0.819	41.951	52.920
83	0.157	5.251	1.453	1.085	0.919	0.826	0.769	41.951	52.255
84	0.148	4.933	1.365	1.019	0.864	0.776	0.722	41.951	51.631
85	0.000	0.000	1.282	0.957	0.811	0.729	0.679	41.951	46.410
86	0.000	0.000	0.000	0.899	0.762	0.685	0.638	41.951	44.936
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.716	0.644	0.599	41.951	43.910
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.563	41.951	43.118
89	0.003	0.096	0.000	0.000	0.000	0.000	0.529	41.951	42.576
90	0.003	0.090	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	41.951	42.067
Q maksimum									2284.080

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.33

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		35.012	9.100	6.384	5.082	4.292	3.751		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	41.951	41.951
1	0.719	25.184	0.000	-	-	-	-	41.951	67.135
2	3.796	132.923	6.546	0.000	-	-	-	41.951	181.420
3	10.046	351.739	34.550	4.592	0.000	-	-	41.951	432.831
4	20.038	701.573	91.424	24.236	3.656	0.000	-	41.951	862.840
5	48.459	1696.669	182.354	64.132	19.294	3.087	0.000	41.951	2007.486
6	47.140	1650.465	441.000	127.917	51.055	16.293	2.698	41.951	2331.379
7	41.601	1456.532	428.990	309.350	101.835	43.115	14.242	41.951	2396.015
8	36.712	1285.386	378.583	300.926	246.274	85.996	37.687	41.951	2376.804
9	32.399	1134.350	334.099	265.567	239.568	207.970	75.170	41.951	2298.675
10	28.592	1001.062	294.842	234.362	211.418	202.307	181.789	41.951	2167.731
11	25.232	883.435	260.197	206.824	186.576	178.535	176.839	41.951	1934.357
12	22.267	779.629	229.623	182.522	164.653	157.557	156.060	41.951	1711.995
13	19.651	688.021	202.642	161.075	145.306	139.044	137.722	41.951	1515.762
14	17.342	607.177	178.831	142.148	128.232	122.706	121.540	41.951	1342.586
15	15.304	535.833	157.818	125.446	113.164	108.288	107.259	41.951	1189.758
16	13.841	484.620	139.274	110.706	99.867	95.564	94.655	41.951	1066.637
17	12.735	445.872	125.963	97.697	88.133	84.335	83.533	41.951	967.484
18	11.717	410.223	115.892	88.360	77.777	74.425	73.718	41.951	882.345
19	10.780	377.423	106.625	81.295	70.343	65.680	65.056	41.951	808.374
20	9.918	347.246	98.100	74.795	64.719	59.403	57.412	41.951	743.626
21	9.125	319.482	90.257	68.815	59.544	54.653	51.924	41.951	686.627
22	8.395	293.938	83.040	63.313	54.784	50.283	47.773	41.951	635.082
23	7.724	270.436	76.401	58.251	50.403	46.263	43.953	41.951	587.658
24	7.106	248.814	70.292	53.593	46.373	42.564	40.439	41.951	544.026
25	6.538	228.920	64.672	49.308	42.666	39.161	37.206	41.951	503.883
26	6.016	210.617	59.501	45.366	39.254	36.030	34.231	41.951	466.949
27	5.535	193.777	54.744	41.739	36.116	33.149	31.494	41.951	432.969
28	5.092	178.283	50.367	38.401	33.228	30.499	28.976	41.951	401.705
29	4.685	164.029	46.340	35.331	30.571	28.060	26.659	41.951	372.941
30	4.323	151.358	42.634	32.506	28.127	25.816	24.528	41.951	346.921
31	4.061	142.188	39.341	29.907	25.878	23.752	22.566	41.951	325.584
32	3.815	133.573	36.958	27.597	23.809	21.853	20.762	41.951	306.504
33	3.584	125.481	34.719	25.925	21.970	20.106	19.102	41.951	289.253
34	3.367	117.878	32.615	24.354	20.639	18.553	17.575	41.951	273.565
35	3.163	110.736	30.639	22.879	19.388	17.429	16.217	41.951	259.240
36	2.971	104.027	28.783	21.493	18.214	16.373	15.235	41.951	246.075
37	2.791	97.725	27.039	20.190	17.110	15.381	14.312	41.951	233.708
38	2.622	91.804	25.401	18.967	16.074	14.449	13.445	41.951	222.090
39	2.463	86.242	23.862	17.818	15.100	13.574	12.630	41.951	211.176
40	2.314	81.017	22.416	16.738	14.185	12.751	11.865	41.951	200.923
41	2.174	76.108	21.058	15.724	13.325	11.979	11.146	41.951	191.292
42	2.042	71.497	19.782	14.772	12.518	11.253	10.471	41.951	182.244
43	1.918	67.165	18.584	13.877	11.760	10.571	9.836	41.951	173.744
44	1.802	63.096	17.458	13.036	11.047	9.931	9.240	41.951	165.759
45	1.693	59.273	16.400	12.246	10.378	9.329	8.681	41.951	158.258
46	1.590	55.682	15.406	11.504	9.749	8.764	8.155	41.951	151.211

Lanjutan Tabel 4.33

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		35.012	9.100	6.384	5.082	4.292	3.751		
47	1.494	52.309	14.473	10.807	9.158	8.233	7.661	41.951	144.592
48	1.403	49.139	13.596	10.152	8.604	7.734	7.196	41.951	138.373
49	1.318	46.162	12.772	9.537	8.082	7.265	6.760	41.951	132.531
50	1.239	43.365	11.999	8.959	7.593	6.825	6.351	41.951	127.043
51	1.164	40.738	11.272	8.417	7.133	6.412	5.966	41.951	121.888
52	1.093	38.270	10.589	7.907	6.701	6.023	5.605	41.951	117.045
53	1.027	35.951	9.947	7.428	6.295	5.658	5.265	41.951	112.495
54	0.965	33.773	9.344	6.978	5.913	5.316	4.946	41.951	108.221
55	0.906	31.727	8.778	6.555	5.555	4.993	4.646	41.951	104.206
56	0.851	29.805	8.246	6.158	5.218	4.691	4.365	41.951	100.434
57	0.800	27.999	7.747	5.785	4.902	4.407	4.100	41.951	96.891
58	0.751	26.303	7.278	5.434	4.605	4.140	3.852	41.951	93.562
59	0.706	24.709	6.837	5.105	4.326	3.889	3.619	41.951	90.435
60	0.663	23.212	6.422	4.796	4.064	3.653	3.399	41.951	87.498
61	0.623	21.806	6.033	4.505	3.818	3.432	3.193	41.951	84.738
62	0.585	20.484	5.668	4.232	3.587	3.224	3.000	41.951	82.146
63	0.550	19.243	5.324	3.976	3.369	3.029	2.818	41.951	79.711
64	0.516	18.078	5.002	3.735	3.165	2.845	2.647	41.951	77.423
65	0.485	16.982	4.699	3.509	2.973	2.673	2.487	41.951	75.274
66	0.456	15.953	4.414	3.296	2.793	2.511	2.336	41.951	73.255
67	0.428	14.987	4.147	3.096	2.624	2.359	2.195	41.951	71.358
68	0.402	14.079	3.895	2.909	2.465	2.216	2.062	41.951	69.577
69	0.378	13.226	3.659	2.733	2.316	2.082	1.937	41.951	67.903
70	0.355	12.425	3.438	2.567	2.175	1.955	1.820	41.951	66.331
71	0.333	11.672	3.229	2.411	2.044	1.837	1.709	41.951	64.854
72	0.313	10.965	3.034	2.265	1.920	1.726	1.606	41.951	63.466
73	0.294	10.300	2.850	2.128	1.803	1.621	1.508	41.951	62.163
74	0.276	9.676	2.677	1.999	1.694	1.523	1.417	41.951	60.938
75	0.260	9.090	2.515	1.878	1.592	1.431	1.331	41.951	59.788
76	0.244	8.539	2.363	1.764	1.495	1.344	1.251	41.951	58.707
77	0.229	8.022	2.220	1.657	1.405	1.263	1.175	41.951	57.692
78	0.215	7.536	2.085	1.557	1.319	1.186	1.104	41.951	56.738
79	0.202	7.079	1.959	1.463	1.239	1.114	1.037	41.951	55.842
80	0.190	6.650	1.840	1.374	1.164	1.047	0.974	41.951	55.001
81	0.178	6.247	1.729	1.291	1.094	0.983	0.915	41.951	54.210
82	0.168	5.869	1.624	1.213	1.028	0.924	0.860	41.951	53.467
83	0.157	5.513	1.525	1.139	0.965	0.868	0.807	41.951	52.770
84	0.148	5.179	1.433	1.070	0.907	0.815	0.759	41.951	52.114
85	0.000	0.000	1.346	1.005	0.852	0.766	0.713	41.951	46.633
86	0.000	0.000	0.000	0.944	0.800	0.719	0.669	41.951	45.085
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.752	0.676	0.629	41.951	44.008
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.635	0.591	41.951	43.177
89	0.003	0.101	0.000	0.000	0.000	0.000	0.555	41.951	42.607
90	0.003	0.095	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	41.951	42.072
Q maksimum									2396.015

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Tabel 4.34

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		36.673	9.532	6.686	5.323	4.495	3.929		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	41.951	41.951
1	0.719	26.379	0.000	-	-	-	-	41.951	68.330
2	3.796	139.228	6.856	0.000	-	-	-	41.951	188.035
3	10.046	368.421	36.188	4.810	0.000	-	-	41.951	451.370
4	20.038	734.848	95.760	25.385	3.829	0.000	-	41.951	901.773
5	48.459	1777.139	191.002	67.174	20.209	3.233	0.000	41.951	2100.709
6	47.140	1728.744	461.916	133.983	53.477	17.066	2.826	41.951	2439.963
7	41.601	1525.613	449.337	324.022	106.664	45.159	14.918	41.951	2507.665
8	36.712	1346.350	396.539	315.199	257.955	90.075	39.474	41.951	2487.542
9	32.399	1188.151	349.945	278.162	250.930	217.834	78.735	41.951	2405.708
10	28.592	1048.541	308.825	245.477	221.445	211.902	190.411	41.951	2268.553
11	25.232	925.335	272.538	216.633	195.425	187.003	185.226	41.951	2024.111
12	22.267	816.606	240.514	191.178	172.462	165.030	163.461	41.951	1791.203
13	19.651	720.653	212.253	168.715	152.197	145.638	144.254	41.951	1585.662
14	17.342	635.975	187.313	148.890	134.314	128.526	127.304	41.951	1404.273
15	15.304	561.246	165.303	131.395	118.532	113.424	112.346	41.951	1244.197
16	13.841	507.605	145.880	115.956	104.604	100.096	99.145	41.951	1115.237
17	12.735	467.019	131.937	102.331	92.313	88.335	87.495	41.951	1011.381
18	11.717	429.679	121.388	92.551	81.466	77.955	77.214	41.951	922.204
19	10.780	395.324	111.683	85.151	73.680	68.795	68.141	41.951	844.725
20	9.918	363.716	102.753	78.343	67.789	62.220	60.135	41.951	776.906
21	9.125	334.635	94.537	72.079	62.369	57.245	54.387	41.951	717.203
22	8.395	307.879	86.979	66.316	57.382	52.668	50.039	41.951	663.213
23	7.724	283.263	80.024	61.013	52.794	48.457	46.038	41.951	613.540
24	7.106	260.615	73.626	56.135	48.573	44.583	42.357	41.951	567.839
25	6.538	239.777	67.739	51.647	44.689	41.018	38.970	41.951	525.792
26	6.016	220.606	62.323	47.517	41.116	37.739	35.854	41.951	487.106
27	5.535	202.967	57.340	43.718	37.829	34.721	32.988	41.951	451.514
28	5.092	186.739	52.755	40.223	34.804	31.945	30.350	41.951	418.767
29	4.685	171.808	48.537	37.007	32.021	29.391	27.923	41.951	388.639
30	4.323	158.537	44.657	34.048	29.461	27.041	25.691	41.951	361.385
31	4.061	148.932	41.207	31.325	27.105	24.879	23.637	41.951	339.037
32	3.815	139.909	38.711	28.906	24.938	22.890	21.747	41.951	319.051
33	3.584	131.432	36.365	27.154	23.012	21.060	20.008	41.951	300.982
34	3.367	123.469	34.162	25.509	21.618	19.433	18.408	41.951	284.550
35	3.163	115.989	32.092	23.964	20.308	18.255	16.986	41.951	269.545
36	2.971	108.961	30.148	22.512	19.078	17.149	15.957	41.951	255.756
37	2.791	102.360	28.321	21.148	17.922	16.110	14.990	41.951	242.803
38	2.622	96.158	26.605	19.867	16.836	15.134	14.082	41.951	230.634
39	2.463	90.332	24.993	18.663	15.816	14.217	13.229	41.951	219.202
40	2.314	84.859	23.479	17.532	14.858	13.356	12.428	41.951	208.463
41	2.174	79.718	22.057	16.470	13.957	12.547	11.675	41.951	198.375
42	2.042	74.888	20.720	15.472	13.112	11.787	10.967	41.951	188.898
43	1.918	70.351	19.465	14.535	12.317	11.073	10.303	41.951	179.995
44	1.802	66.089	18.286	13.654	11.571	10.402	9.679	41.951	171.631
45	1.693	62.085	17.178	12.827	10.870	9.771	9.092	41.951	163.774
46	1.590	58.323	16.137	12.050	10.212	9.179	8.541	41.951	156.393

Lanjutan Tabel 4.34

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		36.673	9.532	6.686	5.323	4.495	3.929		
47	1.494	54.789	15.159	11.320	9.593	8.623	8.024	41.951	149.460
48	1.403	51.470	14.241	10.634	9.012	8.101	7.538	41.951	142.946
49	1.318	48.352	13.378	9.990	8.466	7.610	7.081	41.951	136.827
50	1.239	45.422	12.568	9.384	7.953	7.149	6.652	41.951	131.079
51	1.164	42.670	11.806	8.816	7.471	6.716	6.249	41.951	125.679
52	1.093	40.085	11.091	8.282	7.018	6.309	5.870	41.951	120.606
53	1.027	37.656	10.419	7.780	6.593	5.927	5.515	41.951	115.841
54	0.965	35.375	9.788	7.309	6.194	5.568	5.181	41.951	111.364
55	0.906	33.232	9.195	6.866	5.818	5.230	4.867	41.951	107.159
56	0.851	31.218	8.638	6.450	5.466	4.913	4.572	41.951	103.208
57	0.800	29.327	8.114	6.059	5.135	4.616	4.295	41.951	99.497
58	0.751	27.550	7.623	5.692	4.824	4.336	4.035	41.951	96.010
59	0.706	25.881	7.161	5.347	4.531	4.073	3.790	41.951	92.735
60	0.663	24.313	6.727	5.023	4.257	3.827	3.561	41.951	89.658
61	0.623	22.840	6.319	4.719	3.999	3.595	3.345	41.951	86.768
62	0.585	21.456	5.937	4.433	3.757	3.377	3.142	41.951	84.052
63	0.550	20.156	5.577	4.164	3.529	3.172	2.952	41.951	81.502
64	0.516	18.935	5.239	3.912	3.315	2.980	2.773	41.951	79.105
65	0.485	17.788	4.922	3.675	3.114	2.800	2.605	41.951	76.854
66	0.456	16.710	4.623	3.452	2.926	2.630	2.447	41.951	74.740
67	0.428	15.698	4.343	3.243	2.748	2.471	2.299	41.951	72.753
68	0.402	14.747	4.080	3.047	2.582	2.321	2.160	41.951	70.887
69	0.378	13.853	3.833	2.862	2.425	2.180	2.029	41.951	69.134
70	0.355	13.014	3.601	2.689	2.279	2.048	1.906	41.951	67.487
71	0.333	12.225	3.383	2.526	2.140	1.924	1.790	41.951	65.940
72	0.313	11.485	3.178	2.373	2.011	1.808	1.682	41.951	64.486
73	0.294	10.789	2.985	2.229	1.889	1.698	1.580	41.951	63.121
74	0.276	10.135	2.804	2.094	1.775	1.595	1.484	41.951	61.839
75	0.260	9.521	2.634	1.967	1.667	1.499	1.394	41.951	60.634
76	0.244	8.944	2.475	1.848	1.566	1.408	1.310	41.951	59.502
77	0.229	8.402	2.325	1.736	1.471	1.322	1.231	41.951	58.438
78	0.215	7.893	2.184	1.631	1.382	1.242	1.156	41.951	57.440
79	0.202	7.415	2.052	1.532	1.298	1.167	1.086	41.951	56.501
80	0.190	6.966	1.927	1.439	1.220	1.096	1.020	41.951	55.620
81	0.178	6.544	1.811	1.352	1.146	1.030	0.958	41.951	54.791
82	0.168	6.147	1.701	1.270	1.076	0.968	0.900	41.951	54.014
83	0.157	5.775	1.598	1.193	1.011	0.909	0.846	41.951	53.283
84	0.148	5.425	1.501	1.121	0.950	0.854	0.794	41.951	52.596
85	0.000	0.000	1.410	1.053	0.892	0.802	0.746	41.951	46.855
86	0.000	0.000	0.000	0.989	0.838	0.754	0.701	41.951	45.233
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.708	0.659	41.951	44.105
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.665	0.619	41.951	43.235
89	0.003	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.581	41.951	42.638
90	0.003	0.099	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	41.951	42.078
Q maksimum									2507.665

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Tabel 4.35

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		29.367	7.633	5.354	4.263	3.600	3.147		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	41.951	41.951
1	0.719	21.124	0.000	-	-	-	-	41.951	63.075
2	3.796	111.492	5.491	0.000	-	-	-	41.951	158.934
3	10.046	295.029	28.979	3.851	0.000	-	-	41.951	369.810
4	20.038	588.460	76.684	20.328	3.066	0.000	-	41.951	730.490
5	48.459	1423.119	152.953	53.792	16.183	2.589	0.000	41.951	1690.588
6	47.140	1384.364	369.898	107.293	42.824	13.666	2.263	41.951	1962.260
7	41.601	1221.698	359.825	259.475	85.416	36.163	11.946	41.951	2016.475
8	36.712	1078.146	317.545	252.409	206.568	72.131	31.611	41.951	2000.361
9	32.399	951.462	280.233	222.750	200.943	174.440	63.050	41.951	1934.829
10	28.592	839.663	247.305	196.576	177.332	169.689	152.480	41.951	1824.996
11	25.232	741.001	218.246	173.478	156.495	149.751	148.327	41.951	1629.249
12	22.267	653.932	192.602	153.094	138.106	132.155	130.899	41.951	1442.738
13	19.651	577.093	169.971	135.105	121.878	116.626	115.518	41.951	1278.143
14	17.342	509.284	149.999	119.230	107.557	102.922	101.944	41.951	1132.887
15	15.304	449.442	132.374	105.220	94.919	90.829	89.965	41.951	1004.700
16	13.841	406.486	116.819	92.857	83.766	80.156	79.394	41.951	901.430
17	12.735	373.985	105.654	81.946	73.923	70.738	70.065	41.951	818.263
18	11.717	344.083	97.207	74.114	65.237	62.426	61.833	41.951	746.850
19	10.780	316.572	89.434	68.188	59.002	55.091	54.567	41.951	684.806
20	9.918	291.261	82.284	62.736	54.285	49.825	48.155	41.951	630.497
21	9.125	267.973	75.705	57.720	49.944	45.842	43.553	41.951	582.688
22	8.395	246.547	69.652	53.105	45.951	42.176	40.071	41.951	539.453
23	7.724	226.835	64.083	48.859	42.277	38.804	36.867	41.951	499.675
24	7.106	208.698	58.959	44.952	38.897	35.701	33.919	41.951	463.078
25	6.538	192.012	54.245	41.358	35.787	32.847	31.207	41.951	429.407
26	6.016	176.659	49.908	38.052	32.925	30.221	28.712	41.951	398.428
27	5.535	162.535	45.917	35.009	30.293	27.804	26.416	41.951	369.926
28	5.092	149.539	42.246	32.210	27.871	25.581	24.304	41.951	343.703
29	4.685	137.583	38.868	29.635	25.642	23.536	22.361	41.951	319.576
30	4.323	126.955	35.761	27.265	23.592	21.654	20.573	41.951	297.752
31	4.061	119.263	32.998	25.085	21.706	19.923	18.928	41.951	279.855
32	3.815	112.038	30.999	23.148	19.970	18.330	17.415	41.951	263.850
33	3.584	105.250	29.121	21.745	18.428	16.864	16.022	41.951	249.381
34	3.367	98.873	27.357	20.428	17.311	15.562	14.741	41.951	236.223
35	3.163	92.883	25.699	19.190	16.262	14.619	13.603	41.951	224.207
36	2.971	87.255	24.142	18.027	15.277	13.733	12.778	41.951	213.165
37	2.791	81.969	22.679	16.935	14.352	12.901	12.004	41.951	202.791
38	2.622	77.003	21.305	15.909	13.482	12.119	11.277	41.951	193.047
39	2.463	72.337	20.015	14.945	12.665	11.385	10.594	41.951	183.892
40	2.314	67.955	18.802	14.040	11.898	10.695	9.952	41.951	175.293
41	2.174	63.837	17.663	13.189	11.177	10.047	9.349	41.951	167.214
42	2.042	59.970	16.593	12.390	10.500	9.439	8.783	41.951	159.625
43	1.918	56.336	15.587	11.639	9.864	8.867	8.250	41.951	152.495
44	1.802	52.923	14.643	10.934	9.266	8.330	7.751	41.951	145.798
45	1.693	49.717	13.756	10.272	8.705	7.825	7.281	41.951	139.506
46	1.590	46.705	12.922	9.649	8.177	7.351	6.840	41.951	133.596

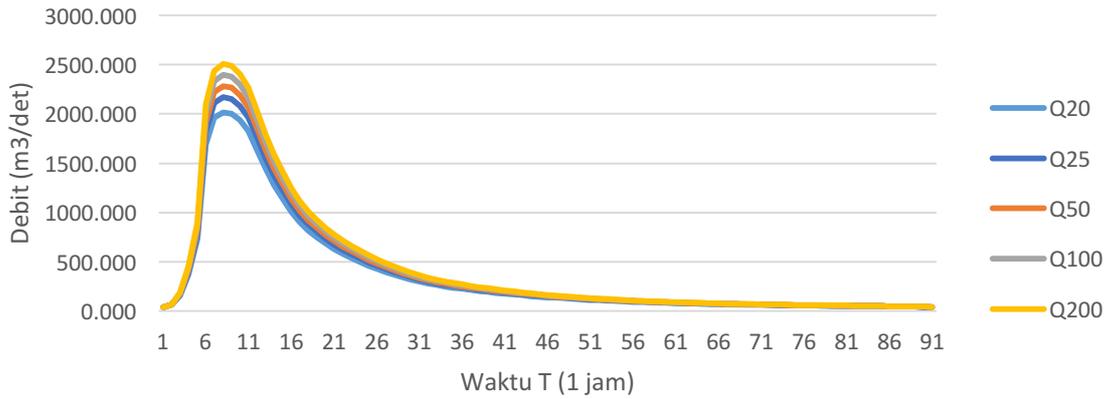
Lanjutan Tabel 4.35

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Rata-rata

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		29.367	7.633	5.354	4.263	3.600	3.147		
47	1.494	43.875	12.140	9.065	7.682	6.905	6.425	41.951	128.043
48	1.403	41.217	11.404	8.516	7.216	6.487	6.036	41.951	122.827
49	1.318	38.720	10.713	8.000	6.779	6.094	5.670	41.951	117.927
50	1.239	36.374	10.064	7.515	6.369	5.725	5.327	41.951	113.324
51	1.164	34.170	9.454	7.060	5.983	5.378	5.004	41.951	109.000
52	1.093	32.100	8.881	6.632	5.620	5.052	4.701	41.951	104.938
53	1.027	30.155	8.343	6.230	5.280	4.746	4.416	41.951	101.121
54	0.965	28.328	7.838	5.853	4.960	4.459	4.149	41.951	97.537
55	0.906	26.612	7.363	5.498	4.659	4.188	3.897	41.951	94.169
56	0.851	24.999	6.917	5.165	4.377	3.935	3.661	41.951	91.005
57	0.800	23.485	6.498	4.852	4.112	3.696	3.439	41.951	88.033
58	0.751	22.062	6.104	4.558	3.863	3.472	3.231	41.951	85.241
59	0.706	20.725	5.734	4.282	3.629	3.262	3.035	41.951	82.618
60	0.663	19.470	5.387	4.022	3.409	3.064	2.851	41.951	80.155
61	0.623	18.290	5.061	3.779	3.202	2.879	2.679	41.951	77.840
62	0.585	17.182	4.754	3.550	3.008	2.704	2.516	41.951	75.666
63	0.550	16.141	4.466	3.335	2.826	2.540	2.364	41.951	73.623
64	0.516	15.163	4.195	3.133	2.655	2.386	2.221	41.951	71.704
65	0.485	14.244	3.941	2.943	2.494	2.242	2.086	41.951	69.901
66	0.456	13.381	3.702	2.765	2.343	2.106	1.960	41.951	68.208
67	0.428	12.571	3.478	2.597	2.201	1.978	1.841	41.951	66.617
68	0.402	11.809	3.267	2.440	2.068	1.859	1.729	41.951	65.123
69	0.378	11.093	3.069	2.292	1.942	1.746	1.625	41.951	63.719
70	0.355	10.421	2.883	2.153	1.825	1.640	1.526	41.951	62.400
71	0.333	9.790	2.709	2.023	1.714	1.541	1.434	41.951	61.161
72	0.313	9.197	2.545	1.900	1.610	1.447	1.347	41.951	59.997
73	0.294	8.640	2.390	1.785	1.513	1.360	1.265	41.951	58.904
74	0.276	8.116	2.246	1.677	1.421	1.277	1.189	41.951	57.877
75	0.260	7.624	2.110	1.575	1.335	1.200	1.117	41.951	56.912
76	0.244	7.163	1.982	1.480	1.254	1.127	1.049	41.951	56.006
77	0.229	6.729	1.862	1.390	1.178	1.059	0.985	41.951	55.154
78	0.215	6.321	1.749	1.306	1.107	0.995	0.926	41.951	54.354
79	0.202	5.938	1.643	1.227	1.040	0.935	0.870	41.951	53.603
80	0.190	5.578	1.543	1.152	0.977	0.878	0.817	41.951	52.897
81	0.178	5.240	1.450	1.083	0.917	0.825	0.767	41.951	52.234
82	0.168	4.923	1.362	1.017	0.862	0.775	0.721	41.951	51.611
83	0.157	4.624	1.280	0.955	0.810	0.728	0.677	41.951	51.025
84	0.148	4.344	1.202	0.898	0.761	0.684	0.636	41.951	50.476
85	0.000	0.000	1.129	0.843	0.715	0.642	0.598	41.951	45.878
86	0.000	0.000	0.000	0.792	0.671	0.603	0.561	41.951	44.579
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.631	0.567	0.527	41.951	43.676
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.533	0.495	41.951	42.979
89	0.003	0.085	0.000	0.000	0.000	0.000	0.465	41.951	42.501
90	0.003	0.080	0.022	0.000	0.000	0.000	0.000	41.951	42.053
Q maksimum									2016.475

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Hidrograf Banjir DAS Bengawan Solo Hulu



Gambar 4.5 Grafik Hidrograf Banjir DAS Bengawan Solo Hulu Baseflow Rata-rata

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.36
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		31.666	8.231	5.774	4.596	3.881	3.393		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	306.250	306.250
1	0.719	22.777	0.000	-	-	-	-	306.250	329.027
2	3.796	120.219	5.920	0.000	-	-	-	306.250	432.390
3	10.046	318.122	31.248	4.153	0.000	-	-	306.250	659.772
4	20.038	634.521	82.687	21.919	3.306	0.000	-	306.250	1048.683
5	48.459	1534.512	164.925	58.003	17.450	2.792	0.000	306.250	2083.932
6	47.140	1492.724	398.852	115.691	46.176	14.736	2.440	306.250	2376.869
7	41.601	1317.326	387.990	279.785	92.102	38.994	12.881	306.250	2435.327
8	36.712	1162.537	342.401	272.166	222.737	77.777	34.085	306.250	2417.952
9	32.399	1025.936	302.168	240.186	216.671	188.094	67.986	306.250	2347.291
10	28.592	905.387	266.662	211.963	191.212	182.972	164.415	306.250	2228.861
11	25.232	799.002	235.329	187.057	168.744	161.472	159.937	306.250	2017.792
12	22.267	705.117	207.677	165.077	148.916	142.499	141.144	306.250	1816.682
13	19.651	622.265	183.275	145.681	131.418	125.755	124.560	306.250	1639.203
14	17.342	549.147	161.740	128.563	115.976	110.978	109.924	306.250	1482.578
15	15.304	484.621	142.735	113.456	102.349	97.938	97.007	306.250	1344.357
16	13.841	438.303	125.963	100.125	90.323	86.430	85.609	306.250	1233.003
17	12.735	403.259	113.924	88.360	79.710	76.275	75.550	306.250	1143.327
18	11.717	371.016	104.815	79.915	70.344	67.312	66.672	306.250	1066.325
19	10.780	341.352	96.435	73.525	63.620	59.403	58.838	306.250	999.423
20	9.918	314.059	88.724	67.647	58.534	53.725	51.925	306.250	940.863
21	9.125	288.948	81.630	62.238	53.854	49.430	46.962	306.250	889.312
22	8.395	265.845	75.104	57.262	49.548	45.478	43.207	306.250	842.693
23	7.724	244.590	69.099	52.683	45.586	41.841	39.752	306.250	799.802
24	7.106	225.034	63.574	48.471	41.941	38.496	36.574	306.250	760.340
25	6.538	207.041	58.491	44.596	38.588	35.418	33.650	306.250	724.033
26	6.016	190.487	53.814	41.030	35.503	32.586	30.959	306.250	690.629
27	5.535	175.257	49.512	37.749	32.664	29.981	28.484	306.250	659.896
28	5.092	161.244	45.553	34.731	30.052	27.584	26.207	306.250	631.621
29	4.685	148.352	41.911	31.954	27.650	25.378	24.111	306.250	605.606
30	4.323	136.893	38.560	29.399	25.439	23.349	22.183	306.250	582.073
31	4.061	128.599	35.581	27.049	23.405	21.482	20.410	306.250	562.775
32	3.815	120.807	33.426	24.959	21.534	19.765	18.778	306.250	545.518
33	3.584	113.488	31.400	23.447	19.870	18.184	17.276	306.250	529.917
34	3.367	106.612	29.498	22.027	18.666	16.780	15.895	306.250	515.728



Lanjutan Tabel 4.36

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 20 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₅ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		31.666	8.231	5.774	4.596	3.881	3.393		
35	3.163	100.153	27.711	20.692	17.535	15.763	14.667	306.250	502.772
36	2.971	94.085	26.032	19.438	16.473	14.808	13.779	306.250	490.865
37	2.791	88.385	24.455	18.261	15.475	13.911	12.944	306.250	479.680
38	2.622	83.030	22.973	17.154	14.537	13.068	12.160	306.250	469.172
39	2.463	77.999	21.581	16.115	13.657	12.276	11.423	306.250	459.301
40	2.314	73.274	20.274	15.139	12.829	11.533	10.731	306.250	450.029
41	2.174	68.834	19.045	14.221	12.052	10.834	10.081	306.250	441.318
42	2.042	64.664	17.891	13.360	11.322	10.177	9.470	306.250	433.134
43	1.918	60.746	16.807	12.550	10.636	9.561	8.896	306.250	425.447
44	1.802	57.066	15.789	11.790	9.991	8.982	8.357	306.250	418.225
45	1.693	53.608	14.833	11.076	9.386	8.437	7.851	306.250	411.441
46	1.590	50.360	13.934	10.405	8.817	7.926	7.375	306.250	405.068
47	1.494	47.309	13.090	9.774	8.283	7.446	6.928	306.250	399.081
48	1.403	44.443	12.297	9.182	7.781	6.995	6.509	306.250	393.457
49	1.318	41.750	11.552	8.626	7.310	6.571	6.114	306.250	388.173
50	1.239	39.221	10.852	8.103	6.867	6.173	5.744	306.250	383.210
51	1.164	36.845	10.194	7.612	6.451	5.799	5.396	306.250	378.547
52	1.093	34.612	9.577	7.151	6.060	5.448	5.069	306.250	374.167
53	1.027	32.515	8.996	6.718	5.693	5.118	4.762	306.250	370.052
54	0.965	30.545	8.451	6.311	5.348	4.808	4.473	306.250	366.186
55	0.906	28.695	7.939	5.928	5.024	4.516	4.202	306.250	362.555
56	0.851	26.956	7.458	5.569	4.720	4.243	3.948	306.250	359.144
57	0.800	25.323	7.006	5.232	4.434	3.986	3.709	306.250	355.939
58	0.751	23.789	6.582	4.915	4.165	3.744	3.484	306.250	352.929
59	0.706	22.347	6.183	4.617	3.913	3.517	3.273	306.250	350.100
60	0.663	20.993	5.809	4.337	3.676	3.304	3.074	306.250	347.444
61	0.623	19.722	5.457	4.075	3.453	3.104	2.888	306.250	344.948
62	0.585	18.527	5.126	3.828	3.244	2.916	2.713	306.250	342.603
63	0.550	17.404	4.815	3.596	3.047	2.739	2.549	306.250	340.401
64	0.516	16.350	4.524	3.378	2.863	2.573	2.394	306.250	338.332
65	0.485	15.359	4.250	3.173	2.689	2.417	2.249	306.250	336.388
66	0.456	14.429	3.992	2.981	2.526	2.271	2.113	306.250	334.562
67	0.428	13.554	3.750	2.800	2.373	2.133	1.985	306.250	332.847
68	0.402	12.733	3.523	2.631	2.229	2.004	1.865	306.250	331.235
69	0.378	11.962	3.310	2.471	2.094	1.883	1.752	306.250	329.722
70	0.355	11.237	3.109	2.322	1.967	1.769	1.646	306.250	328.300
71	0.333	10.556	2.921	2.181	1.848	1.661	1.546	306.250	326.964
72	0.313	9.917	2.744	2.049	1.736	1.561	1.452	306.250	325.709
73	0.294	9.316	2.578	1.925	1.631	1.466	1.364	306.250	324.530
74	0.276	8.751	2.421	1.808	1.532	1.377	1.282	306.250	323.422
75	0.260	8.221	2.275	1.699	1.439	1.294	1.204	306.250	322.382
76	0.244	7.723	2.137	1.596	1.352	1.216	1.131	306.250	321.404
77	0.229	7.255	2.007	1.499	1.270	1.142	1.063	306.250	320.486
78	0.215	6.816	1.886	1.408	1.193	1.073	0.998	306.250	319.624
79	0.202	6.403	1.772	1.323	1.121	1.008	0.938	306.250	318.814
80	0.190	6.015	1.664	1.243	1.053	0.947	0.881	306.250	318.052
81	0.178	5.650	1.563	1.167	0.989	0.889	0.827	306.250	317.337
82	0.168	5.308	1.469	1.097	0.929	0.835	0.777	306.250	316.666
83	0.157	4.986	1.380	1.030	0.873	0.785	0.730	306.250	316.034
84	0.148	4.684	1.296	0.968	0.820	0.737	0.686	306.250	315.442
85	0.000	0.000	1.218	0.909	0.770	0.693	0.644	306.250	310.484
86	0.000	0.000	0.000	0.854	0.724	0.651	0.605	306.250	309.084
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.680	0.611	0.569	306.250	308.110
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.574	0.534	306.250	307.358
89	0.003	0.091	0.000	0.000	0.000	0.000	0.502	306.250	306.843
90	0.003	0.086	0.024	0.000	0.000	0.000	0.000	306.250	306.360
Q maksimum									2435.327

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

Tabel 4.37

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		33.347	8.668	6.080	4.840	4.088	3.573		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	306.250	306.250
1	0.719	23.987	0.000	-	-	-	-	306.250	330.237
2	3.796	126.603	6.235	0.000	-	-	-	306.250	439.087
3	10.046	335.014	32.907	4.373	0.000	-	-	306.250	678.544
4	20.038	668.214	87.077	23.083	3.482	0.000	-	306.250	1088.106
5	48.459	1615.993	173.683	61.082	18.377	2.940	0.000	306.250	2178.325
6	47.140	1571.986	420.031	121.834	48.628	15.518	2.570	306.250	2486.817
7	41.601	1387.274	408.592	294.641	96.992	41.065	13.565	306.250	2548.379
8	36.712	1224.267	360.582	286.617	234.564	81.907	35.895	306.250	2530.081
9	32.399	1080.413	318.213	252.939	228.176	198.082	71.596	306.250	2455.668
10	28.592	953.462	280.822	223.218	201.365	192.687	173.145	306.250	2330.950
11	25.232	841.428	247.825	196.990	177.704	170.046	168.430	306.250	2108.673
12	22.267	742.558	218.705	173.843	156.824	150.065	148.639	306.250	1896.884
13	19.651	655.306	193.007	153.416	138.397	132.432	131.174	306.250	1709.981
14	17.342	578.306	170.328	135.389	122.135	116.871	115.761	306.250	1545.040
15	15.304	510.354	150.314	119.481	107.784	103.139	102.158	306.250	1399.480
16	13.841	461.577	132.652	105.442	95.119	91.020	90.155	306.250	1282.213
17	12.735	424.671	119.973	93.052	83.942	80.325	79.561	306.250	1187.775
18	11.717	390.717	110.381	84.158	74.079	70.886	70.213	306.250	1106.684
19	10.780	359.477	101.555	77.430	66.999	62.557	61.962	306.250	1036.230
20	9.918	330.735	93.436	71.239	61.642	56.578	54.682	306.250	974.561
21	9.125	304.291	85.965	65.543	56.713	52.054	49.456	306.250	920.272
22	8.395	279.962	79.092	60.302	52.179	47.892	45.501	306.250	871.178
23	7.724	257.577	72.768	55.481	48.007	44.063	41.863	306.250	826.009
24	7.106	236.983	66.950	51.045	44.168	40.540	38.516	306.250	784.452
25	6.538	218.035	61.597	46.964	40.637	37.299	35.437	306.250	746.217
26	6.016	200.602	56.672	43.209	37.388	34.316	32.603	306.250	711.040
27	5.535	184.563	52.141	39.754	34.398	31.573	29.996	306.250	678.675
28	5.092	169.806	47.972	36.575	31.648	29.048	27.598	306.250	648.898
29	4.685	156.229	44.136	33.651	29.118	26.726	25.391	306.250	621.501
30	4.323	144.161	40.607	30.960	26.790	24.589	23.361	306.250	596.719
31	4.061	135.427	37.471	28.485	24.648	22.623	21.493	306.250	576.397
32	3.815	127.222	35.200	26.285	22.677	20.814	19.775	306.250	558.223
33	3.584	119.514	33.068	24.692	20.925	19.150	18.194	306.250	541.793
34	3.367	112.273	31.064	23.196	19.657	17.671	16.739	306.250	526.851
35	3.163	105.471	29.182	21.791	18.466	16.600	15.446	306.250	513.207
36	2.971	99.081	27.414	20.471	17.348	15.594	14.510	306.250	500.668
37	2.791	93.078	25.753	19.230	16.297	14.650	13.631	306.250	488.889
38	2.622	87.439	24.193	18.065	15.309	13.762	12.805	306.250	477.823
39	2.463	82.141	22.727	16.971	14.382	12.928	12.029	306.250	467.428
40	2.314	77.164	21.350	15.943	13.510	12.145	11.301	306.250	457.663
41	2.174	72.489	20.057	14.977	12.692	11.409	10.616	306.250	448.490
42	2.042	68.097	18.842	14.069	11.923	10.718	9.973	306.250	439.872
43	1.918	63.972	17.700	13.217	11.201	10.069	9.369	306.250	431.776
44	1.802	60.096	16.628	12.416	10.522	9.458	8.801	306.250	424.171
45	1.693	56.455	15.620	11.664	9.884	8.885	8.268	306.250	417.027
46	1.590	53.034	14.674	10.957	9.286	8.347	7.767	306.250	410.315

Lanjutan Tabel 4.37

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 25 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₅₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		33.347	8.668	6.080	4.840	4.088	3.573		
47	1.494	49.821	13.785	10.293	8.723	7.841	7.296	306.250	404.010
48	1.403	46.803	12.950	9.670	8.195	7.366	6.854	306.250	398.087
49	1.318	43.967	12.165	9.084	7.698	6.920	6.439	306.250	392.523
50	1.239	41.303	11.428	8.533	7.232	6.501	6.049	306.250	387.296
51	1.164	38.801	10.736	8.016	6.794	6.107	5.682	306.250	382.386
52	1.093	36.450	10.085	7.531	6.382	5.737	5.338	306.250	377.773
53	1.027	34.242	9.474	7.075	5.995	5.389	5.015	306.250	373.440
54	0.965	32.167	8.900	6.646	5.632	5.063	4.711	306.250	369.369
55	0.906	30.218	8.361	6.243	5.291	4.756	4.425	306.250	365.545
56	0.851	28.387	7.854	5.865	4.970	4.468	4.157	306.250	361.952
57	0.800	26.668	7.378	5.510	4.669	4.197	3.905	306.250	358.577
58	0.751	25.052	6.931	5.176	4.386	3.943	3.669	306.250	355.407
59	0.706	23.534	6.512	4.862	4.120	3.704	3.447	306.250	352.429
60	0.663	22.108	6.117	4.568	3.871	3.480	3.238	306.250	349.631
61	0.623	20.769	5.746	4.291	3.636	3.269	3.042	306.250	347.003
62	0.585	19.510	5.398	4.031	3.416	3.071	2.857	306.250	344.534
63	0.550	18.328	5.071	3.787	3.209	2.885	2.684	306.250	342.214
64	0.516	17.218	4.764	3.557	3.015	2.710	2.522	306.250	340.035
65	0.485	16.175	4.475	3.342	2.832	2.546	2.369	306.250	337.988
66	0.456	15.195	4.204	3.139	2.660	2.392	2.225	306.250	336.065
67	0.428	14.274	3.949	2.949	2.499	2.247	2.090	306.250	334.259
68	0.402	13.409	3.710	2.770	2.348	2.111	1.964	306.250	332.562
69	0.378	12.597	3.485	2.603	2.206	1.983	1.845	306.250	330.968
70	0.355	11.834	3.274	2.445	2.072	1.863	1.733	306.250	329.470
71	0.333	11.117	3.076	2.297	1.946	1.750	1.628	306.250	328.064
72	0.313	10.443	2.889	2.158	1.828	1.644	1.529	306.250	326.742
73	0.294	9.811	2.714	2.027	1.718	1.544	1.437	306.250	325.500
74	0.276	9.216	2.550	1.904	1.614	1.451	1.350	306.250	324.334
75	0.260	8.658	2.395	1.789	1.516	1.363	1.268	306.250	323.238
76	0.244	8.133	2.250	1.680	1.424	1.280	1.191	306.250	322.209
77	0.229	7.640	2.114	1.579	1.338	1.203	1.119	306.250	321.242
78	0.215	7.178	1.986	1.483	1.257	1.130	1.051	306.250	320.334
79	0.202	6.743	1.866	1.393	1.181	1.061	0.987	306.250	319.481
80	0.190	6.334	1.753	1.309	1.109	0.997	0.928	306.250	318.679
81	0.178	5.950	1.646	1.229	1.042	0.937	0.871	306.250	317.926
82	0.168	5.590	1.547	1.155	0.979	0.880	0.819	306.250	317.219
83	0.157	5.251	1.453	1.085	0.919	0.826	0.769	306.250	316.554
84	0.148	4.933	1.365	1.019	0.864	0.776	0.722	306.250	315.930
85	0.000	0.000	1.282	0.957	0.811	0.729	0.679	306.250	310.709
86	0.000	0.000	0.000	0.899	0.762	0.685	0.638	306.250	309.234
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.716	0.644	0.599	306.250	308.209
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.605	0.563	306.250	307.417
89	0.003	0.096	0.000	0.000	0.000	0.000	0.529	306.250	306.875
90	0.003	0.090	0.025	0.000	0.000	0.000	0.000	306.250	306.365
Q maksimum									2548.379

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.38

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	306.250	306.250
1	0.719	25.184	0.000	-	-	-	-	306.250	331.434
2	3.796	132.923	6.546	0.000	-	-	-	306.250	445.719
3	10.046	351.739	34.550	4.592	0.000	-	-	306.250	697.130
4	20.038	701.573	91.424	24.236	3.656	0.000	-	306.250	1127.139
5	48.459	1696.669	182.354	64.132	19.294	3.087	0.000	306.250	2271.785
6	47.140	1650.465	441.000	127.917	51.055	16.293	2.698	306.250	2595.678
7	41.601	1456.532	428.990	309.350	101.835	43.115	14.242	306.250	2660.314
8	36.712	1285.386	378.583	300.926	246.274	85.996	37.687	306.250	2641.102
9	32.399	1134.350	334.099	265.567	239.568	207.970	75.170	306.250	2562.974
10	28.592	1001.062	294.842	234.362	211.418	202.307	181.789	306.250	2432.029
11	25.232	883.435	260.197	206.824	186.576	178.535	176.839	306.250	2198.656
12	22.267	779.629	229.623	182.522	164.653	157.557	156.060	306.250	1976.294
13	19.651	688.021	202.642	161.075	145.306	139.044	137.722	306.250	1780.060
14	17.342	607.177	178.831	142.148	128.232	122.706	121.540	306.250	1606.884
15	15.304	535.833	157.818	125.446	113.164	108.288	107.259	306.250	1454.057
16	13.841	484.620	139.274	110.706	99.867	95.564	94.655	306.250	1330.936
17	12.735	445.872	125.963	97.697	88.133	84.335	83.533	306.250	1231.783
18	11.717	410.223	115.892	88.360	77.777	74.425	73.718	306.250	1146.644
19	10.780	377.423	106.625	81.295	70.343	65.680	65.056	306.250	1072.673
20	9.918	347.246	98.100	74.795	64.719	59.403	57.412	306.250	1007.925
21	9.125	319.482	90.257	68.815	59.544	54.653	51.924	306.250	950.926
22	8.395	293.938	83.040	63.313	54.784	50.283	47.773	306.250	899.381
23	7.724	270.436	76.401	58.251	50.403	46.263	43.953	306.250	851.957
24	7.106	248.814	70.292	53.593	46.373	42.564	40.439	306.250	808.325
25	6.538	228.920	64.672	49.308	42.666	39.161	37.206	306.250	768.182
26	6.016	210.617	59.501	45.366	39.254	36.030	34.231	306.250	731.248
27	5.535	193.777	54.744	41.739	36.116	33.149	31.494	306.250	697.267
28	5.092	178.283	50.367	38.401	33.228	30.499	28.976	306.250	666.004
29	4.685	164.029	46.340	35.331	30.571	28.060	26.659	306.250	637.240
30	4.323	151.358	42.634	32.506	28.127	25.816	24.528	306.250	611.220
31	4.061	142.188	39.341	29.907	25.878	23.752	22.566	306.250	589.883
32	3.815	133.573	36.958	27.597	23.809	21.853	20.762	306.250	570.802
33	3.584	125.481	34.719	25.925	21.970	20.106	19.102	306.250	553.552
34	3.367	117.878	32.615	24.354	20.639	18.553	17.575	306.250	537.864
35	3.163	110.736	30.639	22.879	19.388	17.429	16.217	306.250	523.539
36	2.971	104.027	28.783	21.493	18.214	16.373	15.235	306.250	510.374
37	2.791	97.725	27.039	20.190	17.110	15.381	14.312	306.250	498.007
38	2.622	91.804	25.401	18.967	16.074	14.449	13.445	306.250	486.389
39	2.463	86.242	23.862	17.818	15.100	13.574	12.630	306.250	475.475
40	2.314	81.017	22.416	16.738	14.185	12.751	11.865	306.250	465.222
41	2.174	76.108	21.058	15.724	13.325	11.979	11.146	306.250	455.591
42	2.042	71.497	19.782	14.772	12.518	11.253	10.471	306.250	446.543
43	1.918	67.165	18.584	13.877	11.760	10.571	9.836	306.250	438.043
44	1.802	63.096	17.458	13.036	11.047	9.931	9.240	306.250	430.058
45	1.693	59.273	16.400	12.246	10.378	9.329	8.681	306.250	422.557
46	1.590	55.682	15.406	11.504	9.749	8.764	8.155	306.250	415.510

Lanjutan Tabel 4.38
Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 50 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		35.012	9.100	6.384	5.082	4.292	3.751		
47	1.494	52.309	14.473	10.807	9.158	8.233	7.661	306.250	408.891
48	1.403	49.139	13.596	10.152	8.604	7.734	7.196	306.250	402.672
49	1.318	46.162	12.772	9.537	8.082	7.265	6.760	306.250	396.830
50	1.239	43.365	11.999	8.959	7.593	6.825	6.351	306.250	391.342
51	1.164	40.738	11.272	8.417	7.133	6.412	5.966	306.250	386.187
52	1.093	38.270	10.589	7.907	6.701	6.023	5.605	306.250	381.344
53	1.027	35.951	9.947	7.428	6.295	5.658	5.265	306.250	376.794
54	0.965	33.773	9.344	6.978	5.913	5.316	4.946	306.250	372.520
55	0.906	31.727	8.778	6.555	5.555	4.993	4.646	306.250	368.505
56	0.851	29.805	8.246	6.158	5.218	4.691	4.365	306.250	364.733
57	0.800	27.999	7.747	5.785	4.902	4.407	4.100	306.250	361.190
58	0.751	26.303	7.278	5.434	4.605	4.140	3.852	306.250	357.861
59	0.706	24.709	6.837	5.105	4.326	3.889	3.619	306.250	354.734
60	0.663	23.212	6.422	4.796	4.064	3.653	3.399	306.250	351.797
61	0.623	21.806	6.033	4.505	3.818	3.432	3.193	306.250	349.037
62	0.585	20.484	5.668	4.232	3.587	3.224	3.000	306.250	346.445
63	0.550	19.243	5.324	3.976	3.369	3.029	2.818	306.250	344.010
64	0.516	18.078	5.002	3.735	3.165	2.845	2.647	306.250	341.722
65	0.485	16.982	4.699	3.509	2.973	2.673	2.487	306.250	339.573
66	0.456	15.953	4.414	3.296	2.793	2.511	2.336	306.250	337.554
67	0.428	14.987	4.147	3.096	2.624	2.359	2.195	306.250	335.657
68	0.402	14.079	3.895	2.909	2.465	2.216	2.062	306.250	333.876
69	0.378	13.226	3.659	2.733	2.316	2.082	1.937	306.250	332.202
70	0.355	12.425	3.438	2.567	2.175	1.955	1.820	306.250	330.630
71	0.333	11.672	3.229	2.411	2.044	1.837	1.709	306.250	329.153
72	0.313	10.965	3.034	2.265	1.920	1.726	1.606	306.250	327.765
73	0.294	10.300	2.850	2.128	1.803	1.621	1.508	306.250	326.461
74	0.276	9.676	2.677	1.999	1.694	1.523	1.417	306.250	325.237
75	0.260	9.090	2.515	1.878	1.592	1.431	1.331	306.250	324.087
76	0.244	8.539	2.363	1.764	1.495	1.344	1.251	306.250	323.006
77	0.229	8.022	2.220	1.657	1.405	1.263	1.175	306.250	321.991
78	0.215	7.536	2.085	1.557	1.319	1.186	1.104	306.250	321.037
79	0.202	7.079	1.959	1.463	1.239	1.114	1.037	306.250	320.141
80	0.190	6.650	1.840	1.374	1.164	1.047	0.974	306.250	319.300
81	0.178	6.247	1.729	1.291	1.094	0.983	0.915	306.250	318.509
82	0.168	5.869	1.624	1.213	1.028	0.924	0.860	306.250	317.766
83	0.157	5.513	1.525	1.139	0.965	0.868	0.807	306.250	317.068
84	0.148	5.179	1.433	1.070	0.907	0.815	0.759	306.250	316.413
85	0.000	0.000	1.346	1.005	0.852	0.766	0.713	306.250	310.932
86	0.000	0.000	0.000	0.944	0.800	0.719	0.669	306.250	309.383
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.752	0.676	0.629	306.250	308.306
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.635	0.591	306.250	307.476
89	0.003	0.101	0.000	0.000	0.000	0.000	0.555	306.250	306.906
90	0.003	0.095	0.026	0.000	0.000	0.000	0.000	306.250	306.371
Q maksimum									2660.314

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.39

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		36.673	9.532	6.686	5.323	4.495	3.929		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	306.250	306.250
1	0.719	26.379	0.000	-	-	-	-	306.250	332.629
2	3.796	139.228	6.856	0.000	-	-	-	306.250	452.334
3	10.046	368.421	36.188	4.810	0.000	-	-	306.250	715.669
4	20.038	734.848	95.760	25.385	3.829	0.000	-	306.250	1166.072
5	48.459	1777.139	191.002	67.174	20.209	3.233	0.000	306.250	2365.008
6	47.140	1728.744	461.916	133.983	53.477	17.066	2.826	306.250	2704.262
7	41.601	1525.613	449.337	324.022	106.664	45.159	14.918	306.250	2771.963
8	36.712	1346.350	396.539	315.199	257.955	90.075	39.474	306.250	2751.841
9	32.399	1188.151	349.945	278.162	250.930	217.834	78.735	306.250	2670.007
10	28.592	1048.541	308.825	245.477	221.445	211.902	190.411	306.250	2532.852
11	25.232	925.335	272.538	216.633	195.425	187.003	185.226	306.250	2288.410
12	22.267	816.606	240.514	191.178	172.462	165.030	163.461	306.250	2055.502
13	19.651	720.653	212.253	168.715	152.197	145.638	144.254	306.250	1849.961
14	17.342	635.975	187.313	148.890	134.314	128.526	127.304	306.250	1668.572
15	15.304	561.246	165.303	131.395	118.532	113.424	112.346	306.250	1508.496
16	13.841	507.605	145.880	115.956	104.604	100.096	99.145	306.250	1379.536
17	12.735	467.019	131.937	102.331	92.313	88.335	87.495	306.250	1275.680
18	11.717	429.679	121.388	92.551	81.466	77.955	77.214	306.250	1186.503
19	10.780	395.324	111.683	85.151	73.680	68.795	68.141	306.250	1109.023
20	9.918	363.716	102.753	78.343	67.789	62.220	60.135	306.250	1041.205
21	9.125	334.635	94.537	72.079	62.369	57.245	54.387	306.250	981.502
22	8.395	307.879	86.979	66.316	57.382	52.668	50.039	306.250	927.512
23	7.724	283.263	80.024	61.013	52.794	48.457	46.038	306.250	877.839
24	7.106	260.615	73.626	56.135	48.573	44.583	42.357	306.250	832.138
25	6.538	239.777	67.739	51.647	44.689	41.018	38.970	306.250	790.091
26	6.016	220.606	62.323	47.517	41.116	37.739	35.854	306.250	751.405
27	5.535	202.967	57.340	43.718	37.829	34.721	32.988	306.250	715.813
28	5.092	186.739	52.755	40.223	34.804	31.945	30.350	306.250	683.066
29	4.685	171.808	48.537	37.007	32.021	29.391	27.923	306.250	652.938
30	4.323	158.537	44.657	34.048	29.461	27.041	25.691	306.250	625.684
31	4.061	148.932	41.207	31.325	27.105	24.879	23.637	306.250	603.336
32	3.815	139.909	38.711	28.906	24.938	22.890	21.747	306.250	583.350
33	3.584	131.432	36.365	27.154	23.012	21.060	20.008	306.250	565.281
34	3.367	123.469	34.162	25.509	21.618	19.433	18.408	306.250	548.849
35	3.163	115.989	32.092	23.964	20.308	18.255	16.986	306.250	533.844
36	2.971	108.961	30.148	22.512	19.078	17.149	15.957	306.250	520.055
37	2.791	102.360	28.321	21.148	17.922	16.110	14.990	306.250	507.102
38	2.622	96.158	26.605	19.867	16.836	15.134	14.082	306.250	494.933
39	2.463	90.332	24.993	18.663	15.816	14.217	13.229	306.250	483.501
40	2.314	84.859	23.479	17.532	14.858	13.356	12.428	306.250	472.762
41	2.174	79.718	22.057	16.470	13.957	12.547	11.675	306.250	462.674
42	2.042	74.888	20.720	15.472	13.112	11.787	10.967	306.250	453.197
43	1.918	70.351	19.465	14.535	12.317	11.073	10.303	306.250	444.294
44	1.802	66.089	18.286	13.654	11.571	10.402	9.679	306.250	435.930
45	1.693	62.085	17.178	12.827	10.870	9.771	9.092	306.250	428.073
46	1.590	58.323	16.137	12.050	10.212	9.179	8.541	306.250	420.692

Lanjutan Tabel 4.39

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 100 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₂₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		36.673	9.532	6.686	5.323	4.495	3.929		
47	1.494	54.789	15.159	11.320	9.593	8.623	8.024	306.250	413.759
48	1.403	51.470	14.241	10.634	9.012	8.101	7.538	306.250	407.245
49	1.318	48.352	13.378	9.990	8.466	7.610	7.081	306.250	401.126
50	1.239	45.422	12.568	9.384	7.953	7.149	6.652	306.250	395.378
51	1.164	42.670	11.806	8.816	7.471	6.716	6.249	306.250	389.978
52	1.093	40.085	11.091	8.282	7.018	6.309	5.870	306.250	384.905
53	1.027	37.656	10.419	7.780	6.593	5.927	5.515	306.250	380.140
54	0.965	35.375	9.788	7.309	6.194	5.568	5.181	306.250	375.663
55	0.906	33.232	9.195	6.866	5.818	5.230	4.867	306.250	371.458
56	0.851	31.218	8.638	6.450	5.466	4.913	4.572	306.250	367.507
57	0.800	29.327	8.114	6.059	5.135	4.616	4.295	306.250	363.796
58	0.751	27.550	7.623	5.692	4.824	4.336	4.035	306.250	360.309
59	0.706	25.881	7.161	5.347	4.531	4.073	3.790	306.250	357.034
60	0.663	24.313	6.727	5.023	4.257	3.827	3.561	306.250	353.957
61	0.623	22.840	6.319	4.719	3.999	3.595	3.345	306.250	351.067
62	0.585	21.456	5.937	4.433	3.757	3.377	3.142	306.250	348.351
63	0.550	20.156	5.577	4.164	3.529	3.172	2.952	306.250	345.801
64	0.516	18.935	5.239	3.912	3.315	2.980	2.773	306.250	343.404
65	0.485	17.788	4.922	3.675	3.114	2.800	2.605	306.250	341.153
66	0.456	16.710	4.623	3.452	2.926	2.630	2.447	306.250	339.039
67	0.428	15.698	4.343	3.243	2.748	2.471	2.299	306.250	337.052
68	0.402	14.747	4.080	3.047	2.582	2.321	2.160	306.250	335.186
69	0.378	13.853	3.833	2.862	2.425	2.180	2.029	306.250	333.433
70	0.355	13.014	3.601	2.689	2.279	2.048	1.906	306.250	331.786
71	0.333	12.225	3.383	2.526	2.140	1.924	1.790	306.250	330.239
72	0.313	11.485	3.178	2.373	2.011	1.808	1.682	306.250	328.785
73	0.294	10.789	2.985	2.229	1.889	1.698	1.580	306.250	327.420
74	0.276	10.135	2.804	2.094	1.775	1.595	1.484	306.250	326.137
75	0.260	9.521	2.634	1.967	1.667	1.499	1.394	306.250	324.932
76	0.244	8.944	2.475	1.848	1.566	1.408	1.310	306.250	323.801
77	0.229	8.402	2.325	1.736	1.471	1.322	1.231	306.250	322.737
78	0.215	7.893	2.184	1.631	1.382	1.242	1.156	306.250	321.738
79	0.202	7.415	2.052	1.532	1.298	1.167	1.086	306.250	320.800
80	0.190	6.966	1.927	1.439	1.220	1.096	1.020	306.250	319.918
81	0.178	6.544	1.811	1.352	1.146	1.030	0.958	306.250	319.090
82	0.168	6.147	1.701	1.270	1.076	0.968	0.900	306.250	318.312
83	0.157	5.775	1.598	1.193	1.011	0.909	0.846	306.250	317.582
84	0.148	5.425	1.501	1.121	0.950	0.854	0.794	306.250	316.895
85	0.000	0.000	1.410	1.053	0.892	0.802	0.746	306.250	311.154
86	0.000	0.000	0.000	0.989	0.838	0.754	0.701	306.250	309.532
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.787	0.708	0.659	306.250	308.404
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.665	0.619	306.250	307.534
89	0.003	0.106	0.000	0.000	0.000	0.000	0.581	306.250	306.937
90	0.003	0.099	0.027	0.000	0.000	0.000	0.000	306.250	306.377
Q maksimum									2771.963

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.40

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Maksimal

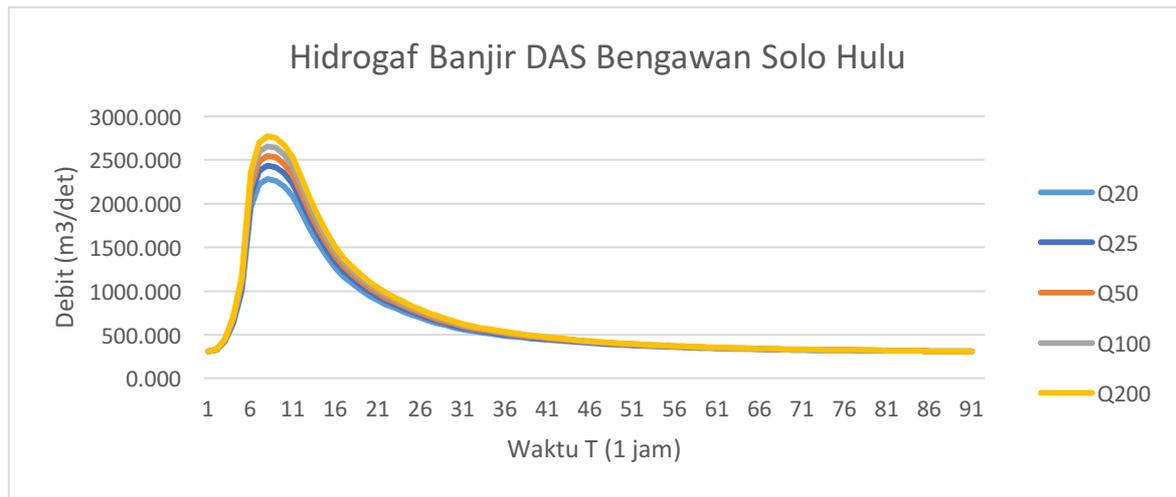
T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		40.597	10.552	7.402	5.893	4.976	4.350		
0	0.000	0.000	-	-	-	-	-	306.250	306.250
1	0.719	29.201	0.000	-	-	-	-	306.250	335.451
2	3.796	154.125	7.590	0.000	-	-	-	306.250	467.965
3	10.046	407.842	40.060	5.324	0.000	-	-	306.250	759.477
4	20.038	813.477	106.007	28.101	4.239	0.000	-	306.250	1258.074
5	48.459	1967.294	211.440	74.361	22.372	3.579	0.000	306.250	2585.296
6	47.140	1913.721	511.341	148.320	59.199	18.892	3.129	306.250	2960.851
7	41.601	1688.854	497.416	358.693	118.078	49.992	16.514	306.250	3035.797
8	36.712	1490.410	438.969	348.925	285.556	99.713	43.698	306.250	3013.521
9	32.399	1315.284	387.389	307.926	277.780	241.143	87.160	306.250	2922.931
10	28.592	1160.735	341.870	271.744	245.140	234.576	210.785	306.250	2771.100
11	25.232	1024.346	301.700	239.813	216.336	207.013	205.045	306.250	2500.503
12	22.267	903.984	266.249	211.635	190.916	182.688	180.952	306.250	2242.673
13	19.651	797.764	234.964	186.767	168.483	161.222	159.690	306.250	2015.139
14	17.342	704.025	207.356	164.822	148.686	142.278	140.926	306.250	1814.341
15	15.304	621.300	182.991	145.455	131.215	125.560	124.367	306.250	1637.137
16	13.841	561.919	161.489	128.363	115.797	110.806	109.753	306.250	1494.378
17	12.735	516.991	146.055	113.281	102.190	97.786	96.857	306.250	1379.410
18	11.717	475.655	134.377	102.454	90.183	86.296	85.476	306.250	1280.690
19	10.780	437.624	123.633	94.262	81.563	76.156	75.433	306.250	1194.921
20	9.918	402.634	113.748	86.725	75.042	68.878	66.569	306.250	1119.845
21	9.125	370.441	104.653	79.791	69.042	63.371	60.207	306.250	1053.754
22	8.395	340.823	96.285	73.411	63.522	58.304	55.393	306.250	993.988
23	7.724	313.572	88.587	67.542	58.443	53.642	50.964	306.250	939.000
24	7.106	288.500	81.504	62.142	53.770	49.353	46.889	306.250	888.408
25	6.538	265.433	74.987	57.173	49.471	45.407	43.140	306.250	841.862
26	6.016	244.211	68.992	52.602	45.516	41.777	39.691	306.250	799.037
27	5.535	224.685	63.476	48.396	41.876	38.436	36.517	306.250	759.636
28	5.092	206.720	58.400	44.526	38.528	35.363	33.598	306.250	723.386
29	4.685	190.192	53.731	40.966	35.448	32.536	30.911	306.250	690.034
30	4.323	175.501	49.435	37.691	32.613	29.934	28.440	306.250	659.864
31	4.061	164.868	45.616	34.677	30.006	27.541	26.166	306.250	635.124
32	3.815	154.879	42.853	31.999	27.607	25.339	24.074	306.250	613.000
33	3.584	145.495	40.256	30.060	25.474	23.313	22.149	306.250	592.998
34	3.367	136.680	37.817	28.239	23.931	21.512	20.378	306.250	574.808
35	3.163	128.399	35.526	26.528	22.481	20.209	18.804	306.250	558.197
36	2.971	120.620	33.374	24.921	21.119	18.984	17.665	306.250	542.933
37	2.791	113.312	31.352	23.411	19.839	17.834	16.594	306.250	528.593
38	2.622	106.447	29.452	21.992	18.637	16.754	15.589	306.250	515.122
39	2.463	99.998	27.668	20.660	17.508	15.739	14.645	306.250	502.467
40	2.314	93.939	25.992	19.408	16.447	14.785	13.757	306.250	490.579
41	2.174	88.248	24.417	18.232	15.451	13.889	12.924	306.250	479.411
42	2.042	82.901	22.937	17.128	14.515	13.048	12.141	306.250	468.920
43	1.918	77.879	21.548	16.090	13.635	12.257	11.405	306.250	459.064
44	1.802	73.160	20.242	15.115	12.809	11.515	10.714	306.250	449.806
45	1.693	68.728	19.016	14.199	12.033	10.817	10.065	306.250	441.108
46	1.590	64.564	17.864	13.339	11.304	10.162	9.455	306.250	432.938

Lanjutan Tabel 4.40

Perhitungan Debit Banjir Rancangan HSS Nakayasu Periode Ulang 200 Tahun Baseflow Maksimal

T (jam)	Q Unit Hidrograf Nakayasu (m ³ /det/mm)	CH neto Jam-Jaman (mm)						Qbaseflow (m ³ /det)	Q ₁₀₀₀ HSS Nakayasu (m ³ /det)
		R ₁	R ₂	R ₃	R ₄	R ₅	R ₆		
		40.597	10.552	7.402	5.893	4.976	4.350		
47	1.494	60.652	16.781	12.531	10.619	9.546	8.882	306.250	425.262
48	1.403	56.977	15.765	11.772	9.976	8.968	8.344	306.250	418.052
49	1.318	53.525	14.810	11.059	9.372	8.424	7.839	306.250	411.278
50	1.239	50.282	13.912	10.389	8.804	7.914	7.364	306.250	404.915
51	1.164	47.236	13.069	9.759	8.270	7.434	6.918	306.250	398.937
52	1.093	44.374	12.278	9.168	7.769	6.984	6.499	306.250	393.321
53	1.027	41.686	11.534	8.612	7.299	6.561	6.105	306.250	388.046
54	0.965	39.160	10.835	8.091	6.856	6.163	5.735	306.250	383.090
55	0.906	36.787	10.179	7.600	6.441	5.790	5.387	306.250	378.435
56	0.851	34.559	9.562	7.140	6.051	5.439	5.061	306.250	374.061
57	0.800	32.465	8.983	6.707	5.684	5.110	4.754	306.250	369.953
58	0.751	30.498	8.438	6.301	5.340	4.800	4.466	306.250	366.093
59	0.706	28.650	7.927	5.919	5.016	4.509	4.196	306.250	362.468
60	0.663	26.914	7.447	5.561	4.712	4.236	3.942	306.250	359.062
61	0.623	25.284	6.996	5.224	4.427	3.979	3.703	306.250	355.862
62	0.585	23.752	6.572	4.907	4.159	3.738	3.478	306.250	352.856
63	0.550	22.313	6.174	4.610	3.907	3.512	3.268	306.250	350.033
64	0.516	20.961	5.800	4.331	3.670	3.299	3.070	306.250	347.380
65	0.485	19.691	5.448	4.068	3.448	3.099	2.884	306.250	344.888
66	0.456	18.498	5.118	3.822	3.239	2.911	2.709	306.250	342.547
67	0.428	17.377	4.808	3.590	3.043	2.735	2.545	306.250	340.348
68	0.402	16.324	4.517	3.373	2.858	2.569	2.391	306.250	338.282
69	0.378	15.335	4.243	3.168	2.685	2.414	2.246	306.250	336.341
70	0.355	14.406	3.986	2.976	2.522	2.267	2.110	306.250	334.518
71	0.333	13.533	3.744	2.796	2.370	2.130	1.982	306.250	332.806
72	0.313	12.714	3.518	2.627	2.226	2.001	1.862	306.250	331.197
73	0.294	11.943	3.305	2.468	2.091	1.880	1.749	306.250	329.685
74	0.276	11.220	3.104	2.318	1.964	1.766	1.643	306.250	328.265
75	0.260	10.540	2.916	2.178	1.845	1.659	1.544	306.250	326.932
76	0.244	9.901	2.740	2.046	1.734	1.558	1.450	306.250	325.679
77	0.229	9.301	2.574	1.922	1.629	1.464	1.362	306.250	324.501
78	0.215	8.738	2.418	1.805	1.530	1.375	1.280	306.250	323.396
79	0.202	8.208	2.271	1.696	1.437	1.292	1.202	306.250	322.357
80	0.190	7.711	2.134	1.593	1.350	1.214	1.129	306.250	321.381
81	0.178	7.244	2.004	1.497	1.268	1.140	1.061	306.250	320.464
82	0.168	6.805	1.883	1.406	1.191	1.071	0.997	306.250	319.603
83	0.157	6.393	1.769	1.321	1.119	1.006	0.936	306.250	318.794
84	0.148	6.005	1.662	1.241	1.051	0.945	0.879	306.250	318.034
85	0.000	0.000	1.561	1.166	0.988	0.888	0.826	306.250	311.678
86	0.000	0.000	0.000	1.095	0.928	0.834	0.776	306.250	309.883
87	0.000	0.000	0.000	0.000	0.872	0.784	0.729	306.250	308.634
88	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.736	0.685	306.250	307.671
89	0.003	0.117	0.000	0.000	0.000	0.000	0.643	306.250	307.011
90	0.003	0.110	0.030	0.000	0.000	0.000	0.000	306.250	306.390
Q maksimum									3035.797

Sumber: Hasil perhitungan, 2018



Gambar 4.6 Grafik Hidrograf Banjir DAS Bengawan Solo Hulu Baseflow Maksimal

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.41

Rekapitulasi Qrancangan Tiap Keadaan

Qrancangan	Debit (m ³ /det)	
	Rata-rata	Maksimal
Q20	2016.475	2280.774
Q25	2171.028	2435.327
Q50	2284.080	2548.379
Q100	2396.015	2660.314
Q200	2507.665	2771.963

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

4.2 Analisa Hidrolika Dengan Menggunakan HEC-RAS 5.01

4.2.1 Data Geometri

Geometri Potongan Melintang

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai adalah

- Data potongan melintang sungai

Dalam studi ini potongan melintang pada Sungai Bengawan Solo dari patok 625 - 710

- Panjang antar potongan melintang

Jarak jangkauan antar *section* ini dibedakan untuk sisi kiri, kanan, dan sungai utama.

- Koefisien Manning

Nilai koefisien manning yang digunkana pada studi ini adalah 0,05.

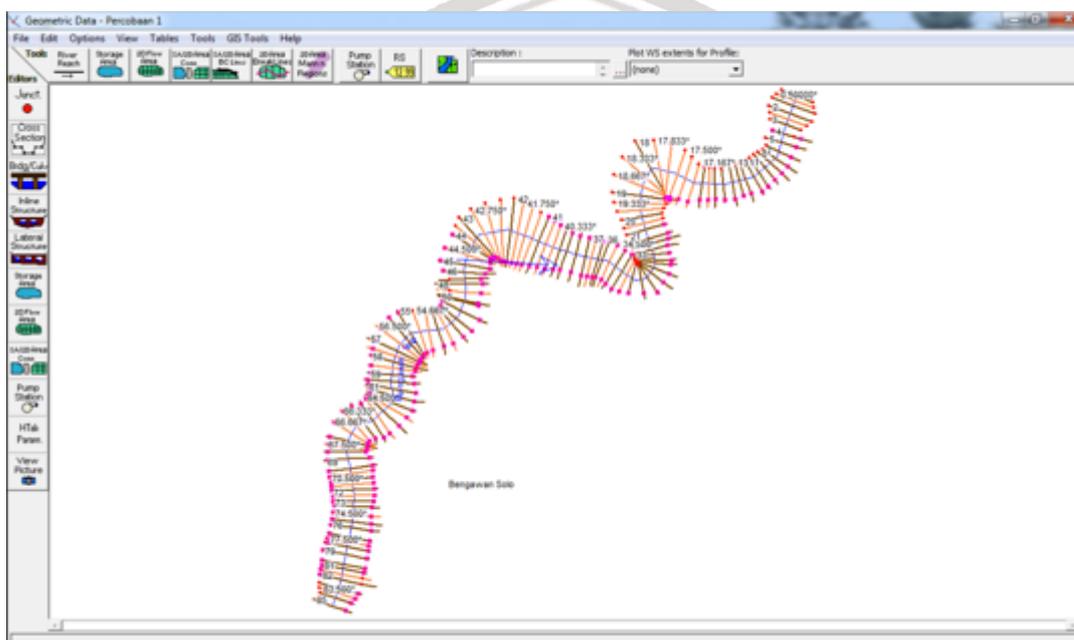
- Kemiringan Sungai

Kemiringan Sungai Bengawan Solo 0,00182

a. Skema Sistem Sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan serta arah aliran. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan.

Setiap Penampang sungai pada sistem skema sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai, dan nomor stasiun dimana penampang melintang itu berada. Pada studi ini titik hulu analisa adalah pada *section* (Sungai Bengawan Solo Hulu) sedangkan titik paling hilir adalah *section 0* (Sungai Bengawan Solo Hulu). Skema sistem sungai dapat dilihat pada Gambar 4.15:



Gambar 4.7 Skema Sistem Sungai

Sumber: Hasil perhitungan, 2018

b. Geometri Potongan Melintang

Data penampang melintang digambarkan berupa titik-titik koordinat yang merupakan stasiun dan elevasi dari kiri ke kanan secara berurutan dan sistematis dari daerah hulu menuju hilir.

Sebagai data masukan pada program HEC-RAS, maka penyiapan data fisik sungai harus diperhatikan secara teliti karena akan mempengaruhi hasil keluaran perhitungan. Data profil sungai yang harus diketahui adalah potongan memanjang dan melintang, serta elevasi dasar dan lebar sungai.

Secara umum profil sungai Bengawan Solo Hulu beragam dan tidak beraturan. Hal ini bisa dilihat dari ketidakseragaman bentuk penampang sungai yang telah ada, dimana tebing-tebing pada setiap patok yang ada mempunyai kemiringan dan tinggi yang beraneka ragam.

Demikian juga dengan kemiringan dasar sungainya yang tidak beraturan. Data penampang melintang sungai eksisting secara lengkap akan disadikan pada lampiran.

c. Koefisien Kekasaran Manning

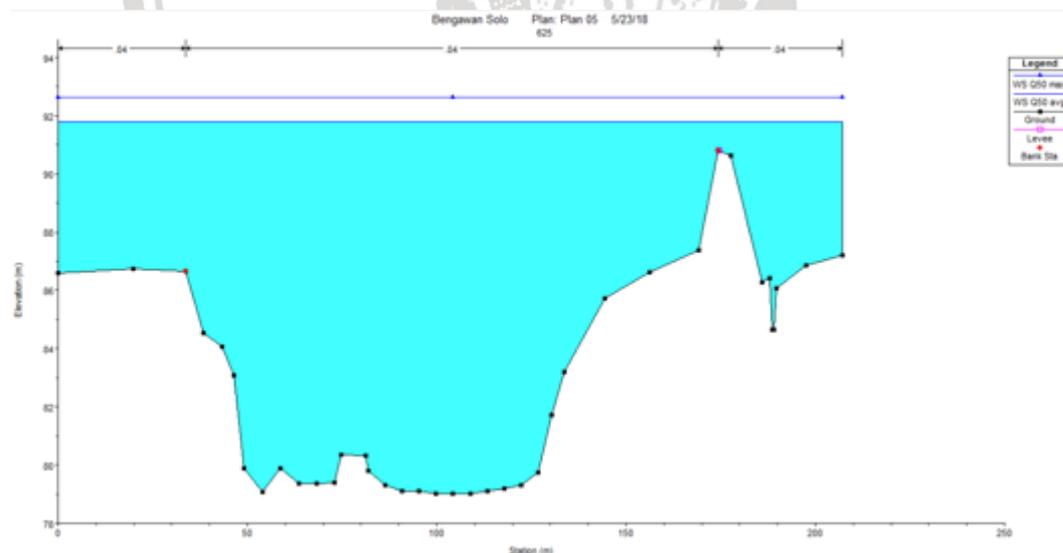
Untuk menentukan angka kekasaran Manning dihitung berdasarkan kondisi sungai alam dengan trase dan profil teratur, air dalam yaitu 0,05.

4.2.2 Data Aliran Tetap (*Steady Flow*)

Debit yang dimasukkan dalam program HEC-RAS 5.01 yaitu debit puncak pada titik kontrol, besarnya debit yang dimasukkan pada bagian hulu, diasumsi akan konstan untuk penampang berikutnya kecuali nilai debit berubah untuk penampang tertentu karena adanya anak sungai.

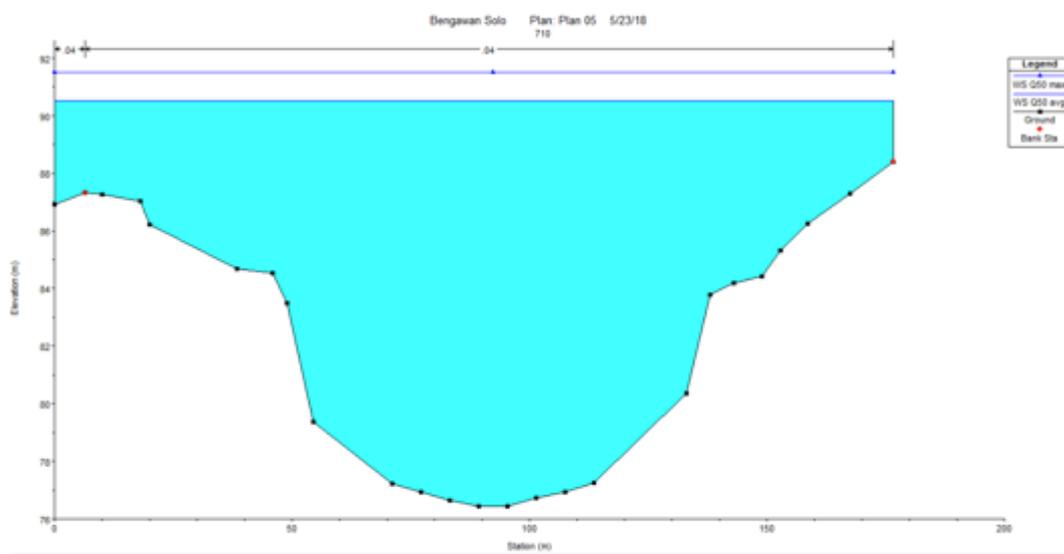
4.2.3 Hasil *Running HEC-RAS*

Dari hasil *running HEC-RAS* dapat diketahui bahwa ketinggian muka air di Sungai Bengawan Solo Hulu cukup tinggi sehingga menyebabkan terjadinya limpasan. Hal ini menandakan bahwa penampang sungai yang tidak mencukupi. Dari hasil simulasi program *HEC-RAS* untuk debit yang setara dengan banjir historis, ketinggian muka air yang tercatat di AWLR Jurug adalah 10,58m sedangkan untuk hasil simulasi dengan menggunakan *HEC-RAS* adalah 10,37m. Berdasarkan uraian di atas dapat disimpulkan bahwa hasil keluaran *HEC-RAS* cukup representatif terhadap kondisi lapangan.



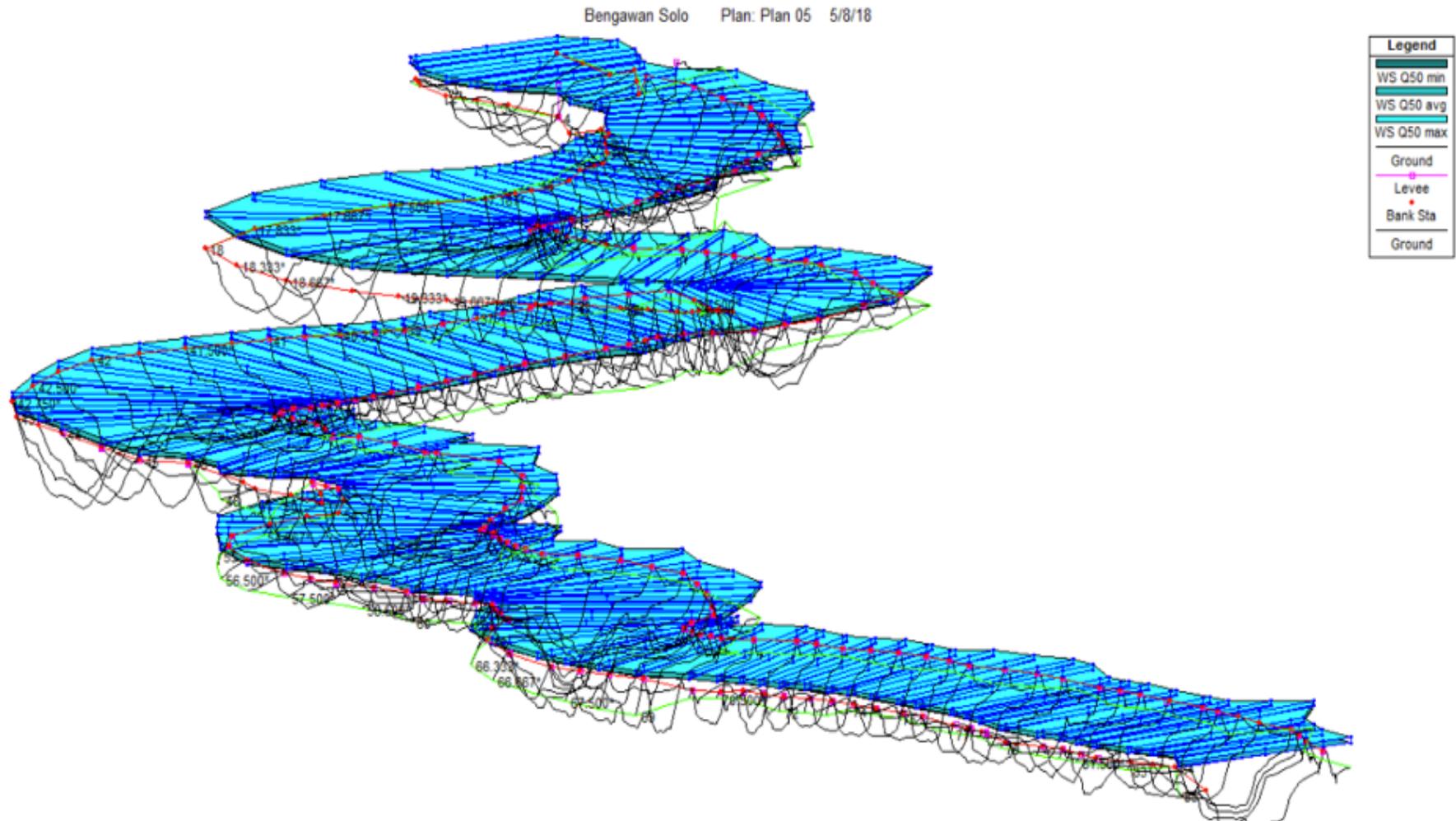
Gambar 4.8 Tinggi Limpasan di Patok 625 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



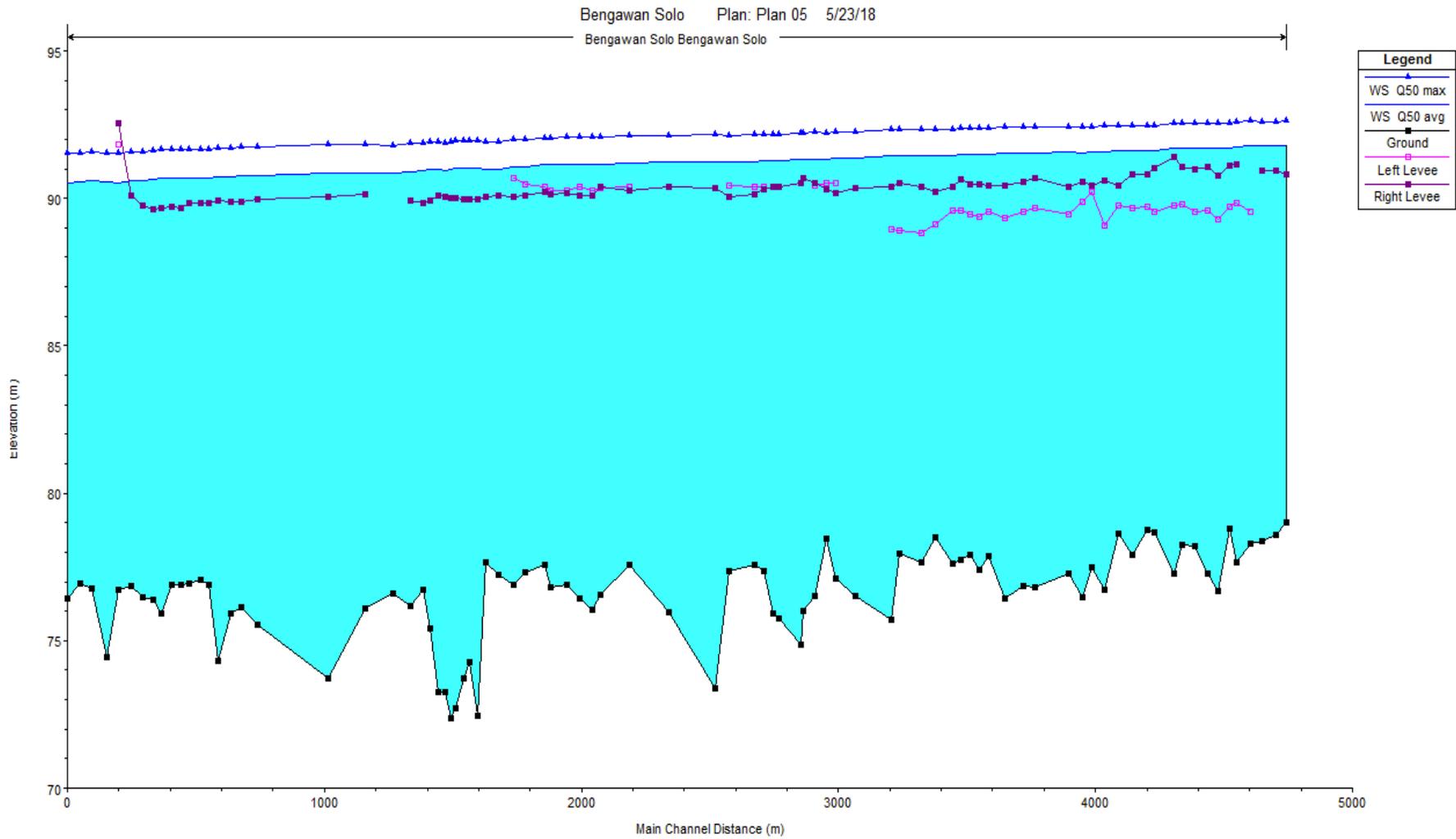
Gambar 4.9 Tinggi Limpasan di Patok 710 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Dari hasil *running HEC-RAS* dapat diketahui bahwa dengan debit kala ulang 25 hampir semua patok mengalami limpasan. Hal ini ditunjukkan pada gambar 4.17., di mana kapasitas sungai sudah tidak mampu lagi menampung debit banjir dengan kala ulang tersebut. Rekapitulasi hasil perhitungan dapat dilihat pada lampiran dan untuk keterangan pada tiap-tiap patok dapat dilihat pada lampiran.



Gambar 4.10 Kondisi Eksisting Sungai Bengawan Solo Hulu (patok 625 – 710)

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.18 Tinggi Limpasan Pada Potongan Long Section Kondisi Eksisting
 Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.42
 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting Baseflow Rata-rata

no patok	nama patok	Hasil Hecras Q50 (rata-rata)							Elevasi Tanggul
		Elevasi Tebing (m)		ele. MAB Q50 (m)	Tinggi Limpasan (m)		Keterangan		
		kiri	kanan		kiri	kanan	kiri	kanan	
85	625	86.639	90.797	91.8	5.161	1.003	melimpas	melimpas	93
84	626	89.908	90.899	91.77	1.862	0.871	melimpas	melimpas	92.97
83	627	89.964	90.931	91.77	1.806	0.839	melimpas	melimpas	92.97
82	628	89.619	90.377	91.78	2.161	1.403	melimpas	melimpas	92.98
81	629	89.863	91.166	91.74	1.877	0.574	melimpas	melimpas	92.94
80	630	89.731	91.117	91.72	1.989	0.603	melimpas	melimpas	92.92
79	631	89.288	90.861	91.72	2.432	0.859	melimpas	melimpas	92.92
78	632	89.809	91.003	91.69	1.881	0.687	melimpas	melimpas	92.89
77	633	89.626	90.928	91.68	2.054	0.752	melimpas	melimpas	92.88
76	634	89.776	91.07	91.68	1.904	0.61	melimpas	melimpas	92.88
75	635	89.746	91.372	91.68	1.934	0.308	melimpas	melimpas	92.88
74	636	89.51	90.961	91.61	2.1	0.649	melimpas	melimpas	92.81
73	637	89.649	90.776	91.62	1.971	0.844	melimpas	melimpas	92.82
72	638	89.636	90.798	91.61	1.974	0.812	melimpas	melimpas	92.81
71	639	89.778	90.471	91.6	1.822	1.129	melimpas	melimpas	92.8
70	640	89.042	90.636	91.59	2.548	0.954	melimpas	melimpas	92.79
69	641	90.225	90.466	91.57	1.345	1.104	melimpas	melimpas	92.77
68	642	89.864	90.573	91.55	1.686	0.977	melimpas	melimpas	92.75
67	643	89.421	90.4	91.55	2.129	1.15	melimpas	melimpas	92.75
66	644	89.626	90.639	91.54	1.914	0.901	melimpas	melimpas	92.74
65	645	89.469	90.555	91.53	2.061	0.975	melimpas	melimpas	92.73
64	646	89.341	90.452	91.54	2.199	1.088	melimpas	melimpas	92.74
63	647	89.521	90.433	91.5	1.979	1.067	melimpas	melimpas	92.7
62	648	89.356	90.493	91.5	2.144	1.007	melimpas	melimpas	92.7
61	649	89.508	90.515	91.49	1.982	0.975	melimpas	melimpas	92.69
60	650	89.57	90.595	91.49	1.92	0.895	melimpas	melimpas	92.69
59	651	89.58	90.34	91.45	1.87	1.11	melimpas	melimpas	92.65
58	652	89.115	90.323	91.46	2.345	1.137	melimpas	melimpas	92.66
57	653	88.8	90.36	91.45	2.65	1.09	melimpas	melimpas	92.65
56	654	88.898	90.477	91.44	2.542	0.963	melimpas	melimpas	92.64
55	655	88.9	90.384	91.44	2.54	1.056	melimpas	melimpas	92.64
54	656	87.594	90.295	91.38	3.786	1.085	melimpas	melimpas	92.58
53	657	90.486	90.198	91.35	0.864	1.152	melimpas	melimpas	92.55
52	658	90.488	90.342	91.31	0.822	0.968	melimpas	melimpas	92.51
51	659	90.391	90.548	91.34	0.949	0.792	melimpas	melimpas	92.54
50	660	86.74	90.67	91.3	4.56	0.63	melimpas	melimpas	92.5
49	661	84.824	90.48	91.32	6.496	0.84	melimpas	melimpas	92.52
48	662	86.474	90.356	91.28	4.806	0.924	melimpas	melimpas	92.48
47	663	86.824	90.369	91.26	4.436	0.891	melimpas	melimpas	92.46
46	664	90.351	90.282	91.26	0.909	0.978	melimpas	melimpas	92.46
45	665	90.362	90.14	91.24	0.878	1.1	melimpas	melimpas	92.44
44	666	90.443	90.044	91.22	0.777	1.176	melimpas	melimpas	92.42
43	667	90.421	90.333	91.24	0.819	0.907	melimpas	melimpas	92.44
42	668	90.104	90.397	91.23	1.126	0.833	melimpas	melimpas	92.43
41	669	90.341	90.229	91.2	0.859	0.971	melimpas	melimpas	92.4
40	670	90.328	90.376	91.17	0.842	0.794	melimpas	melimpas	92.37
39	671	90.246	90.06	91.16	0.914	1.1	melimpas	melimpas	92.36
38	672	90.386	90.091	91.15	0.764	1.059	melimpas	melimpas	92.35
37	673	90.269	90.185	91.14	0.871	0.955	melimpas	melimpas	92.34
36	674	90.255	90.106	91.14	0.885	1.034	melimpas	melimpas	92.34
35	675	90.326	90.202	91.14	0.814	0.938	melimpas	melimpas	92.34
34	676	90.475	90.064	91.08	0.605	1.016	melimpas	melimpas	92.28
33	677	90.656	90.045	91.05	0.394	1.005	melimpas	melimpas	92.25
32	678	86.89	90.073	91	4.11	0.927	melimpas	melimpas	92.2
31	679	86.872	90.063	91	4.128	0.937	melimpas	melimpas	92.2
30	680	87.088	89.916	91.04	3.952	1.124	melimpas	melimpas	92.24
29	681	86.841	89.967	91.04	4.199	1.073	melimpas	melimpas	92.24
28	682	86.919	89.934	91.04	4.121	1.106	melimpas	melimpas	92.24
27	683	86.238	90.037	91	4.762	0.963	melimpas	melimpas	92.2
26	684	86.496	90.033	91	4.504	0.967	melimpas	melimpas	92.2
25	685	85.698	90.085	90.95	5.252	0.865	melimpas	melimpas	92.15
24	686	85.663	89.969	90.96	5.297	0.991	melimpas	melimpas	92.16
23	687	86.176	89.9	90.97	4.794	1.07	melimpas	melimpas	92.17

Lanjutan Tabel 4.42
 Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting Baseflow Rata-rata

no patok	nama patok	Hasil Heccras Q50 (rata-rata)							Elevasi Tanggul
		Elevasi Tebing (m)		ele. MAB Q50 (m)	Tinggi Limpasan (m)		Keterangan		
		kiri	kanan		kiri	kanan	kiri	kanan	
22	688	86.157	89.846	90.95	4.793	1.104	melimpas	melimpas	92.15
21	689	86.573	89.903	90.91	4.337	1.007	melimpas	melimpas	92.11
20	690	86.064	90.202	90.84	4.776	0.638	melimpas	melimpas	92.04
19	691	86.552	90.137	90.86	4.308	0.723	melimpas	melimpas	92.06
18	692	85.159	90.093	90.87	5.711	0.777	melimpas	melimpas	92.07
17	693	86.91	89.936	90.76	3.85	0.824	melimpas	melimpas	91.96
16	694	86.88	89.874	90.76	3.88	0.886	melimpas	melimpas	91.96
15	695	86.835	89.907	90.71	3.875	0.803	melimpas	melimpas	91.91
14	696	87.254	89.874	90.71	3.456	0.836	melimpas	melimpas	91.91
13	697	86.975	89.866	90.68	3.705	0.814	melimpas	melimpas	91.88
12	698	86.608	89.856	90.68	4.072	0.824	melimpas	melimpas	91.88
11	699	87.19	89.841	90.67	3.48	0.829	melimpas	melimpas	91.87
10	700	86.568	89.721	90.67	4.102	0.949	melimpas	melimpas	91.87
9	701	86.93	89.712	90.67	3.74	0.958	melimpas	melimpas	91.87
8	702	87.023	89.671	90.67	3.647	0.999	melimpas	melimpas	91.87
7	703	86.877	89.623	90.65	3.773	1.027	melimpas	melimpas	91.85
6	704	86.53	89.77	90.61	4.08	0.84	melimpas	melimpas	91.81
5	705	85.051	90.054	90.58	5.529	0.526	melimpas	melimpas	91.78
4	706	86.273	91.22	90.53	4.257	-0.69	melimpas	aman	91.73
3	707	87.567	85.829	90.57	3.003	4.741	melimpas	melimpas	91.77
2	708	88.001	87.57	90.58	2.579	3.01	melimpas	melimpas	91.78
1	709	88.391	85.48	90.57	2.179	5.09	melimpas	melimpas	91.77
0	710	87.322	88.388	90.53	3.208	2.142	melimpas	melimpas	91.73

Sumber: Hasil Analisa *HEC-RAS*, 2018

Tabel 4.43

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting Baseflow Maksimal

no patok	nama patok	Hasil Heccras Q50 (maksimal)							Elevasi Tanggul
		Elevasi Tebing (m)		ele. MAB Q50	Tinggi Limpasan (m)		Keterangan		
		kiri	kanan		kiri	kanan	kiri	kanan	
85	625	86.639	90.797	92.64	6.001	1.843	melimpas	melimpas	93.84
84	626	89.908	90.899	92.6	2.692	1.701	melimpas	melimpas	93.8
83	627	89.964	90.931	92.61	2.646	1.679	melimpas	melimpas	93.81
82	628	89.619	90.377	92.62	3.001	2.243	melimpas	melimpas	93.82
81	629	89.863	91.166	92.58	2.717	1.414	melimpas	melimpas	93.78
80	630	89.731	91.117	92.56	2.829	1.443	melimpas	melimpas	93.76
79	631	89.288	90.861	92.57	3.282	1.709	melimpas	melimpas	93.77
78	632	89.809	91.003	92.54	2.731	1.537	melimpas	melimpas	93.74
77	633	89.626	90.928	92.53	2.904	1.602	melimpas	melimpas	93.73
76	634	89.776	91.07	92.53	2.754	1.46	melimpas	melimpas	93.73
75	635	89.746	91.372	92.53	2.784	1.158	melimpas	melimpas	93.73
74	636	89.51	90.961	92.47	2.96	1.509	melimpas	melimpas	93.67
73	637	89.649	90.776	92.48	2.831	1.704	melimpas	melimpas	93.68
72	638	89.636	90.798	92.47	2.834	1.672	melimpas	melimpas	93.67
71	639	89.778	90.471	92.46	2.682	1.989	melimpas	melimpas	93.66
70	640	89.042	90.636	92.45	3.408	1.814	melimpas	melimpas	93.65
69	641	90.225	90.466	92.44	2.215	1.974	melimpas	melimpas	93.64
68	642	89.864	90.573	92.41	2.546	1.837	melimpas	melimpas	93.61
67	643	89.421	90.4	92.42	2.999	2.02	melimpas	melimpas	93.62
66	644	89.626	90.639	92.41	2.784	1.771	melimpas	melimpas	93.61
65	645	89.469	90.555	92.4	2.931	1.845	melimpas	melimpas	93.6
64	646	89.341	90.452	92.41	3.069	1.958	melimpas	melimpas	93.61
63	647	89.521	90.433	92.38	2.859	1.947	melimpas	melimpas	93.58
62	648	89.356	90.493	92.38	3.024	1.887	melimpas	melimpas	93.58
61	649	89.508	90.515	92.36	2.852	1.845	melimpas	melimpas	93.56
60	650	89.57	90.595	92.36	2.79	1.765	melimpas	melimpas	93.56
59	651	89.58	90.34	92.32	2.74	1.98	melimpas	melimpas	93.52
58	652	89.115	90.323	92.34	3.225	2.017	melimpas	melimpas	93.54
57	653	88.8	90.36	92.34	3.54	1.98	melimpas	melimpas	93.54
56	654	88.898	90.477	92.32	3.422	1.843	melimpas	melimpas	93.52
55	655	88.9	90.384	92.32	3.42	1.936	melimpas	melimpas	93.52
54	656	87.594	90.295	92.26	4.666	1.965	melimpas	melimpas	93.46
53	657	90.486	90.198	92.24	1.754	2.042	melimpas	melimpas	93.44
52	658	90.488	90.342	92.2	1.712	1.858	melimpas	melimpas	93.4

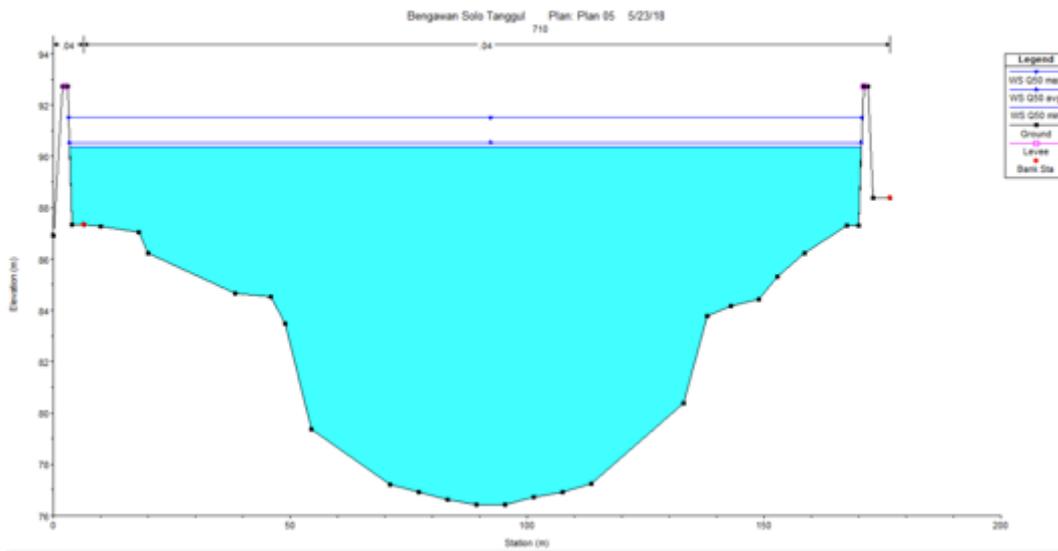
Lanjutan Tabel 4.43

Hasil *Running HEC-RAS* Kondisi Eksisting Baseflow Maksimal

51	659	90.391	90.548	92.23	1.839	1.682	melimpas	melimpas	93.43
50	660	86.74	90.67	92.19	5.45	1.52	melimpas	melimpas	93.39
49	661	84.824	90.48	92.21	7.386	1.73	melimpas	melimpas	93.41
48	662	86.474	90.356	92.18	5.706	1.824	melimpas	melimpas	93.38
47	663	86.824	90.369	92.16	5.336	1.791	melimpas	melimpas	93.36
46	664	90.351	90.282	92.16	1.809	1.878	melimpas	melimpas	93.36
45	665	90.362	90.14	92.15	1.788	2.01	melimpas	melimpas	93.35
44	666	90.443	90.044	92.13	1.687	2.086	melimpas	melimpas	93.33
43	667	90.421	90.333	92.15	1.729	1.817	melimpas	melimpas	93.35
42	668	90.104	90.397	92.14	2.036	1.743	melimpas	melimpas	93.34
41	669	90.341	90.229	92.12	1.779	1.891	melimpas	melimpas	93.32
40	670	90.328	90.376	92.08	1.752	1.704	melimpas	melimpas	93.28
39	671	90.246	90.06	92.07	1.824	2.01	melimpas	melimpas	93.27
38	672	90.386	90.091	92.07	1.684	1.979	melimpas	melimpas	93.27
37	673	90.269	90.185	92.06	1.791	1.875	melimpas	melimpas	93.26
36	674	90.255	90.106	92.06	1.805	1.954	melimpas	melimpas	93.26
35	675	90.326	90.202	92.06	1.734	1.858	melimpas	melimpas	93.26
34	676	90.475	90.064	92	1.525	1.936	melimpas	melimpas	93.2
33	677	90.656	90.045	91.98	1.324	1.935	melimpas	melimpas	93.18
32	678	86.89	90.073	91.93	5.04	1.857	melimpas	melimpas	93.13
31	679	86.872	90.063	91.93	5.058	1.867	melimpas	melimpas	93.13
30	680	87.088	89.916	91.97	4.882	2.054	melimpas	melimpas	93.17
29	681	86.841	89.967	91.97	5.129	2.003	melimpas	melimpas	93.17
28	682	86.919	89.934	91.97	5.051	2.036	melimpas	melimpas	93.17
27	683	86.238	90.037	91.93	5.692	1.893	melimpas	melimpas	93.13
26	684	86.496	90.033	91.93	5.434	1.897	melimpas	melimpas	93.13
25	685	85.698	90.085	91.88	6.182	1.795	melimpas	melimpas	93.08
24	686	85.663	89.969	91.9	6.237	1.931	melimpas	melimpas	93.1
23	687	86.176	89.9	91.9	5.724	2	melimpas	melimpas	93.1
22	688	86.157	89.846	91.89	5.733	2.044	melimpas	melimpas	93.09
21	689	86.573	89.903	91.85	5.277	1.947	melimpas	melimpas	93.05
20	690	86.064	90.202	91.79	5.726	1.588	melimpas	melimpas	92.99
19	691	86.552	90.137	91.82	5.268	1.683	melimpas	melimpas	93.02
18	692	85.159	90.093	91.83	6.671	1.737	melimpas	melimpas	93.03
17	693	86.91	89.936	91.73	4.82	1.794	melimpas	melimpas	92.93
16	694	86.88	89.874	91.73	4.85	1.856	melimpas	melimpas	92.93
15	695	86.835	89.907	91.68	4.845	1.773	melimpas	melimpas	92.88
14	696	87.254	89.874	91.68	4.426	1.806	melimpas	melimpas	92.88
13	697	86.975	89.866	91.65	4.675	1.784	melimpas	melimpas	92.85
12	698	86.608	89.856	91.66	5.052	1.804	melimpas	melimpas	92.86
11	699	87.19	89.841	91.64	4.45	1.799	melimpas	melimpas	92.84
10	700	86.568	89.721	91.64	5.072	1.919	melimpas	melimpas	92.84
9	701	86.93	89.712	91.64	4.71	1.928	melimpas	melimpas	92.84
8	702	87.023	89.671	91.65	4.627	1.979	melimpas	melimpas	92.85
7	703	86.877	89.623	91.63	4.753	2.007	melimpas	melimpas	92.83
6	704	86.53	89.77	91.59	5.06	1.82	melimpas	melimpas	92.79
5	705	85.051	90.054	91.57	6.519	1.516	melimpas	melimpas	92.77
4	706	86.273	91.22	91.51	5.237	0.29	melimpas	melimpas	92.71
3	707	87.567	85.829	91.55	3.983	5.721	melimpas	melimpas	92.75
2	708	88.001	87.57	91.56	3.559	3.99	melimpas	melimpas	92.76
1	709	88.391	85.48	91.55	3.159	6.07	melimpas	melimpas	92.75
0	710	87.322	88.388	91.51	4.188	3.122	melimpas	melimpas	92.71

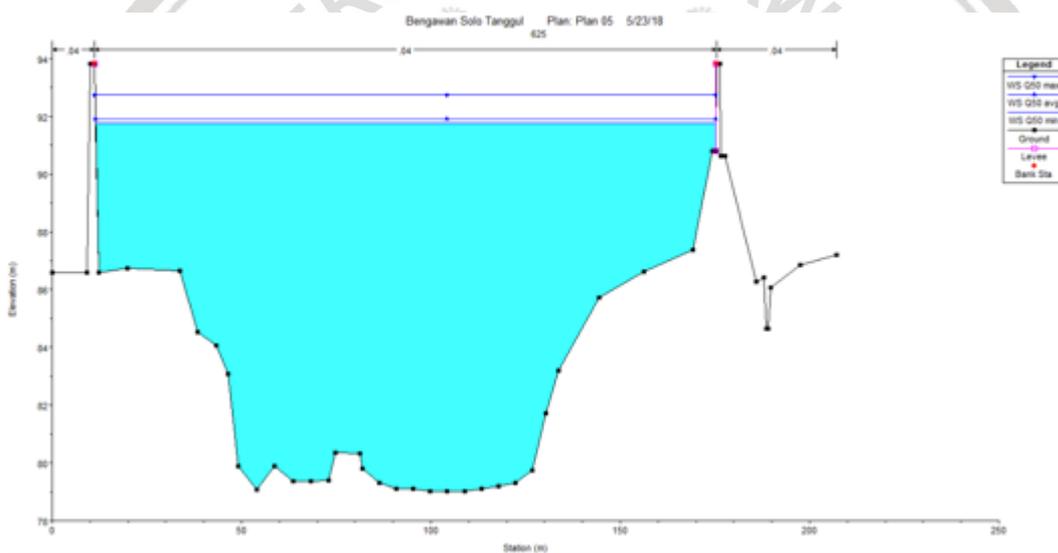
Sumber: Hasil Analisa *HEC-RAS*, 2018

Dari hasil analisa *HEC-RAS* yang telah dilakukan diatas dapat disimpulkan bahwa pada kondisi eksisting penampang tidak mencukupi untuk dialirkan debit sesuai dengan debit rancangan yang telah dihitung sehingga menimbulkan limpasan pada tiap *cross section* yang ada dengan ketinggian maksimal 8,586 m dan minimal 0,254 m.



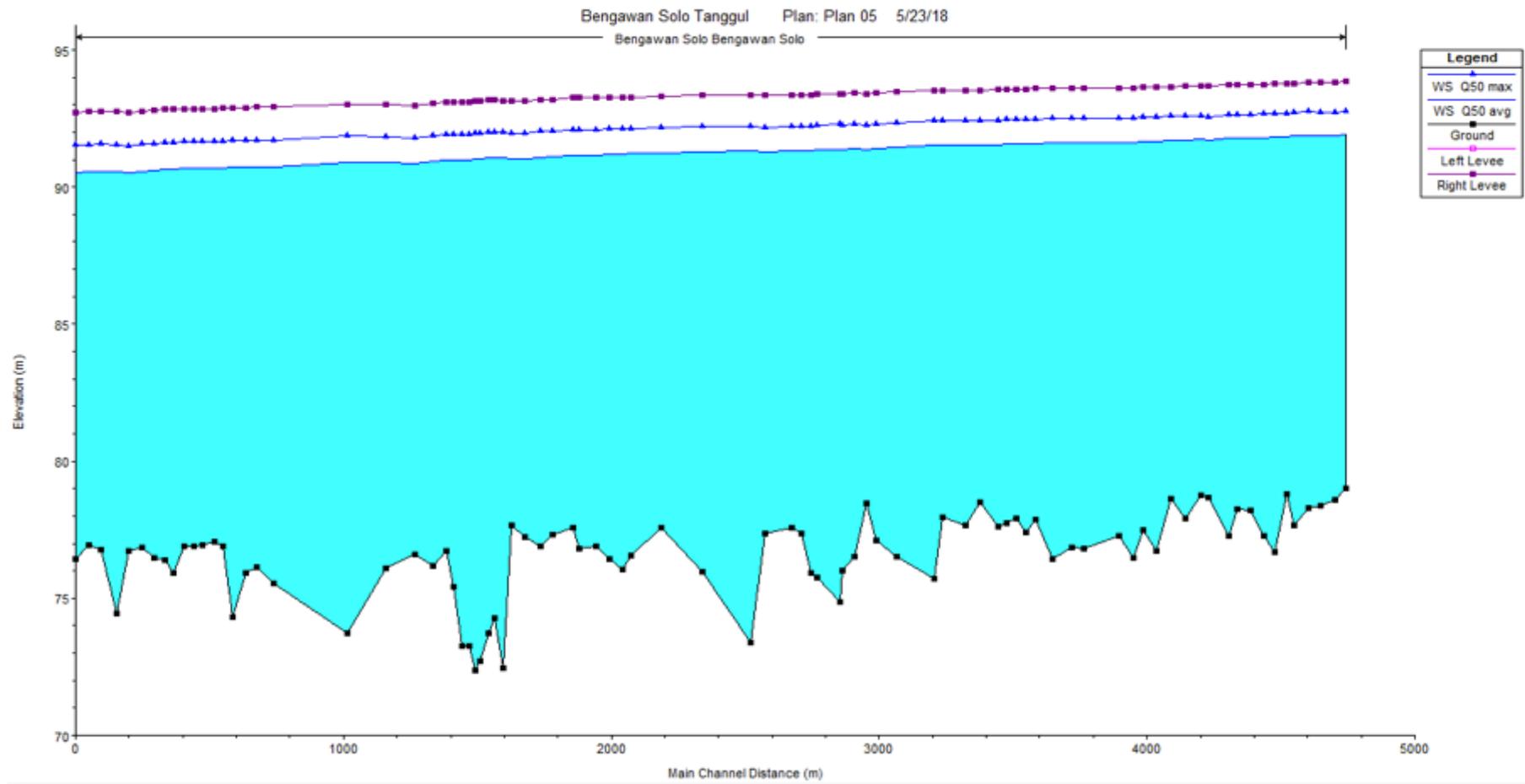
Gambar 4.12 Cross Section 710 Setelah Adanya Tanggul

Sumber: Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.13 Cross Section 625 Setelah Adanya Tanggul

Sumber: Hasil Analisa HEC-RAS, 2018



Gambar 4.14 Long Section Setelah Adanya Tanggul

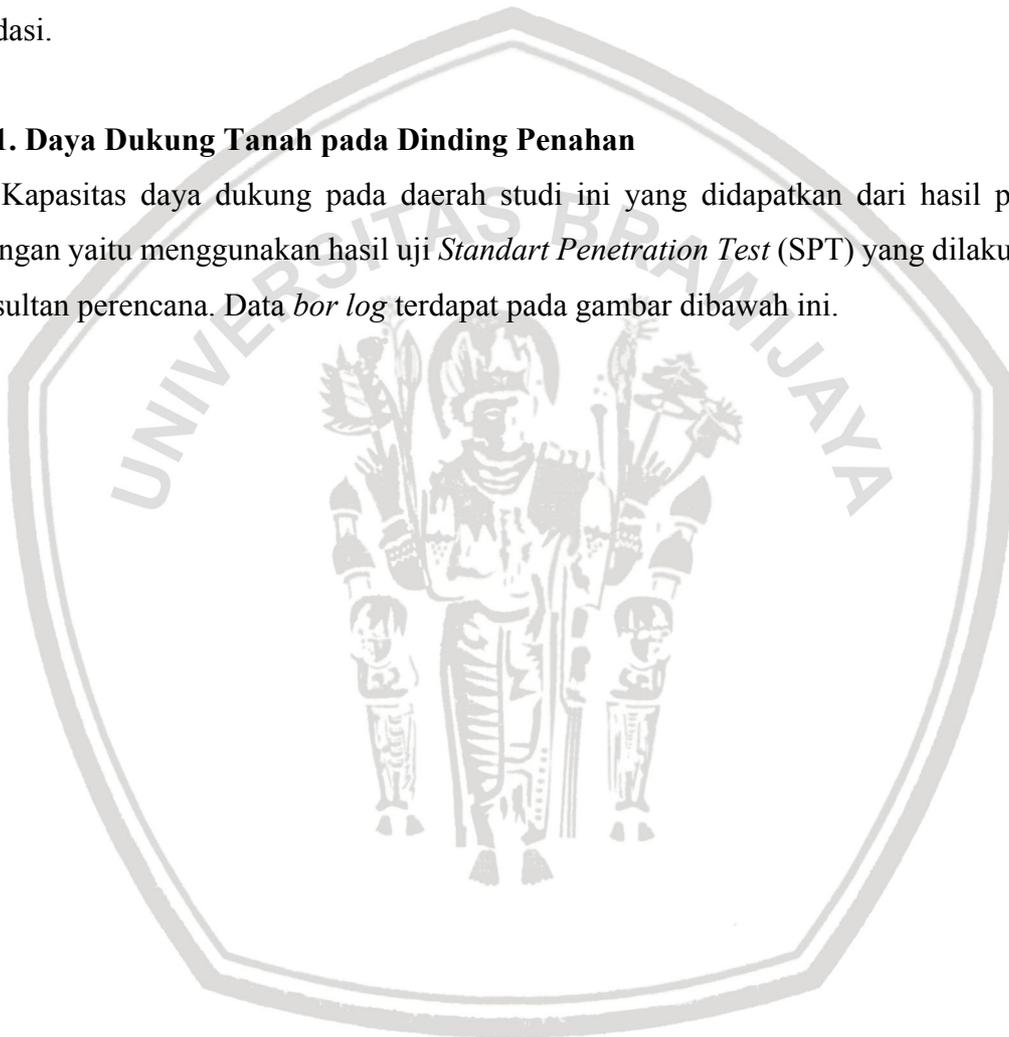
Sumber: Hasil Analisa *HEC-RAS*, 2018

4.3 Analisis Daya Dukung Tanah

Analisis daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi yang bekerja di atasnya. Pondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur yang berfungsi meneruskan bebena akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak di bawahnya. Perancangan yang seksama diperlukan agar beban pondasi tidak mengakibatkan timbulnya tekanan yang berlebihan ke tanah di bawahnya, karena tekanan yang berlebihan dapat mengakibatkan keruntuhan pondasi.

4.3.1. Daya Dukung Tanah pada Dinding Penahan

Kapasitas daya dukung pada daerah studi ini yang didapatkan dari hasil pengujian lapangan yaitu menggunakan hasil uji *Standart Penetration Test* (SPT) yang dilakukan oleh konsultan perencana. Data *bor log* terdapat pada gambar dibawah ini.



perhitungan daya dukung ijin netto adalah sebagai berikut :

$$q_a = 12,5 N_{koreksi} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 Kd$$

$$q_a = 12,5 N_{koreksi} \left(\frac{B + 0,3}{B} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{D}{B} \right)$$

$$q_a = 12,5 \cdot 12,5 \left(\frac{4,9 + 0,3}{4,9} \right)^2 \cdot \left(1 + 0,33 \frac{1}{4,9} \right)$$

$$= 187,819 \text{ kN/m}^2 = 18,782 \text{ ton/m}^2$$

4.3.2. Perencanaan Dinding Penahan

Dikarenakan limpasan yang terlalu tinggi maka bangunan tidak dapat dijadikan satu bangunan, oleh karena itu akan di rencanakan menjadi 2 bangunan yaitu dinding penahan bawah dan dinding penahan atas.

4.3.2.1. Perencanaan Dinding Penahan Bawah

Dinding penahan direncanakan dengan tujuan untuk menahan tanah dari bahaya longsor. Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Tekanan tanah aktif:

- $\phi = 11.31^\circ$
- $\beta = 0,00^\circ$
- $\theta = 0^\circ$
- $kh = 0,1$
- $k_v = 1/3$. $K_h = 0.033$
- $\Psi = \tan^{-1} (kh / 1 - k_v) = 1.404$

Tekanan tanah aktif:

- Kondisi normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(11.31 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11.31 + 0) \cdot \sin(11.31 - 0)}{\cos(0 + 0) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2}$$

$$= 0,672$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta + \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \psi)}{\cos(\delta + \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(11,31 - 0 - 1,542)}{\cos 1,542 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0 + 1,542) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 - 1,542)}{\cos(0 + 0 + 1,542) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\
 &= 0,693
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned}
 K_p &= \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(11,31 + 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 + 0)}{\cos(0 - 0) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\
 &= 0,981
 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned}
 K_{pe} &= \frac{\cos^2(\phi + \theta + \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta + \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(11,31 + 0 + 1,542)}{\cos 1,542 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0 + 1,542) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 + 0 + 1,542)}{\cos(0 - 0 + 1,542) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\
 &= 1,457
 \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif (kondisi normal) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 P_a &= 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\
 &= 0,5 \cdot 0,672 \cdot 1,590 \cdot 7^2 \\
 &= 26,183
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_p &= 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\
 &= 0,5 \cdot 0,981 \cdot 1,590 \cdot 1^2 \\
 &= 0,780
 \end{aligned}$$

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mebgurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) pada konfisi penuh adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 Pu_1 &= \text{Volume} \times \gamma_w \\
 &= \text{lebar} \times \text{tinggi uplift} \times \text{panjang} \times \gamma_w \\
 &= 4,900 \times 7 \times 1 \times 1 \\
 &= 34,300
 \end{aligned}$$

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi penuh keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Berikut merupakan perhitungan dari nilai stabilitas geser, guling, eksentrisitas, dan daya dukung.

1. Stabilitas terhadap guling:

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5 \\
 &= \frac{134,0}{60,833} \\
 &= 2,202
 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF > 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

$$\text{maka, } 2,202 > 1,5 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

2. Stabilitas terhadap geser:

Dengan: $f = 0,4$ (dinding dengan pasir)

$$\begin{aligned}
 SF &= \frac{\sum v \cdot f}{\sum H} > 1,5 \\
 &= \frac{44,671 \cdot 0,4}{25,403} \\
 &= 0,703
 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap geser:

$$SF > 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

$$\text{maka, } 0,703 < 1,5 \quad (\text{tidak memenuhi syarat})$$

3. Nilai eksentrisitas:

$$\begin{aligned}
 e &= \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \\
 &= \left| \frac{134,0 - 60,833}{44,671} - \frac{4,9}{2} \right| \\
 &= 0,813
 \end{aligned}$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{maka, } e \leq \frac{4,9}{6}$$

$$0,813 \leq 0,817 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{3(B - 2e)}$$

4. Daya Dukung:

$$\sigma_{max/min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{max} &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \\ &= 18,190 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{min} &= \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 - \frac{6e}{B} \right) \\ &= 0,043 \text{ ton/m}^2 \end{aligned}$$

Syarat daya dukung :

σ_{max} dan $\sigma_{min} <$ Daya dukung izin tanah

$$\sigma_{max} = 18,190 \text{ ton/m}^2 < 18,782 \text{ ton/m}^2$$

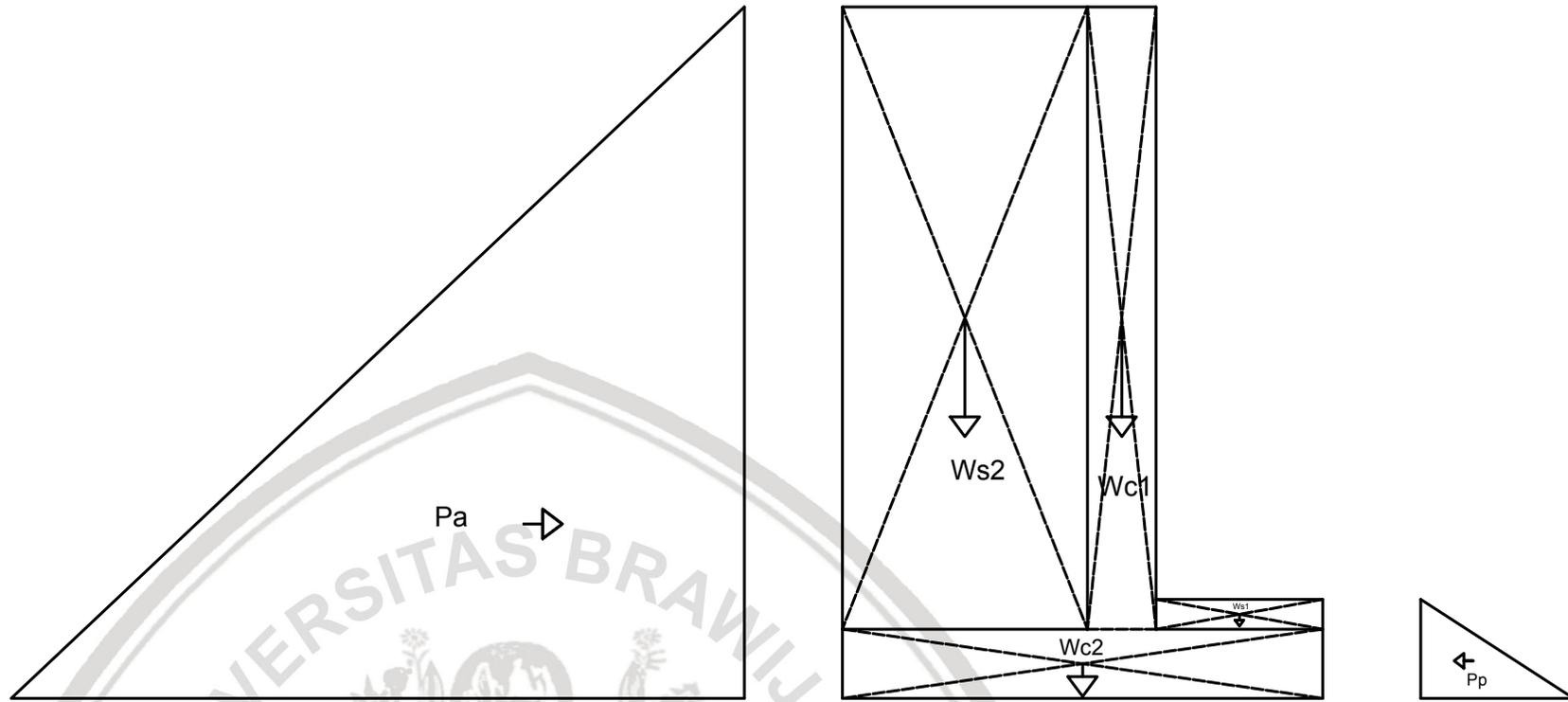
$$\sigma_{min} = 0,043 \text{ ton/m}^2 < 18,782 \text{ ton/m}^2$$

Untuk selanjutnya, perhitungan analisa stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada tabel dibawah ini:

Tabel 4.44
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen					
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)						(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]						
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000			2.400	=	10.584		2.050		21.70		
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000			2.400	=	8.232		2.450		20.17		
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	0.811		0.850		0.69		
Ws2	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	25.044		3.650		91.41		
	0.500	x	Kp	x	γt	x	H1	x	H1									
Pp1	0.500	x	0.981	x	1.590	x	1.000	x	1.000				0.780		0.333		0.26	
	0.500	x	Ka	x	γt	x	H2	x	H2									
Pa1	0.500	x	0.672	x	1.590	x	7.000	x	7.000				-26.183		2.333		-61.09	
TOTAL										ΣV		44.671		ΣMv		134.0		
										S H		25.403		ΣMh		60.833		
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling														2,202		> 1.5 Aman		
SF Geser														0,703		< 1.5 Tidak Aman		
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
L =												4.900	m					
e =												0.813	<			L / 6 =	0.817	OK
f =	0.4																	
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =												18,782	ton/m ²					
Tegangan maks =												18,190	ton/m ²		<	Tegangan ijin tanah , Aman		
Tegangan min =												0,043	ton/m ²		<	Tegangan ijin tanah , Aman		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

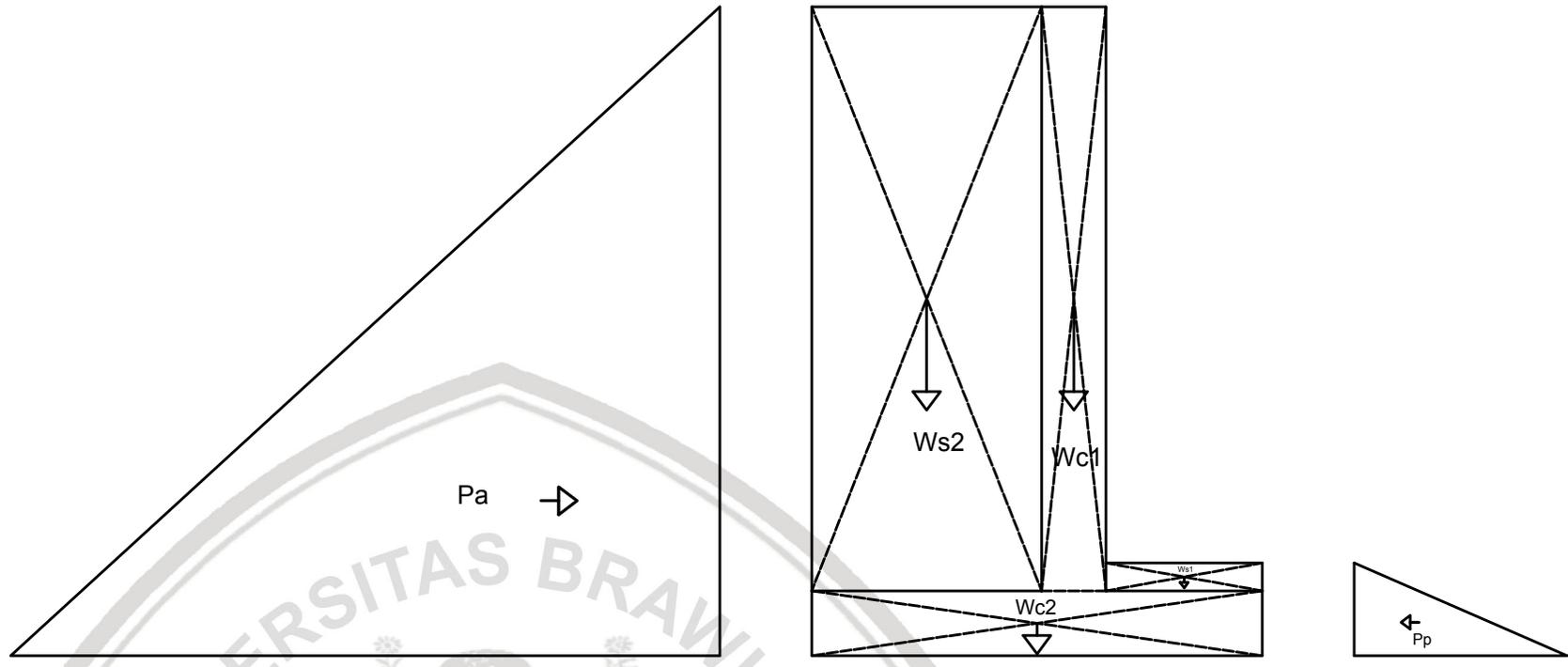


Gambar 4.16 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Kosong Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.45
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)		[4]		[5]		(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]						
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000			2.400	=	10.584	1.058	2.050	3.850	21.70	4.075	
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000			2.400	=	8.232	0.823	2.450	0.350	20.17	0.288	
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	0.811	0.081	0.850	0.850	0.69	0.069	
Ws2	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	25.044	2.504	3.650	3.350	91.41	8.390	
	0.500	x	Kpe	x	γt	x	H1	x	H1	x	(1-kv)							
Ppe	0.500	x	1.457	x	1.590	x	1.000	x	1.000	x	0.967	=	1.120	0.333			0.37	
	0.500	x	Kae	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)	=						
Pae	0.500	x	0.693	x	1.590	x	7.000	x	7.000	x	0.967	=	-26.097	2.333			-60.89	
TOTAL											ΣV	44.671		ΣMv	134.0			
											S H		20.510	ΣMh		47.698		
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :													2,809	> 1.25 Aman				
SF Guling													0,871	< 1.25 Tidak Aman				
SF Geser																		
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :																		
L =											4,900		m					
e =											0,519		<					
f = 0.4													L / 6 =		0,817		OK	
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																		
Tegangan ijin tanah =											18,782		ton/m ²					
Tegangan maks =											14,908		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =											3,325		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.17 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Kosong Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.46
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Penuh Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)				(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)		
	[1]	x	[2]	x	[3]		[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]		
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000		2.400	=	10.584	1.058	2.050		21.70		
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000		2.400	=	8.232		2.450		20.17		
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000		1.590	=	0.811		0.850		0.69		
Ws2	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000		1.590	=	25.043		3.650		91.41		
Ww	1.700	x	6.000	x	1.000	x	1.000		1.000	=	10.200		0.850		8.67		
	0.500	x	Kp	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1								
Pp1	0.500	x	0.981	x	0.505	x	1.000	x	1.000	=		0.247		0.333		0.08	
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1			=							
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.000	x	7.000			=		-24.500		2.333		-57.17	
Pw2	0.500	x	1.000	x	6.000	x	6.000			=		18.000		2.000		36.00	
Pw3	0.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000			=		0.500		0.333		0.17	
	0.500	x	Ka	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2	=							
Pa1	0.500	x	0.672	x	0.505	x	7.000	x	7.000	=		-8.308		2.333		-19.38	
Pu1	4.900	x	7.000	x	1.00	x	1.00			1.00	=	-34.300		2.45		-84.04	
	TOTAL																
									ΣV		20.569			ΣM_v		58.6	
									S H			13.002		ΣM_h		40.302	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling = $\Sigma M_v / \Sigma M_h =$ 1,454 < 1.5 Tidak Aman
 SF Geser = $f \cdot S V / S H =$ 0,633 < 1.5 Tidak Aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

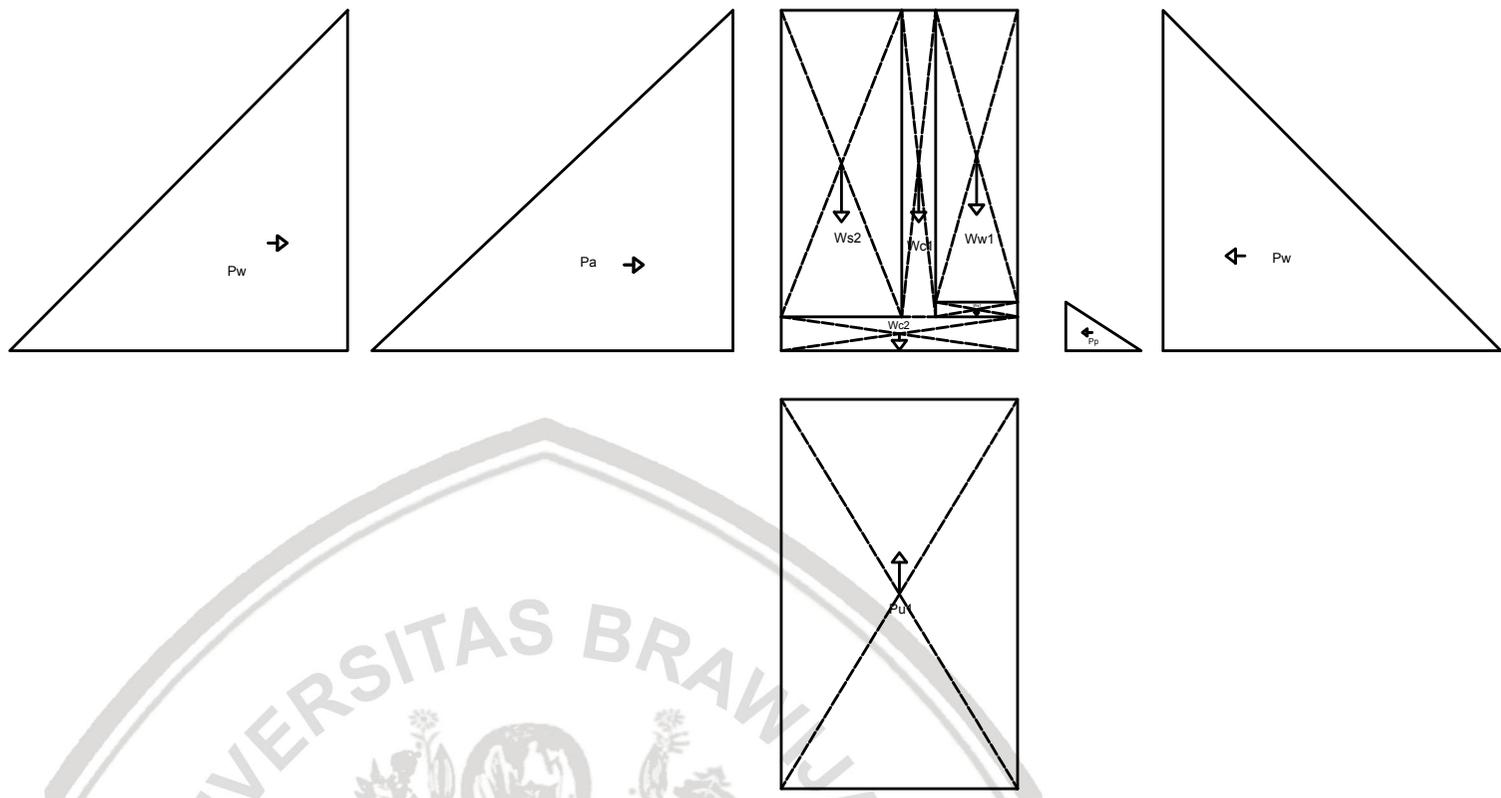
Eksentrisitas :

$f = 0.4$
 $L = 4,900$ m
 $e = 1,561$ > $L / 6 = 0,817$ No

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah = 18,782 ton/m²
 Tegangan maks = 7,710 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman
 Tegangan min = 0,000 ton/m² < Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

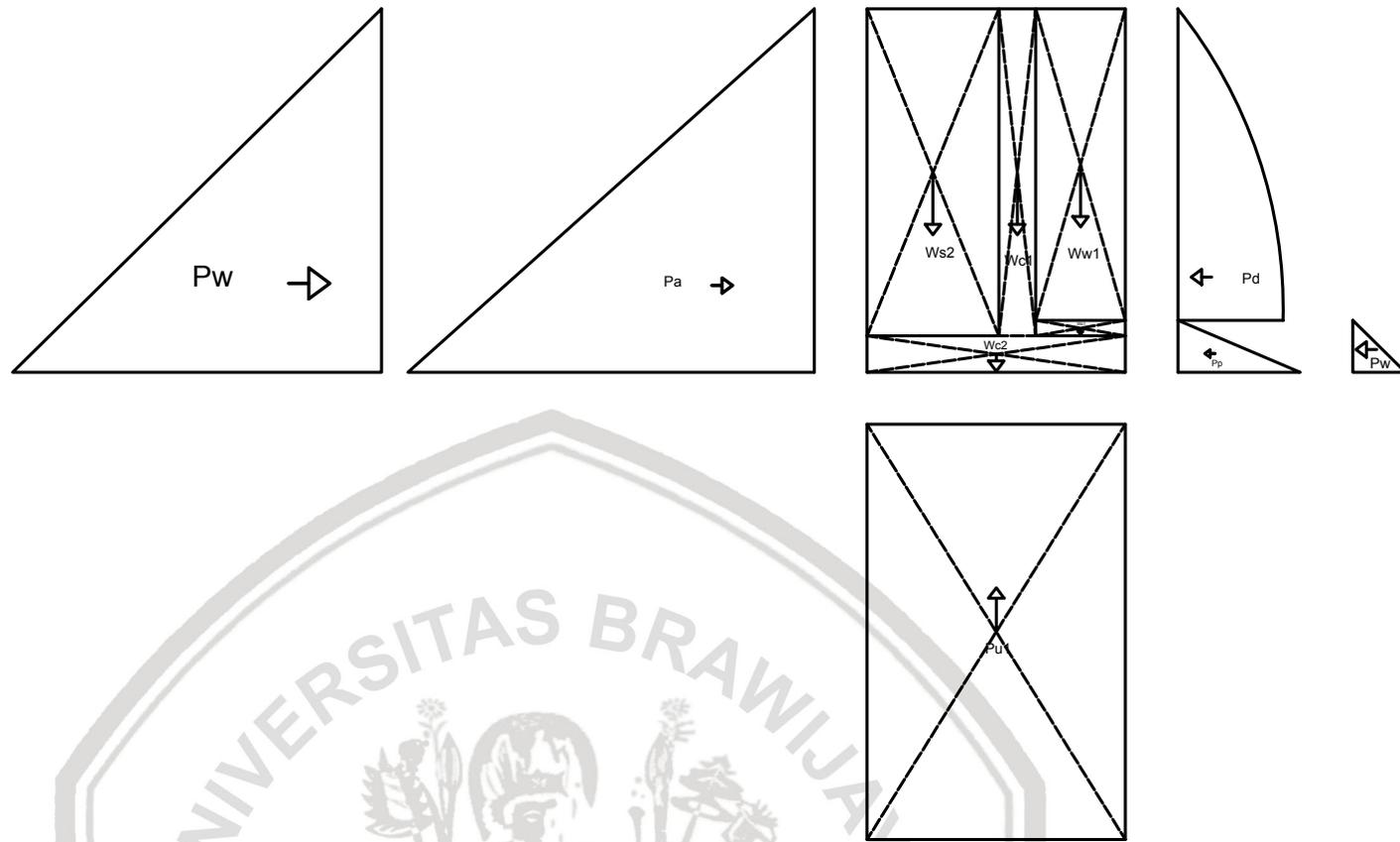


Gambar 4.18 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Penuh Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.47
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Penuh Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen					
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)		[4]		[5]		(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]						
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000			2.400	=	10.584	1.058	2.050	3.850	21.70	4.075	
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000			2.400	=	8.232	0.823	2.450	0.350	20.17	0.288	
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	0.811	0.081	0.850	0.850	0.69	0.069	
Ws2	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	25.044	2.504	3.650	3.350	91.41	8.390	
Ww	1.700	x	6.000	x	1.000	x	1.000			1.000	=	10.200	1.020	0.850	3.000	8.67	3.060	
	0.555	x	γ_w	x	kh	x	H	x	H									
Pd	0.555	x	1.000	x	0.100	x	6.000	x	6.000		=		1.998		8.000		15.984	
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1											
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.000	x	7.000				=		-24.500		2.333		-57.167	
Pw2	0.500	x	1.000	x	6.000	x	6.000				=		18.000		2.000		36.000	
Pw3	0.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000				=		0.500		0.333		0.167	
	0.500	x	Kpe	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1	x	(1-kv)							
Ppe	0.500	x	1.457	x	0.505	x	1.000	x	1.000	x	0.967			0.355		0.333		0.12
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)							
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H2	x	H2	x	(1-kv)							
Pae	0.500	x	0.693	x	0.505	x	7.000	x	7.000	x	0.967			-8.280		2.333		-19.32
Pu1	4.900	x	7.000	x	1.000	x	1.000			1.000	=	-34.300		2.450				-84.035
TOTAL										ΣV		20.571			ΣM_v		58.6	
										S H				6.440	ΣM_h		8.337	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
SF Guling															7,029		> 1.25 Aman	
SF Geser															1,278		> 1.25 Aman	
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
Eksentrisitas :										L =	4,900	m						
										e =	0,007	<		L / 6 =	0,817	OK		
f =	0.4	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
										Tegangan ijin tanah =	18,782	ton/m ²						
										Tegangan maks =	4,232	ton/m ²			< Tegangan ijin tanah , Aman			
										Tegangan min =	4,164	ton/m ²			< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.19 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Penuh Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.48
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen					
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)					(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)		
	[1]	x	[2]	x	[3]	x	[4]		[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]		
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000			2.400	=	10.584	1.058	2.050	3.85	21.70	4.075	
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000			2.400	=	8.232	0.823	2.450	0.35	20.17	0.288	
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000			0.505	=	0.258	0.026	0.850	0.85	0.22	0.022	
Ws2	2.500	x	7.000	x	1.000	x	1.000			0.505	=	8.838	0.884	3.650	3.35	32.26	2.961	
	0.500	x	Kp	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1									
Pp1	0.500	x	0.981	x	0.505	x	1.000	x	1.000		=		0.247		0.333		0.08	
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1				=							
Pw1	0.500	x	1.000	x	3.850	x	3.850				=		-7.411		1.283		-9.51	
Pw2	0.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000				=		0.500		0.333		0.17	
	0.500	x	Ka	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2		=							
Pa1	0.500	x	0.672	x	0.505	x	7.000	x	7.000		=		-8.308		2.333		-19.38	
Pu1	4.900	x	1.000	x	1.00	x	1.00			1.00	=	-4.900		2.45		-12.01		
Pu2	4.900	x	2.850	x	1.00	x	0.50			1.00	=	-6.983		0.95		-6.63		
	TOTAL										ΣV	=	16.029		ΣM_v	=	55.7	
										S H			12.180		ΣM_h	=	21.301	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling
SF Geser

= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =
= $f \cdot S V / S H$

2.615
0.526

> 1.5 Aman
< 1.5 Tidak aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

L = 4.900 m
e = 0.304

<

L / 6 = 0.817

OK

f = 0.4

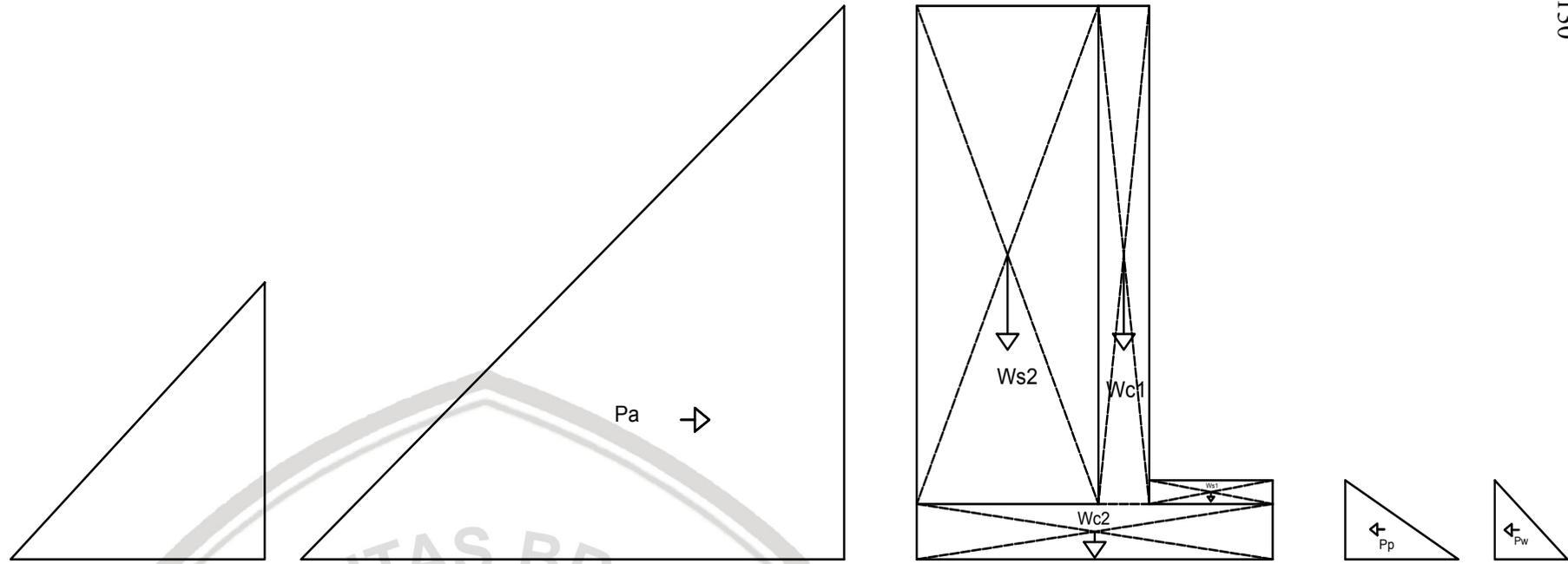
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah =
Tegangan maks =
Tegangan min =

18.782 ton/m²
2.489 ton/m²
2.055 ton/m²

< Tegangan ijin tanah , Aman
< Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.20 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Rapid Drawdown Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.49
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Bawah (Pertama) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa

Notasi	Nilai							Gaya		Lengan Momen		Momen												
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio	Sudut Θ	γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My									
	(m)		(m)		(m)				(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)									
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]		[6]		[7]		[8]		[9]		[10]		[11]		[12]	
Wc1	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000			2.400	=	10.584	1.058	2.050									21.70	
Wc2	4.900	x	0.700	x	1.000	x	1.000			2.400	=	8.232		2.450									20.17	
Ws1	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	0.811		0.850									0.69	
Ws2	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000			1.590	=	25.043		3.650									91.41	
Ww	1.700	x	6.000	x	1.000	x	1.000			1.000	=	10.200		0.850									8.67	
	0.500	x	Kp	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1															
Pp1	0.500	x	0.981	x	0.505	x	1.000	x	1.000		=		0.247		0.333								0.08	
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1				=													
Pw1	0.500	x	1.000	x	7.000	x	7.000				=		-24.500		2.333								-57.17	
Pw2	0.500	x	1.000	x	6.000	x	6.000				=		18.000		2.000								36.00	
Pw3	0.500	x	1.000	x	1.000	x	1.000				=		0.500		0.333								0.17	
	0.500	x	Ka	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2		=													
Pa1	0.500	x	0.672	x	0.505	x	7.000	x	7.000		=		-8.308		2.333								-19.38	
Pu1	4.900	x	7.000	x	1.00	x	1.00			1.00	=	-34.300		2.45									-84.04	
TOTAL																								
										ΣV	=	20.569				ΣM_v		58.6						
										S H			13.002		ΣM_h								40.302	

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :

SF Guling
SF Geser

= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$ =
= $f S V / S H$

1.454
0.633

< 1.5 Tidak aman
< 1.5 Tidak aman

Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :

Eksentrisitas :

$L = 4.900$ m
 $e = 1.561$ m

$m >$

$L / 6 = 0.817$

No

$f = 0.4$

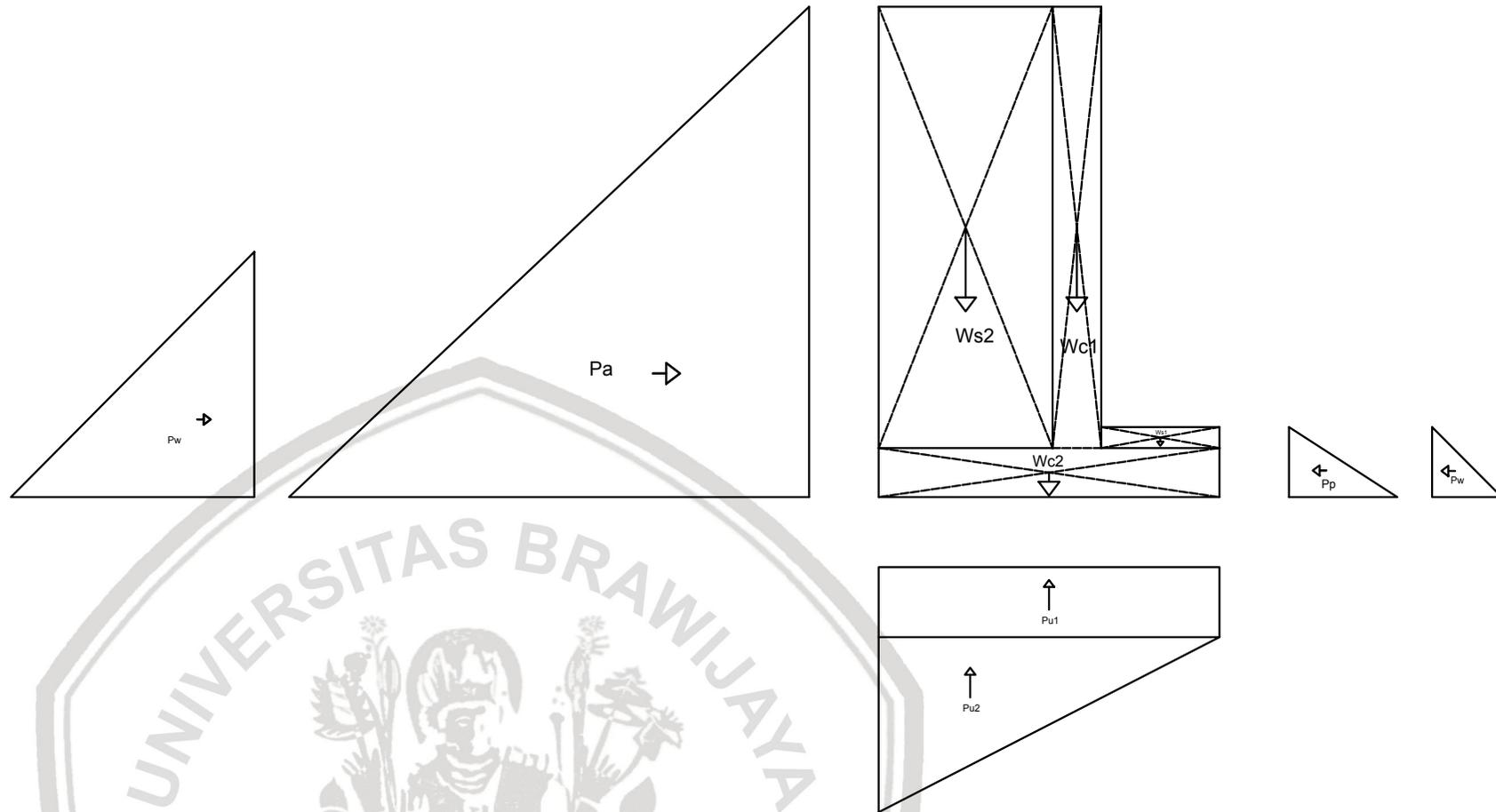
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :

Tegangan ijin tanah =
Tegangan maks =
Tegangan min =

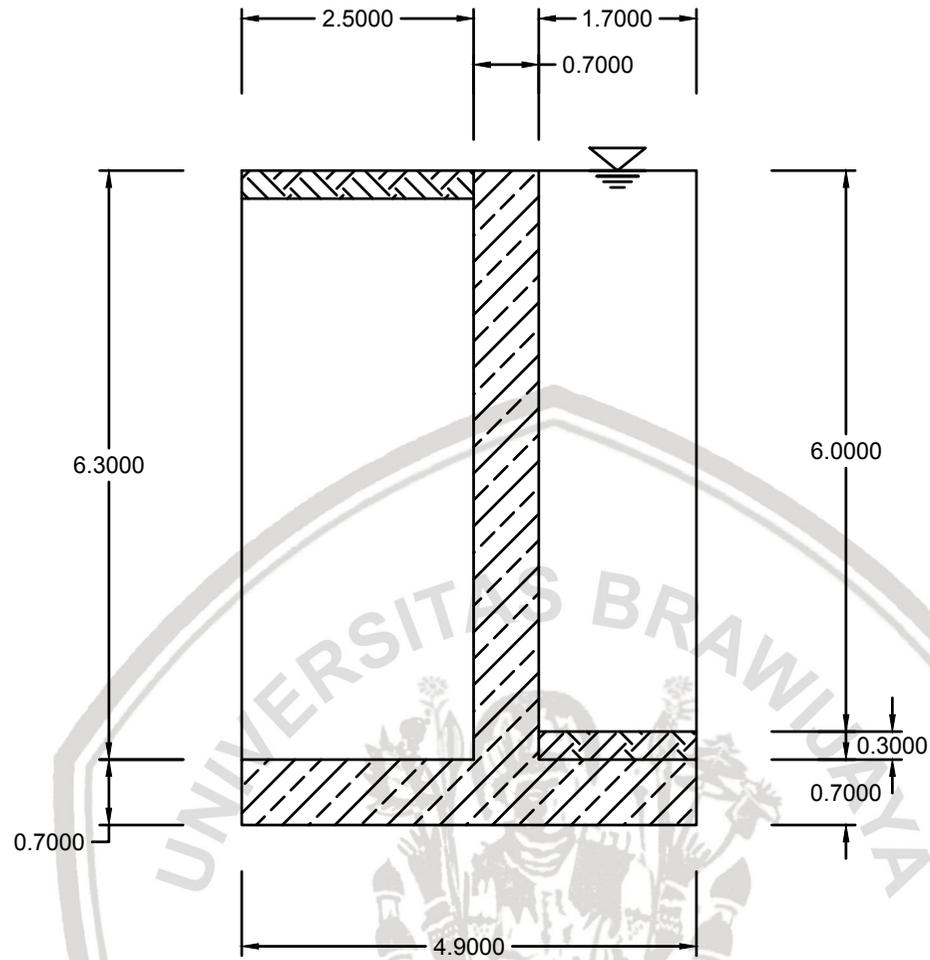
18.782 ton/m²
7.710 ton/m²
0.000 ton/m²

< Tegangan ijin tanah , Aman
< Tegangan ijin tanah , Aman

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.21 Stabilitas Bangunan Pertama Kondisi Rapid Drawdown Gempa
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.22 Gambar Detail Bangunan Pertama (bawah)

Sumber: Hasil Analisa, 2018

4.3.2.2. Perencanaan Dinding Penahan Atas

Dinding penahan direncanakan dengan tujuan untuk menahan tanah dari bahaya longsor. Tekanan tanah yang dialami oleh bangunan berupa tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif dan pasif dihitung menggunakan persamaan berikut:

Tekanan tanah aktif:

- $\phi = 11.31^\circ$
- $\beta = 0,00^\circ$
- $\theta = 0^\circ$
- $kh = 0,1$
- $k_v = 1/3$. $K_h = 0.033$
- $\Psi = \tan^{-1}(kh / 1 - k_v) = 1.404$

Tekanan tanah aktif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned}
 K_a &= \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2\theta \cdot \cos(\theta - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(11.31 - 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11.31 + 0) \cdot \sin(11.31 - 0)}{\cos(0 + 0) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\
 &= 0,672
 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned}
 K_{ae} &= \frac{\cos^2(\phi - \theta - \Psi)}{\cos\Psi \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\theta + \delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta - \Psi)}{\cos(\delta + \theta + \Psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\
 &= \frac{\cos^2(11,31 - 0 - 1,542)}{\cos 1,542 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 + 0 + 1,542) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 - 1,542)}{\cos(0 + 0 + 1,542) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\
 &= 0,693
 \end{aligned}$$

Tekanan tanah pasif:

- Kondisi normal

$$\begin{aligned} K_p &= \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \cos(\delta - \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\cos(\delta - \theta) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(11,31 + 0)}{\cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 + 0)}{\cos(0 - 0) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\ &= 0,981 \end{aligned}$$

- Kondisi gempa

$$\begin{aligned} K_{pe} &= \frac{\cos^2(\phi + \theta + \psi)}{\cos \psi \cdot \cos^2 \theta \cdot \cos(\theta - \delta + \psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta + \psi)}{\cos(\delta - \theta + \psi) \cdot \cos(\beta - \theta)}} \right]^2} \\ &= \frac{\cos^2(11,31 + 0 + 1,542)}{\cos 1,542 \cdot \cos^2 0 \cdot \cos(0 - 0 + 1,542) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(11,31 + 0) \cdot \sin(11,31 + 0 + 1,542)}{\cos(0 - 0 + 1,542) \cdot \cos(0 - 0)}} \right]^2} \\ &= 1,457 \end{aligned}$$

Perhitungan tekanan tanah aktif dan pasif (kondisi normal) adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_a &= 0,5 \cdot K_a \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\ &= 0,5 \cdot 0,672 \cdot 1,590 \cdot 1,6^2 \\ &= 1,368 \text{ ton} \\ P_p &= 0,5 \cdot K_p \cdot \gamma_t \cdot H^2 \\ &= 0,5 \cdot 0,981 \cdot 1,590 \cdot 1,6^2 \\ &= 1,996 \end{aligned}$$

Gaya angkat (*uplift*) terjadi disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air hulu dan hilir yang bekerja pada dasar pondasi. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mebgurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan gaya angkat (*uplift*) pada konfisi penuh adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{u1} &= \text{Volume} \times \gamma_w \\ &= \text{lebar} \times \text{tinggi uplift} \times \text{panjang} \times \gamma_w \\ &= 3,800 \times 1,1 \times 1 \times 1 \\ &= 4,180 \end{aligned}$$

Analisis stabilitas konstruksi untuk kondisi penuh keadaan normal dapat dilihat dari nilai stabilitas geser, stabilitas guling, eksentrisitas dan daya dukung. Berikut merupakan perhitungan dari nilai stabilitas geser, guling, eksentrisitas, dan daya dukung.

4. Stabilitas terhadap guling:

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum M_v}{\sum M_h} > 1,5 \\ &= \frac{29,1}{10,737} \\ &= 2,707 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap guling:

$$SF > 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

maka, $2,707 > 1,5$ (memenuhi syarat)

5. Stabilitas terhadap geser:

Dengan: $f = 0,4$ (dinding dengan pasir)

$$\begin{aligned} SF &= \frac{\sum v f}{\sum H} > 1,5 \\ &= \frac{10,374 \cdot 0,4}{8,019} \\ &= 0,517 \end{aligned}$$

Syarat stabilitas terhadap geser:

$$SF > 1,5 \quad (\text{SF dalam keadaan normal})$$

maka, $0,517 > 1,5$ (memenuhi syarat)

6. Nilai eksentrisitas:

$$\begin{aligned} e &= \left| \frac{\sum M_v - \sum M_h}{\sum V} - \frac{B}{2} \right| \\ &= \left| \frac{29,1 - 10,737}{10,374} - \frac{3,800}{2} \right| \\ &= 0,133 \end{aligned}$$

Syarat eksentrisitas:

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$\text{maka, } e \leq \frac{3,8}{6}$$

$$0,133 \leq 0,633 \quad (\text{memenuhi syarat})$$

Jika,

$$e > \frac{B}{6}$$

$$q_{max} = \frac{2V}{3(B - 2e)}$$

7. Daya Dukung:

$$\sigma_{max/min} = \frac{\sum V}{B \cdot L} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{max} &= \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 + \frac{6e}{B}\right) \\ &= 3,303 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{min} &= \frac{\Sigma V}{B.L} \left(1 - \frac{6e}{B}\right) \\ &= 2,157 \text{ ton/m}^2\end{aligned}$$

Syarat daya dukung :

σ_{max} dan σ_{min} < Daya dukung izin tanah

$$\sigma_{max} = 3,303 \text{ ton/m}^2 < 19,769 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = 2,157 \text{ ton/m}^2 < 19,769 \text{ ton/m}^2$$

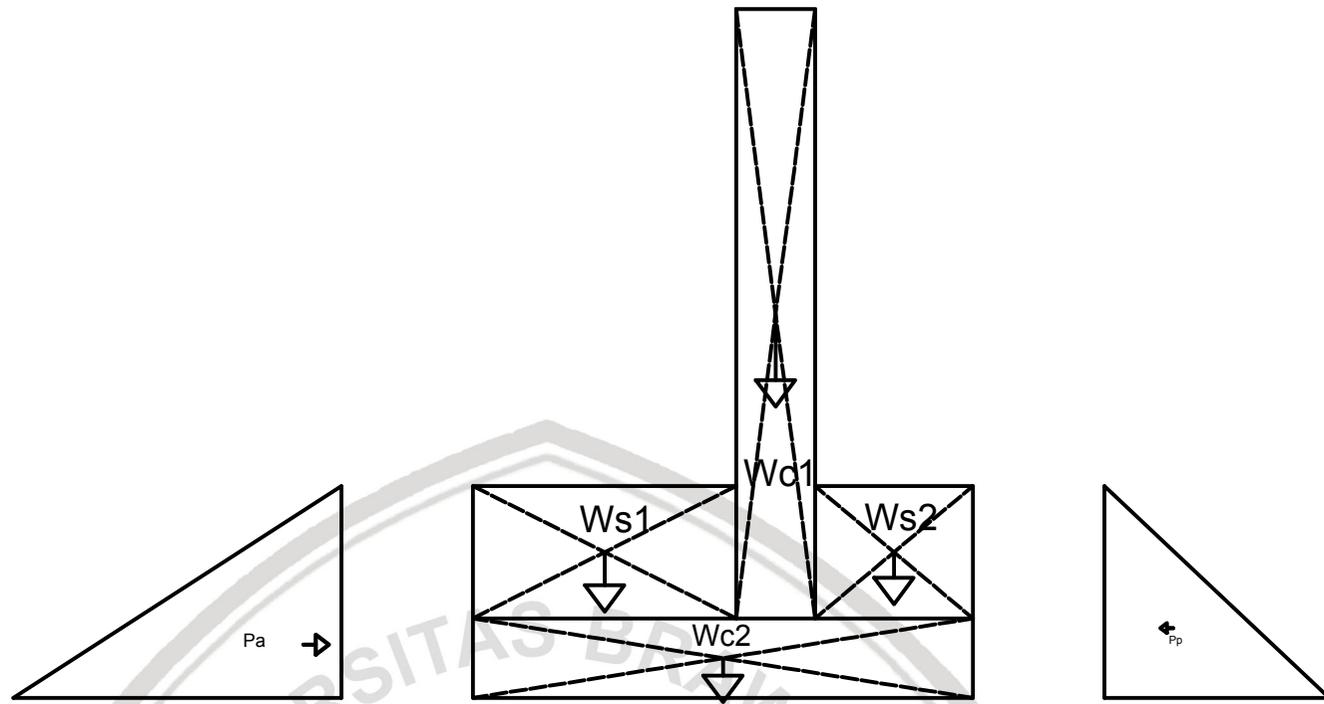
Untuk selanjutnya, perhitungan analisa stabilitas pada berbagai kondisi disajikan pada tabel dibawah ini:



Tabel 4.50
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Kosong Keadaan Normal

Notasi	Nilai									Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ	γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)				(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000		2.400	=	6.624		2.300		15.24	
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000		2.400	=	5.472		1.900		10.40	
Ws1	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000		1.590	=	3.180		1.000		3.18	
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000		1.590	=	1.908		3.200		6.11	
Pa1	0.500	x	Ka	x	γt	x	H1	x	H1							
	0.500	x	0.672	x	1.590	x	1.600	x	1.600	=		-1.368		0.533	-0.73	
Pp1	0.500	x	Kp	x	γt	x	H2	x	H2	=						
	0.500	x	0.981	x	1.590	x	1.600	x	1.600	=		1.996		0.533	1.06	
TOTAL										ΣV	17.184		ΣMv	34.918		
										S H		0.628	ΣMh		0.335	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																
SF Guling = $\Sigma M v / \Sigma M h =$ 104,269 > 1.5 Aman																
SF Geser = $f \cdot \Sigma V / S H =$ 10,947 < 1.5 Tidak Aman																
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																
Eksentrisitas :																
L = 3.800 m																
e = 0.112 < L / 6 = 0.633 OK																
f = 0.4																
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
Tegangan ijin tanah = 19,769 ton/m ²																
Tegangan maks = 5,325 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman																
Tegangan min = 3,719 ton/m ² < Tegangan ijin tanah , Aman																

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.23 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Kosong Normal

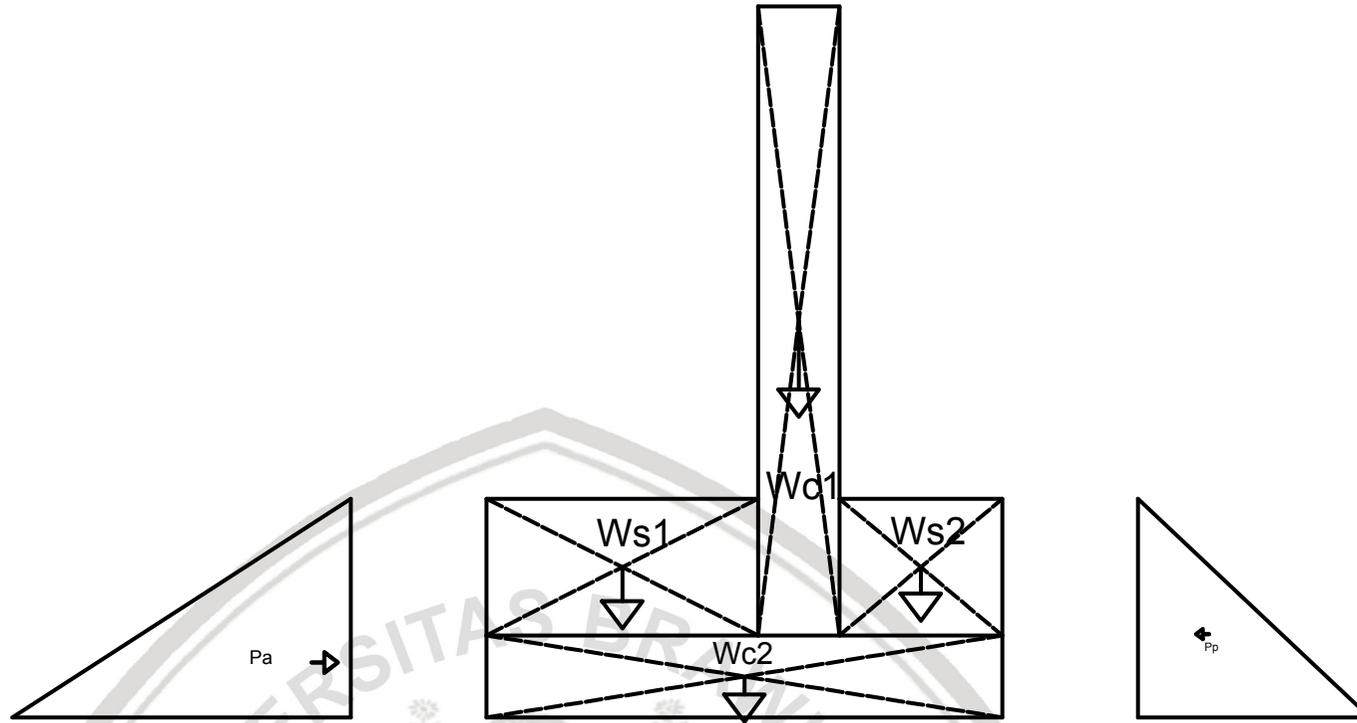
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.51
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Kosong Keadaan Gempa

Notasi	Nilai										Gaya		Lengan Momen		Momen		
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)				Θ	(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]	x	[2]	x	[3]	x	[4]		[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	6.624	0.662	2.300	2.900	15.24	1.921
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	5.472	0.547	1.900	0.300	10.40	0.164
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	1.908	0.191	3.200	1.100	6.11	0.210
Ws1	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	3.180	0.318	1.000	1.100	3.18	0.350
	0.500	x	Kea	x	γt	x	H1	x	H1	x	(1-kv)						
Pae	0.500	x	0.693	x	1.590	x	1.600	x	1.600	x	0.967	=	-1.363		0.533		-0.73
	0.500	x	Kep	x	γt	x	H2	x	H2	x	(1-kv)	=					
Ppe	0.500	x	1.457	x	1.590	x	1.600	x	1.600	x	0.967	=	2.867		0.533		1.53
TOTAL										ΣV		17.184		ΣMv		34.9	
										S H		3.222		ΣMh		3.447	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																	
SF Guling										$= \Sigma M v / \Sigma M h =$				10,131		> 1.25 Aman	
SF Geser										$= f.S V / S H$				2,133		> 1.25 Aman	
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																	
Eksentrisitas :																	
L =										3,800		m					
e =										0.069		<		L / 6 =		0,633 OK	
f =	0.4																
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
Tegangan ijin tanah =										19,769		ton/m ²					
Tegangan maks =										5,012		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			
Tegangan min =										4,032		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018





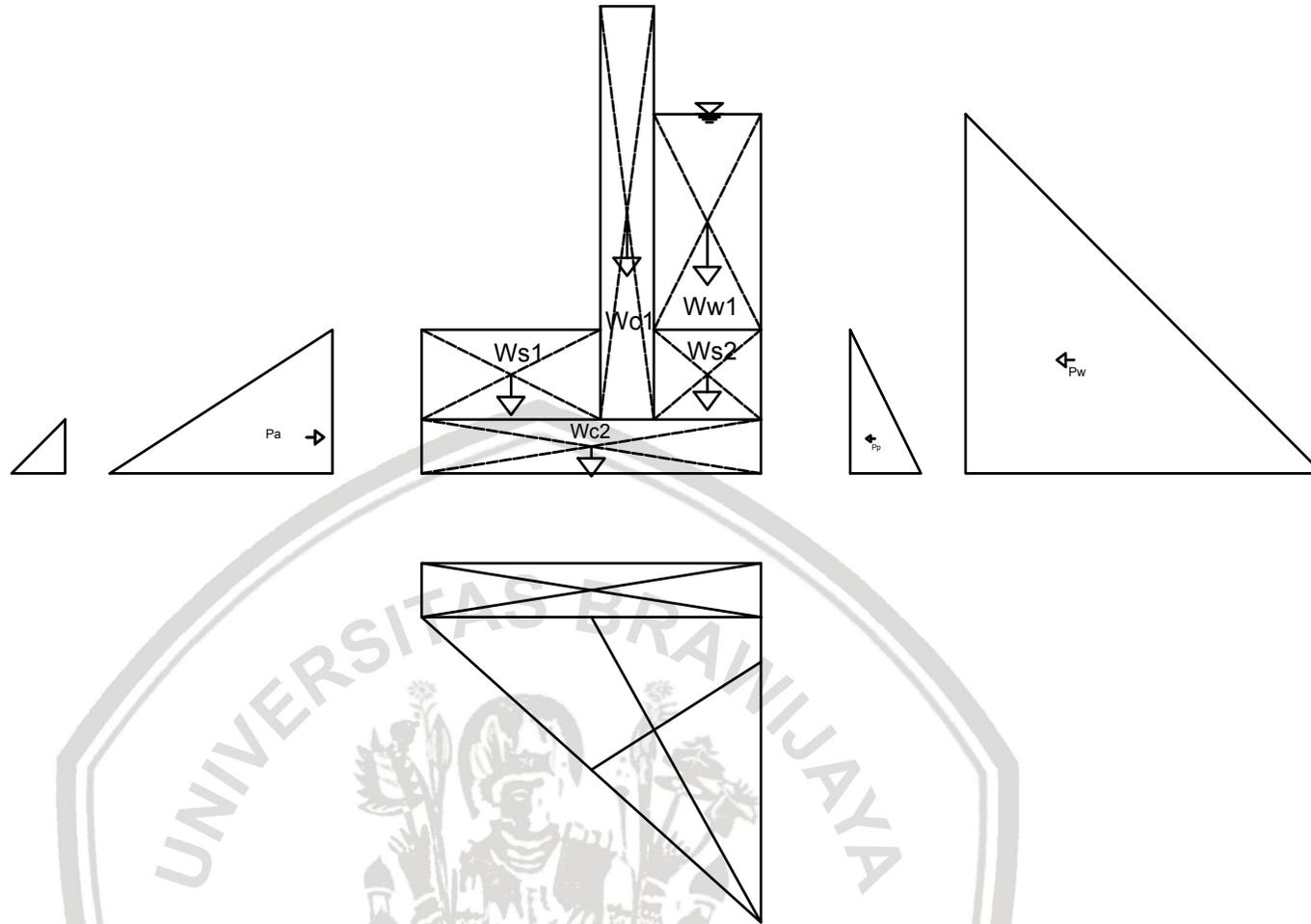
Gambar 4.24 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Kosong Gempa

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.52
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Penuh Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen					
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)				(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)			
	[1]	x	[2]	x	[3]		[4]		[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]		
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	6.624		2.300		15.24		
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	5.472		1.900		10.40		
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	1.908		3.200		6.11		
Wsl	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	3.180		1.000		3.18		
Ww	1.200	x	2.400	x	1.000	x	1.000			1.000	=	2.880		3.150		9.07		
	0.500	x	Ka	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1									
Pa1	0.500	x	0.672	x	0.505	x	1.600	x	1.600		=	-0.434		0.533		-0.23		
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1				=							
Pw1	0.500	x	1.000	x	4.000	x	4.000				=	8.000		1.333		10.67		
Pw2	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600				=	-0.180		0.200		-0.04		
	0.500	x	Kp	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2		=							
Pp1	0.500	x	0.981	x	0.505	x	1.600	x	1.600		=	0.633		0.533		0.34		
Pu1	3.800	x	1.100	x	1.00	x	1.00			1.00	=	-4.180		1.900		-7.94		
Pu2	3.800	x	2.900	x	1.00	x	0.50			1.00	=	-5.510		1.267		-6.98		
	TOTAL										ΣV	10.374		ΣM_v	29.1			
										S H		8.019		ΣM_h	10.737			
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																		
	SF Guling									= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$			2,707	< 1.5 Tidak Aman				
	SF Geser									= $f \cdot S V / S H$			0,517	< 1.5 Tidak Aman				
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																		
	Eksentrisitas :																	
	L	=									3.800	m						
	e	=									0,133	<	L / 6 =	0.633	OK			
f =	0.4	Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
	Tegangan ijin tanah =																	
	Tegangan maks =																	
	Tegangan min =																	
												19,769	ton/m ²					
												3,303	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				
												2,157	ton/m ²	< Tegangan ijin tanah , Aman				

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

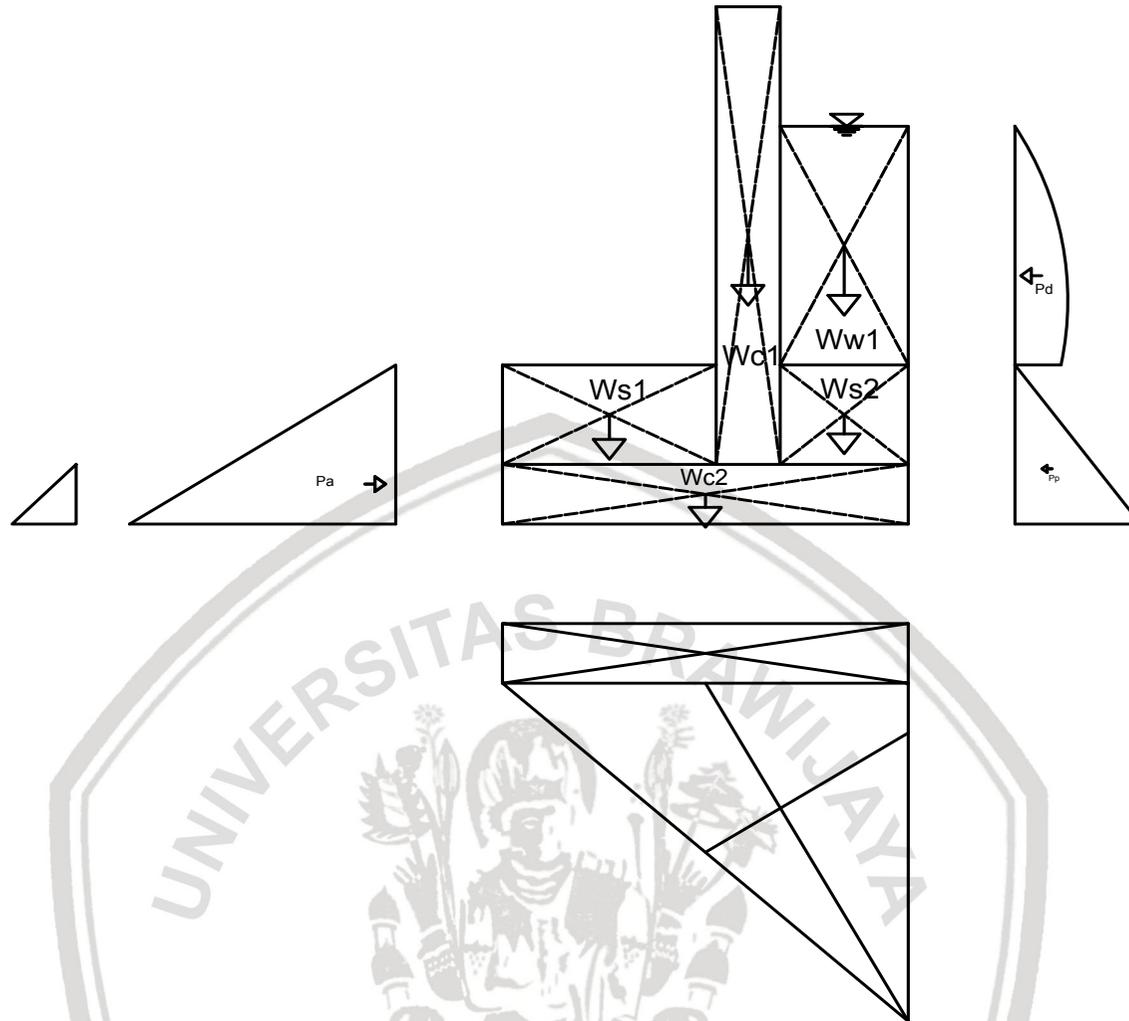


Gambar 4.25 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Penuh Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.53
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Penuh Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen						
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My		
	(m)		(m)		(m)				Θ	(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)			
	[1]	x	[2]	x	[3]	x	[4]		[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]			
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	6.624	0.662	2.300	2.900	15.24	1.921		
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	5.472	0.547	1.900	0.300	10.40	0.164		
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	1.908	0.191	3.200	1.100	6.11	0.210		
Ws1	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	3.180	0.318	1.000	1.100	3.18	0.350		
Ww	1.200	x	2.400	x	1.000	x	1.000			1.000	=	2.880	0.288	3.150	2.900	9.07	0.835		
	0.550	x	γ_w	x	kh	x	H	x	H										
Pd	0.550	x	1.000	x	0.100	x	4.000	x	4.000				0.880		5.333		4.693		
	0.500	x	γ_w	x	H1	x	H1												
Pw	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600				=		-0.180		0.200		-0.036		
	0.500	x	Kae	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1	x	(1-kv)								
Pae	0.500	x	0.693	x	0.505	x	1.600	x	1.600	x	0.967			-0.433		0.533		-0.23	
	0.500	x	Kpe	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2	x	(1-kv)								
Ppe	0.500	x	1.457	x	0.505	x	1.600	x	1.600	x	0.967			0.910		0.533		0.49	
Pu1	3.800	x	1.100	x	1.000	x	1.000			1.000	=	-4.180		1.900			-7.942		
Pu2	3.800	x	2.900	x	1.000	x	0.500			1.000	=	-5.510		1.267			-6.980		
TOTAL										ΣV		10.374		ΣM_v		29.1			
										S H		3.184		ΣM_h		8.392			
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																			
SF Guling										$= \Sigma M_v / \Sigma M_h =$				3,464		> 1.25 Aman			
SF Geser										$= f.S V / S H$				1,304		> 1.25 Aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																			
Eksentrisitas :																			
L =										3.800		m							
e =										0.093		<		L / 6 =		0,633		OK	
f = 0.4																			
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																			
Tegangan ijin tanah =										19,769		ton/m ²							
Tegangan maks =										3,131		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman					
Tegangan min =										2,239		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman					

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.26 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Penuh Gempa

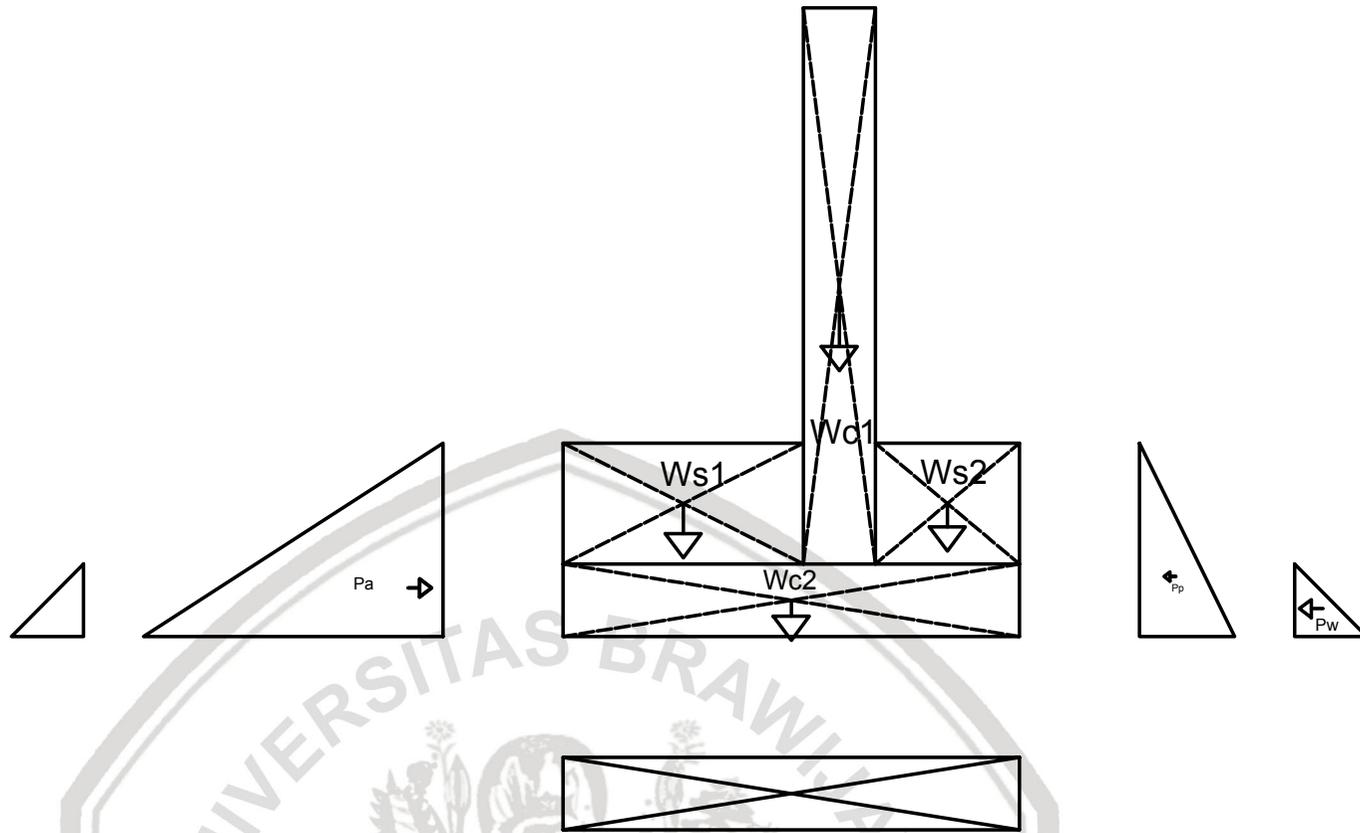
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.54

Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen				
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio		Sudut Θ		γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My
	(m)		(m)		(m)					(t/m^3)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]		[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	6.624		2.300		15.24	
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000			2.400	=	5.472		1.900		10.40	
Ws1	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	3.180		1.000		3.18	
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000			1.590	=	1.908		3.200		6.11	
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H										
Pw1	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600				=	0.180		0.200		0.036	
Pw2	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600				=	-0.180		0.200		-0.036	
	0.500	x	Ka	x	γ_{sub}	x	H1	x	H1								
Pa1	0.500	x	0.672	x	0.505	x	1.600	x	1.600		=	-0.434		0.533		-0.23	
	0.500	x	Kp	x	γ_{sub}	x	H2	x	H2		=						
Pp1	0.500	x	0.981	x	0.505	x	1.600	x	1.600		=	0.634		0.533		0.34	
Pu1	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000	x		1.000	=	2.280		1.900		4.332	
	TOTAL										ΣV		17.184		ΣM_v		39.250
										S H		0.199		ΣM_h		0.106	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																	
SF Guling										= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$		369.047		> 1.5 Aman			
SF Geser										= $f \cdot S V / S H$		34.469		> 1.5 Aman			
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																	
Eksentrisitas :										L =		3.800		m			
f = 0.4										e =		0.378		<		L / 6 = 0.633 OK	
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																	
										Tegangan ijin tanah =		19.769		ton/m ²			
										Tegangan maks =		7.220		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman	
										Tegangan min =		1.824		ton/m ²		< Tegangan ijin tanah , Aman	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



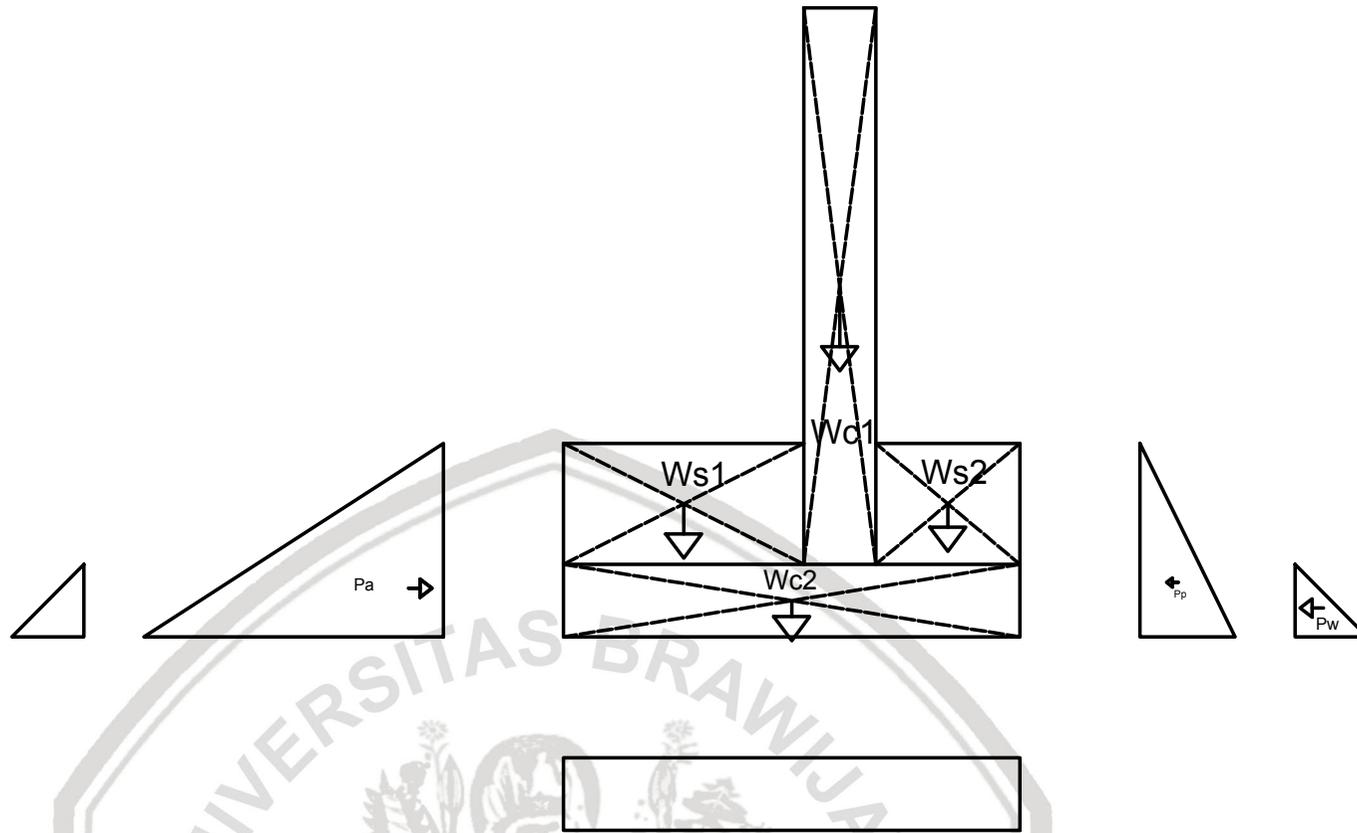
Gambar 4.27 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Rapid Drawdown Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.55

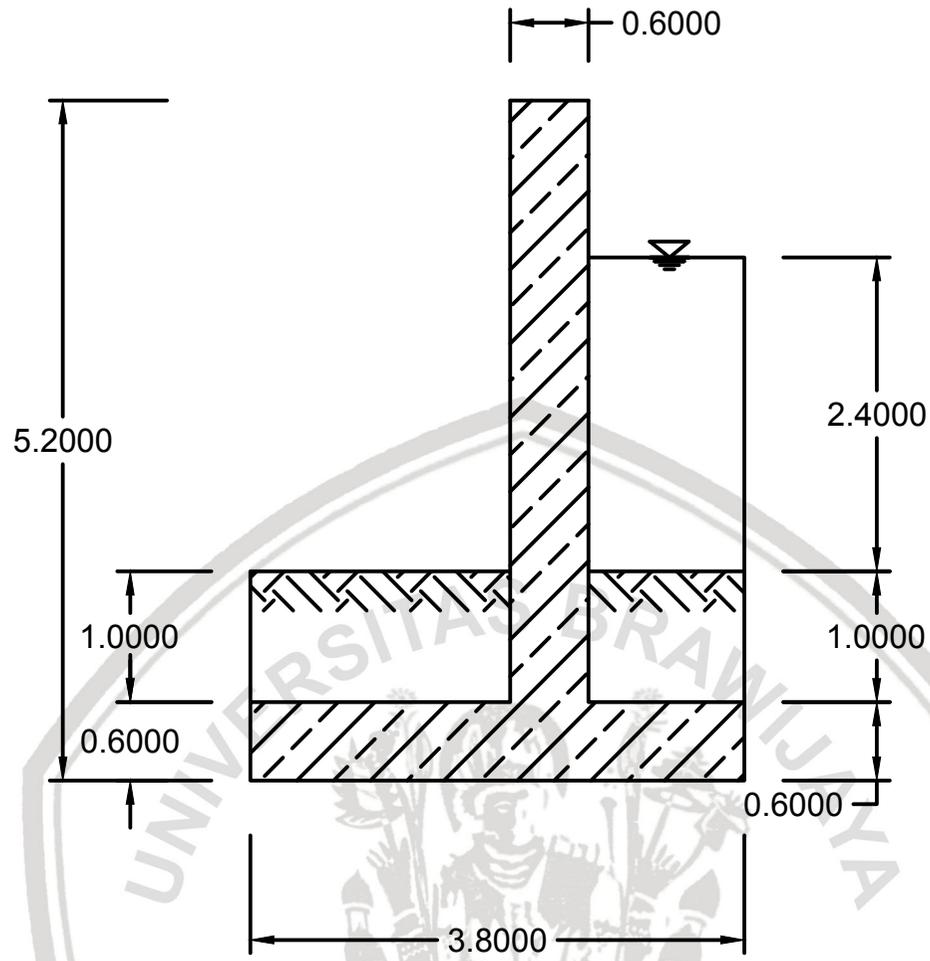
Analisa Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Atas (Kedua) Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa

Notasi	Nilai								Gaya		Lengan Momen		Momen			
	Lebar		Tinggi		Panjang		Ratio	Sudut Θ	γ	Pv	Ph	x	y	Mx	My	
	(m)		(m)		(m)				(t/m ³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)	
	[1]		[2]		[3]		[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]	[12]	
Wc1	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000		2.400	=	6.624	0.662	2.300	2.900	15.24	1.921
Wc2	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000		2.400	=	5.472	0.547	1.900	0.300	10.40	0.164
Ws1	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000		1.590	=	3.180	0.318	1.000	1.100	3.18	0.350
Ws2	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000		1.590	=	1.908	0.191	3.200	1.100	6.11	0.210
	0.500	x	γ_w	x	H	x	H									
Pw1	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600			=		0.180		0.200		0.036
Pw2	0.500	x	1.000	x	0.600	x	0.600			=		-0.180		0.200		-0.036
	0.500	x	Kae	x	γ_t	x	H1	x	H1							
Pa1	0.500	x	0.693	x	0.505	x	1.600	x	1.600			-0.448		0.533		-0.24
	0.500	x	Kpe	x	γ_t	x	H2	x	H2							
Pp1	0.500	x	1.457	x	0.505	x	1.600	x	1.600			0.942		0.533		0.50
Pu1	3.800	x	0.600	x	1.000	x	1.000	x		1.000	=	2.280		1.900		4.332
TOTAL									ΣV		17.184		ΣM_v		39.250	
									S H			2.212	ΣM_h		2.908	
Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi gempa :																
SF Guling									= $\Sigma M_v / \Sigma M_h$				13.496		> 1.5 Aman	
SF Geser									= $f \cdot \Sigma V / S H$				3.107		> 1.5 Aman	
Kontrol terhadap eksentrisitas dan daya dukung ijin tanah :																
Eksentrisitas :									L =	3.800	m					
f = 0.4									e =	0.215	<	L / 6 =	0.633	OK		
Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi di bawah dasar pondasi :																
									Tegangan ijin tanah =	19.769	ton/m ²					
									Tegangan maks =	6.056	ton/m ²	<	Tegangan ijin tanah , Aman			
									Tegangan min =	2.988	ton/m ²	<	Tegangan ijin tanah , Aman			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.28 Stabilitas Bangunan Kedua Kondisi Rapid Drawdown Normal
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018



Gambar 4.29 Gambar Detail Bangunan Kedua (atas)

Sumber: Hasil Analisa, 2018

4.4. Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

4.4.1. Analisis Terhadap Kekuatan Bahan Tiang

Kemampuan tiang dapat dianalisis dengan memperhatikan kekuatan bahan tiang. Untuk mengetahui kekuatan yang diijinkan pada tiap tiang perlu mengetahui tegangan tekan pada bahan tiang dan luas penampang tiang. Adapun perhitungan kekuatan bahan tiang dijabarkan sebagai berikut (sesuai spesifikasi yang dikeluarkan oleh Wikabeton):

Ukuran tiang = 400 mm (diameter)

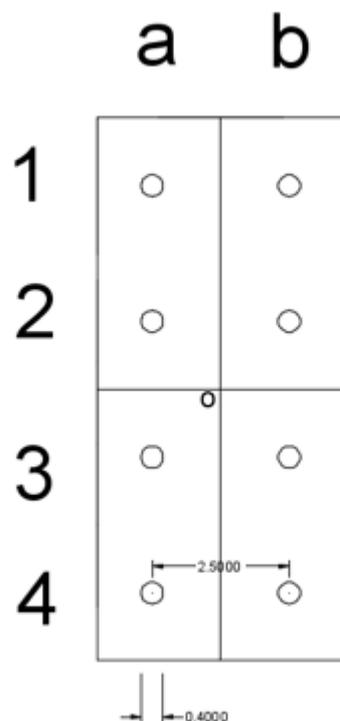
Berat (W_p) = 191 kg.m

F'_c = 52 MPa

P tiang = 114,40 ton

4.4.2. Perhitungan Gaya Vertikal dan Horizontal Yang Bekerja Pada Tiang

Jumlah tiang yang mendukung bangunan adalah 8 buah untuk tiap 10 m panjang. Jarak tiang-tiang tersebut terhadap titik O adalah:



Gambar 4.30 Desain Kelompok Tiang

Sumber: Hasil Analisa, 2018

Untuk mengetahui apakah tiang bor yang telah didesain dapat menerima beban sesuai dengan beban yang dipikulnya perlu adanya analisis mengenai perhitungan pembagian tekanan pada kelompok tiang. Beban normal yang diterima oleh tiang berupa beban eksentris

sehingga dianalisis menggunakan beban sentris ditambahkan dengan momen. Beban maksimum yang diterima oleh tiap tiang pada kelompok tiang dapat dihitung.

Analisis digunakan pada dinding penahan bawah pada kondisi kosong tanpa gempa sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\Sigma V &= 44,671 \text{ ton (1 meter panjang)} \\ &= 446,712 \text{ ton (10 meter panjang)}\end{aligned}$$

$$e' = 0,122$$

$$\begin{aligned}M_y &= \Sigma V * e' \\ &= 446,712 * 0,122 \\ &= 50,251 \text{ ton.m}\end{aligned}$$

$$n = 8 \text{ buah}$$

$$n_y = 4$$

$$n_x = 2$$

$$X_{max} = 1,25 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 3,75 \text{ m}$$

Jumlah kwadrat absis-absis tiang pancang:

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= 10 \cdot 2 \cdot 1,25^2 \\ &= 31,250 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma Y^2 &= 2,5 \cdot 2 \cdot 3,75^2 + 2,5 \cdot 2 \cdot 1,25^2 \\ &= 78,125 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Beban yang diterima tiap tiang maksimum adalah:

$$\begin{aligned}P_{max} &= \frac{\Sigma V}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \Sigma x^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \Sigma y^2} \\ &= 57,547 \text{ ton}\end{aligned}$$

Tabel 4.56
Pembagian Tekanan pada Kelompok Tiang

Tiang		a	b
	Jarak	-1.25	1.25
1	3.75	56.542	57.548
2	1.25	55.738	56.743
3	-1.25	54.934	55.939
4	-3.75	54.130	55.135

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

$$\text{Syarat, } P_{max} < P_{tiang} = 57,547 < 114,40 \dots\dots\dots \text{OK}$$

Karena beban maksimum yang diterima tiang lebih kecil dari kemampuan tiang maka desain tersebut memenuhi persyaratan.

4.4.3. Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas ultimit tiang dapat dihitung secara empiris dari nilai N hasil uji SPT. Digunakan rumus Meyerhof (1956) untuk bangunan pertama (bawah) dengan persamaan sebagai berikut:

a. Daya dukung ultimit tiang (Q_u)

$$Q_u = 4 N_b A_b + 1/50 N A_s$$

dengan:

N_b = Nilai N dari uji SPT pada tanah di sekitar dasar tiang

N = Nilai N rata-rata uji SPT di sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang (ft^2)

A_b = Luas dasar tiang (ft^2)

maka:

$$\begin{aligned} Q_u &= (4 \times 24 \times 5,411) + (1/50 \times 25,57 \times 8,116) \\ &= 1086,257 \text{ ton} \end{aligned}$$

Dengan menggunakan factor aman $F = 3$, diperoleh kapasitas dukung ijin tiang:

$$\begin{aligned} Q_u &= 1086,257/3 \\ &= 362,086 \text{ ton} \end{aligned}$$

Oleh karena $Q_u > P_{\text{tiang}}$, yaitu $362,086 \text{ ton} > 114,40 \text{ ton}$ maka AMAN.

b. Gaya tarik (*Pull Out Force*)

Gaya tarik (*Pull Out Force*) didapat dari penjumlahan antara gaya geser dinding tiang dengan berat tiang. Perhitungan gaya geser dinding tiang adalah sebagai berikut:

$$Q_s = U l_i f_i$$

dengan:

U = keliling tiang (m)

f_i = intensitas gaya geser dinding tiang. Digunakan $N/5$ dengan N adalah harga rata-rata N sepanjang tiang.

l_i = ketebalan lapisan tanah (m)

maka:

$$\begin{aligned} f_i &= N/5 \\ &= 24/5 \\ &= 4,8 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 U &= 4d \\
 &= 4 \times 0,4 \\
 &= 1,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$l_i = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 67,69 \times 1,6 \times 6 \\
 &= 46,08 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Kapasitas tarik ijin tiang dengan mengambil faktor aman $F=3$:

$$\begin{aligned}
 Q_t &= (Q_s + W_p)/3 \\
 &= (46,08 + 2,101)/3 \\
 &= 16,060 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

4.4.4. Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung ijin berdasarkan tiang tunggal, dengan data sebagai berikut:

$$d = 0,4 \text{ m (panjang sisi tiang)}$$

$$s = 2,5 \text{ m (jarak antar tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan \frac{d}{s} = \arctan \frac{0,4}{2,5} \\
 &= 9,09
 \end{aligned}$$

$$m = 4 \text{ (jumlah baris tiang)}$$

$$n = 8 \text{ (total keseluruhan tiang)}$$

Maka efisiensi (E_g)

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\
 &= 1 - 9,09 \frac{(8-1)4 + (4-1)8}{90 \cdot 8 \cdot 4} \\
 &= 0,836
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung kelompok tiang ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{dukung}} &= E_g \cdot n \cdot Q_u \\
 &= 0,836 \times 8 \times 362,086 \\
 &= 2421,267 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung tiang

$$Q_{\text{beban}} = 58,429 \text{ ton (beban terbesar yang membebani tiang)}$$

$$Q_{\text{dukung}} > Q_{\text{beban}} \dots \text{ AMAN}$$

4.4.5. Perhitungan Defleksi Tiang

Perhitungan defleksi tiang diberikan dalam Metode Broms. Metode Broms dapat digunakan untuk menghitung defleksi tiang lateral yang berada pada lapisan tanah homogen dan murni berupa tanah kohesif atau granuler. Dalam studi diketahui pada lokasi bahwa lapisan tanah adalah lapisan tanah kohesif.

Diketahui dari data tiang pancang yang digunakan:

$$\begin{aligned}
 E_p &= 4700 \sqrt{fc} \\
 &= 4700 \sqrt{52} \\
 &= 33892,182 \text{ MPa} \\
 &= 3389218,199 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 33892181,99 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Panjang sisi(s) = 0,4 m

Maka bisa dihitung defleksi tiang sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 I_p &= 0,001065704 \text{ m}^4 \\
 E_p I_p &= 33892181,99 \times 0,001065704 \\
 &= 36119,027 \text{ kNm}^2
 \end{aligned}$$

$$n_h = 2000$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \beta &= \left(\frac{n_h}{E_p I_p} \right)^{\frac{1}{5}} = \left(\frac{2000}{36119,027} \right)^{\frac{1}{5}} \\
 &= 0,272
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta L &= 0,272 \times 6 \\
 &= 1,6367
 \end{aligned}$$

$$e = 0,7$$

$$H = 8,019 \text{ ton} = 79,901 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 y_o &= \frac{0,93H}{(n_h)^{3/5} (E_p I_p)^{2/5}} \\
 &= \frac{0,93 \times 79,901}{(2000)^{3/5} (36119,027)^{2/5}} \\
 &= 1,779 \times 10^{-16} \text{ m} = 1,779 \times 10^{-13} \text{ mm}
 \end{aligned}$$

4.4.6. Penurunan Pada Ujung Tiang

Beban bangunan seluruhnya didukung tiang oleh tahanan ujungnya (tiang dukung ujung), maka penurunan dihitung dengan menganggap dasar kelompok tiang sebagai rakit, dengan luas dasar yang sama dengan luas kelompok tiang. Pada tiang dukung, beban struktur didukung sepenuhnya oleh lapisan tanah keras yang terletak pada dasar atau ujung bawah tiang. Penurunan tiang tunggal dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$S = \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d}$$

$$I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu$$

dengan:

$$Q = 446,712 \text{ ton}$$

$$= 4451,0457 \text{ kN}$$

$$d = 0,40 \text{ m}$$

$$E_s = 13000 \text{ kN/m}^2$$

$$E_p = 2,35 \cdot 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu = 0,30 \text{ (Dari Tabel)}$$

1. I_o (Faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat dalam massa semi tak terhingga)

dengan:

$$d_b = \text{panjang sisi dasar tiang}$$

$$= 0,40 \text{ m}$$

$$d = \text{panjang sisi kepala tiang}$$

$$= 0,40 \text{ m}$$

$$L = \text{panjang tiang}$$

$$= 6 \text{ m}$$

$$\diamond d_b/d = 0,40/0,40$$

$$= 1$$

$$\diamond L/d = 6/0,40$$

$$= 15$$

Selanjutnya, lihat Gambar 2.21. maka didapatkan nilai $I_o = 0,07$

2. R_k (faktor reduksi kemudah-mampatan tiang)

dengan:

$$\diamond R_k = \frac{A_p}{d^2}$$

$$= \frac{d^2}{d^2} = \frac{0,40^2}{0,40^2} = 1$$

$$\begin{aligned} \diamond K &= E_p \frac{R_a}{E_s} \\ &= 2,35 \cdot 10^7 \frac{1}{13000} \\ &= 1807,692 \end{aligned}$$

Selanjutnya, lihat Gambar 2.22. maka didapatkan nilai $R_k = 1,15$

3. R_b (faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung)

dengan:

$$\begin{aligned} K &= 1807,692 \\ L/d &= 27,5 \\ E_s &= \text{Modulus elastis tanah disekitar tiang} \\ &= 13000 \text{ kN/m}^2 \\ E_b &= \text{Modulus elastis tanah pada dasar tiang} \\ &= 40000 \text{ kN/m}^2 \\ E_b/E_s &= 40000/13000 \\ &= 3,077 \end{aligned}$$

Selanjutnya, lihat Gambar 2.24. maka didapatkan nilai $R_b = 0,93$

4. R_μ (faktor koreksi angka Poisson μ)

dengan:

$$\begin{aligned} \mu &= 0,30 \\ K &= 1807,692 \end{aligned}$$

Selanjutnya, lihat Gambar 2.23. maka didapatkan nilai $R_\mu = 0,93$

Penurunan tiang tunggal dapat dilihat pada perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \diamond I &= I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_\mu \\ &= 0,07 \cdot 1,15 \cdot 0,93 \cdot 0,93 \\ &= 0,0697 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \diamond S &= \frac{Q \cdot I}{E_s \cdot d} \\ &= \frac{2781,804 \cdot 0,0697}{13000 \cdot 0,40} \\ &= 0,0372 \text{ m} = 3,726 \text{ cm} \end{aligned}$$

Perhitungan penurunan kelompok tiang dapat dihitung menggunakan persamaan

(2.78) sebagai berikut:

$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B+3)^2}{(B+4)^2}$$

dimana:

$$S = 0,0372 \text{ m}$$

$$B = 10 \text{ m}$$

$$\frac{S_g}{S} = \frac{(4B+3)^2}{(B+4)^2}$$

$$\frac{S_g}{0,0372} = \frac{(4 \cdot 10 + 3)^2}{(10 + 4)^2}$$

$$S_g = 0,0702 \text{ m} = 7,0195 \text{ cm}$$

4.5. Analisa Beton Bertulang

Beton Bertulang terdiri atas campuran semen, agregat halus/pasir, agregat kasar, dan air. Untuk mendapatkan beton berkualitas, perbandingan campuran bahan harus sesuai standar yang telah ditetapkan. Penggunaan volume air yang berlebihan dapat beresiko menurunkan kuat tekan beton dan terjadinya pemisahan antara agregat kasar dan halus. Penggunaan jumlah semen sangat berpengaruh terhadap kualitas beton. Perhatikan juga proses pengadukannya harus homogen.

Dalam studi ini, konstruksi menggunakan kuat tekan beton $f'_c = 25 \text{ Mpa}$. Terlebih dahulu dilakukan pengetesan terhadap mutu beton, sehingga kuat tekan beton yang diharapkan dapat terpenuhi. Sedangkan untuk menahan kekuatan tarik, digunakan baja tulangan. Ada baja tulangan dengan kekuatan leleh $f_y = 240 \text{ Mpa}$ dan $f_y = 400 \text{ Mpa}$. Dalam studi ini menggunakan mutu baja dengan kekuatan leleh $f_y = 400 \text{ Mpa}$. Agar memperoleh hasil yang maksimal, perlu diperhatikan dalam proses pencampuran, pengecoran dan pepadatan di lapangan.

Untuk beton bertulang pada bangunan yang dianalisis pada studi ini menggunakan:

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$p \text{ (tebal selimut beton)} = 100 \text{ mm}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Untuk menganalisis pembedahan dan penulangan dinding penahan, perlu memperhatikan bagian-bagian kritis yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan. Perhitungan bending momen yang terjadi pada ambang pelimpah dianalisis dengan 4 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B, potongan C-C, dan potongan D-D.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan B-B pada kondisi air kosong keadaan normal.

Data :

$$h = 700 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

Rencana :

$$p = 100 \text{ mm}$$

$$D \text{ utama} = 25 \text{ mm}$$

$$D \text{ bagi} = 16 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\beta_1 = 0,85$$

Bending momen yang bekerja disajikan pada Tabel 4.83 dengan Momen total = 19,980 tm.

Analisa Penulangan :

$$\text{Tinggi efektif (d)} = h - p - D \text{ bagi} - (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 700 - 100 - 10 - (0,5 \times 13)$$

$$= 583,5 \text{ mm}$$

$$d' = p + D \text{ bagi} + (1/2 \times D \text{ utama})$$

$$= 100 + 10 + (0,5 \times 13)$$

$$= 116,5 \text{ mm}$$

$$d' / d = 0,200$$

$$Mu = 199,80 \text{ kNm}$$

Momen lapangan :

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \frac{199,80}{1 \cdot 0,5835^2} = 0,587 \text{ N/mm}^2$$

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{Mu}{b \cdot d^2} = \rho \cdot \beta \cdot f_y \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{f_y}{f'_c}\right)$$

$$0,587 = \rho \cdot 0,85 \cdot 400 \cdot \left(1 - 0,588 \cdot \rho \cdot \frac{400}{25}\right)$$

Sehingga, didapat nilai rasio tulangan $\rho = 0,00187$

Luas Tulangan Utama Perlu :

$$A_s \text{ hitung} = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,00187 \times 1000 \times 583,5$$

$$= 1089 \text{ mm}^2$$

Rencana:

$$\begin{aligned} A_{st} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13 \times 13 \\ &= 132,7 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan utama

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{st} \\ &= 1089 / 132,7 \\ &= 8,2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan utama

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 8,2 \\ &= 121,884 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tanggul

$$\text{Jarak tulangan baru} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 11 \times 1 = 11 \text{ buah}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ baru}} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13 \times 13 \times 11 \\ &= 14601,1 \text{ mm}^2 > A_{s \text{ hitung}} (1089 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi} \end{aligned}$$

Sehingga, didapatkan D 13 – 100

Luas tulangan bagi :

$$\begin{aligned} A_{s \text{ hitung}} &= 0,18 \times A_{s \text{ tulangan utama}} \\ &= 0,18 \times 1089 \\ &= 196 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Rencana :

$$\begin{aligned} A_{st} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 78,54 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan bagi

$$\begin{aligned} S &= A_{s \text{ hitung}} / A_{st} \\ &= 196 / 78,54 \\ &= 2,5 \text{ buah} \end{aligned}$$

Jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned} &= b / S \\ &= 1000 / 2,5 \end{aligned}$$

$$= 400,671 \text{ mm}$$

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal

$$\text{Jarak tulangan baru} = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tulangan} = 5 \text{ buah}$$

$$\text{As baru} = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10 \times 10 \times 5$$

$$= 392,7 \text{ mm}^2 > \text{As}_{\text{hitung}} (196 \text{ mm}^2) \rightarrow \text{memenuhi}$$

Sehingga, didapatkan D10 – 250

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan untuk bangunan pertama dan kedua pada kondisi lain disajikan pada Tabel berikut:



Tabel 4.57
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis		Gaya	L	Momen
												(t/m3)	ton			
Beban Hidup																
1	Pw1	1.700	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	=	-33.737	2.100	-70.847
2	Pw2	1.700	x	6.300	x	6.300	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	33.737	2.100	70.847
3	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γ_{sub}	=	0.038	0.850	0.032
4	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γ_{sub}	=	-11.450	1.950	-22.328
Beban Mati																
1	We1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	6.615	0.350	2.315
												Total	4.797	19.980		

h	=	700	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 1089.0 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
p	=	100	mm	Rencana: <i>Jarak tulangan baru</i>												
Dbagi	=	10	mm	Ast= 132.7 mm ² = 100 mm												
Dutama	=	13	mm	<i>Jumlah tulangan utama</i>												
Mu	=	199.80	kNm	= 8.2 = 11 x 11 buah												
fy	=	400	Mpa	<i>Jarak tulangan utama</i> AS baru = 1460.1 mm ² ok												
f'c	=	25	Mpa	= 121.884 mm												
β_1	=	0.85		Tulangan Bagi												
d	=	583.5	mm	As hitung= 0,18 * As tulangan utama Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
	=	0.5835	m	Rencana: <i>Jarak tulangan baru</i>												
d'	=	116.5	mm	Ast= 78.54 mm ² = 250 mm												
d/d	=	0.200		<i>Jumlah tulangan bagi</i>												
M/(b.d ²)	=	0.587	N/mm ²	= 2.5 = 5 x 2 = 5 buah												
ρ hitung	=	0.00187		<i>Jarak tulangan utama</i> AS baru = 392.7 mm ² ok												
ρ min	=	0.0018		= 400.671 mm												
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.58
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Koefisien Gempa	Berat Jenis		Gaya	L	Momen		
												(t/m3)	ton				m	tm
Beban Hidup																		
		1.275	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio			kh	x	γ	=				
1	Pd	1.275	x	6.000	x	6.000	x	0.500			0.1	x	1.000	=	2.295	8.000	18.360	
2	Pw1	1.275	x	6.300	x	6.300	x	0.500				x	1.000	=	-25.302	2.100	-53.135	
3	Pw2	1.275	x	6.300	x	6.300	x	0.500				x	1.000	=	25.302	2.100	53.135	
4	Ppe	1.275	x	Ppe	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ_{sub}				
		1.275	x	1.457	x	0.300	x	0.300	x	0.500	x	0.967	x	0.505	=	0.041	0.100	0.004
5	Pae	1.275	x	Pae	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ_{sub}				
		1.275	x	0.693	x	6.300	x	6.300	x	0.500	x	0.967	x	0.505	=	-8.560	2.100	-17.975
6	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x		x	γ_t				
		1.275	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x		x	1.590	=	0.103	0.150	0.016
7	Ws2	1.275	x	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x		x	1.590	=	-3.193	2.650	-8.462
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x		x	γ				
		1.000	x	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x		x	2.400	=	-1.058	3.150	-3.334
												Total		10.372		11.391		

h = 700 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 614.4 mm ²
p = 100 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi = 10 mm	Rencana: Jarak tulangan baru = 150 mm
Dutama = 10 mm	Ast = 78.5 mm ²
Mu = 113.91 kNm	Jumlah tulangan utama = 8 buah
fy = 400 Mpa	Jarak tulangan utama = 628.3 mm
f'c = 25 Mpa	As baru = 628.3 mm ²
$\beta_1 = 0.85$	
	Tulangan Bagi
d = 585 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 110.6 mm ²
d' = 0.585 m	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d = 0.197	Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm
M/(b.d ²) = 0.333 N/mm ²	Ast = 78.54 mm ²
ρ hitung = 0.00105	Jumlah tulangan bagi = 5 buah
ρ min = 0.0018	Jarak tulangan utama = 392.7 mm
ρ max = 0.0203	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.59
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis		Gaya	L	Momen
												(t/m ³)	ton			
Beban Hidup																
1	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γ_t	=	0.119	0.850	0.101
		1.700	x	0.981	x	0.300	x	0.300	x	0.500	x	1.590				
2	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	x	x	γ_t	=	-36.051	1.950	-70.299
		1.700	x	0.672	x	6.300	x	6.300	x	0.500	x	1.590				
Beban Mati																
1	Wc1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	=	4.725	0.350	1.654
		1.500	x	0.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
Total													31.207		68.544	

h	=	700	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung	=	3954.2	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru								
Dbagi	=	10	mm	Ast=	=	380.1	mm ²	=	100	mm						
Dutama	=	22	mm	Jumlah tulangan utama	=	10.4		Jumlah tulangan utama	=	11	x	1	=	11	buah	
Mu	=	685.44	kNm	Jarak tulangan utama	=	96.134	mm	As baru	=	4181.5	mm ²			ok		
fy	=	400	Mpa													
f'c	=	25	Mpa	Tulangan Bagi												
β_1	=	0.85		As hitung= 0,18 * As tulangan utama	=	711.8	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
d	=	579	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru								
d'	=	121	mm	Ast=	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi	=	100	mm					
d'/d	=	0.209		Jumlah tulangan bagi	=	9.1		As baru	=	11	x	1	=	11	buah	
M/(b.d ²)	=	2.045	N/mm ²	Jarak tulangan utama	=	110.346	mm		=	863.9	mm ²			ok		
ρ hitung	=	0.00683														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.60
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Koefisien Gempa			Berat Jenis (t/m3)	Gaya ton	L m	Momen tm	
			Kpe	Pae	lebar	tinggi	tinggi	panjang	rasio	kh	(1-kv)	γ t	=					
Beban Hidup																		
1	Ppe	1.275	x	Kpe	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ t	=	0.129	0.100	0.013
		1.275	x	1.457	x	0.300	x	0.300	x	0.500	x	0.967	x	1.590	=			
2	Pae	1.275	x	Pae	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ t	=	-26.950	2.100	-56.595
		1.275	x	0.693	x	6.300	x	6.300	x	0.500	x	0.967	x	1.590	=			
3	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γ t	=	0.103	0.150	0.016
4	Ws2	1.275	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	1.590	=	-3.193	2.650	-8.462
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γ	=	-1.058	3.150	-3.334
		1.000	x	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	2.400	=			
													Total		30.969		68.362	

h = 700 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 3920.9 mm ²
p = 100 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Dbagi = 10 mm	Jarak tulangan baru = 100 mm
Dutama = 22 mm	Rencana: Ast = 380.1 mm ²
Mu = 683.62 kNm	Jumlah tulangan utama = 11 buah
fy = 400 Mpa	Jarak tulangan utama = 10.3
f'c = 25 Mpa	As baru = 4181.5 mm ²
β 1 = 0.85	ok
	Tulangan Bagi
d = 579 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 705.8 mm ²
d' = 121 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d'/d = 0.209	Jarak tulangan baru = 100 mm
M/(b.d ²) = 2.039 N/mm ²	Rencana: Ast = 78.54 mm ²
ρ hitung = 0.00677	Jumlah tulangan bagi = 11 buah
ρ min = 0.0018	Jarak tulangan utama = 9.0
ρ max = 0.0203	As baru = 863.9 mm ²
	ok
	111.284 mm

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.61
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis (t/m ³)	Gaya ton	L m	Momen tm	
Beban Hidup																
1	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γt	=	0.038	0.850	0.032
		1.700	x	0.981	x	0.300	x	0.300	x	0.500	x	0.505				
2	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	x	x	γt	=	-11.450	1.950	-22.328
		1.700	x	0.672	x	6.300	x	6.300	x	0.500	x	0.505				
3	Pw1	1.700	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γw	=	-6.664	0.933	-6.220
		1.700	x	2.800	x	2.800	x	1.000	x	0.500	x	1.000				
4	Pw2	1.700	x	0.300	x	0.300	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	0.077	0.100	0.008
		1.700	x	0.300	x	0.300	x	1.000	x	0.500	x	1.000				
Beban Mati																
1	Wc1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x		=	4.725	0.350	1.654
		1.500	x	0.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
												Total		13.275		26.854

h = 700 mm	Tulangan Utama	As hitung = 1502.2 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm	Rencana:	Ast = 201.1 mm ²	Jarak tulangan baru = 150 mm
p = 100 mm	Jumlah tulangan utama = 7.5	Jarak tulangan utama = 133.843 mm	Jumlah tulangan utama = 8 buah
Dbagi = 10 mm			As baru = 1608.5 mm ² ok
Dutama = 16 mm			
Mu = 268.54 kNm			
fy = 400 Mpa			
fc = 25 Mpa			
$\beta 1 = 0.85$			
d = 582 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 270.4 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d' = 118 mm	Rencana:	Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 100 mm
d'/d = 0.203	Jumlah tulangan bagi = 3.4	Jarak tulangan utama = 290.458 mm	Jumlah tulangan bagi = 11 buah
M/(b.d ²) = 0.793 N/mm ²			As baru = 863.9 mm ² ok
ρ hitung = 0.806			
ρ min = 0.00258			
ρ max = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.62
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Koefisien Gempa	Berat Jenis		Gaya	L	Momen		
												(t/m3)	ton				m	tm
Beban Hidup																		
1	Ppe	1.275	x	Kpe	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	0.041	0.100	0.004
		1.275	x	1.457	x	0.300	x	0.300	x	0.500	x	0.967	x	0.505	=			
2	Pae	1.275	x	Pae	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	-8.560	2.100	-17.975
		1.275	x	0.693	x	6.300	x	6.300	x	0.500	x	0.967	x	0.505	=			
3	Pw1	1.275	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	(1-kv)	x	γw	=			
		1.275	x	2.800	x	2.800	x	1.000	x	0.500	x	0.967	x	1.000	=	-4.831	0.933	-4.509
4	Pw2	1.275	x	0.300	x	0.300	x	1.000	x	0.500	x	0.967	x	1.000	=	0.055	0.100	0.006
		1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γt	=			
5	Ws1	1.275	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	1.590	=	0.103	0.150	0.016
6	Ws2	1.275	x	2.500	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	1.590	=	-3.193	2.650	-8.461
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γ	=			
		1.000	x	0.700	x	6.300	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	2.400	=	-1.058	3.150	-3.334
													Total		17.443		34.254	

h = 700 mm	Tulangan Utama	As hitung = 1896.3 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm	Rencana:	Ast = 201.1 mm ²	Jarak tulangan baru = 100 mm
p = 100 mm	Jumlah tulangan utama = 9.4	Jarak tulangan utama = 106.028 mm	Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah
Dbagi Dutama = 16 mm			AS baru = 2211.7 mm ² ok
Mu = 342.54 kNm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 341.3 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
fy = 400 Mpa	Rencana:	Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 100 mm
fc = 25 Mpa	Jumlah tulangan bagi = 4.3	Jarak tulangan utama = 230.095 mm	Jumlah tulangan bagi = 11 x 1 = 11 buah
$\beta 1 = 0.85$			AS baru = 863.9 mm ² ok
d = 582 mm			
d' = 118 mm			
d'/d = 0.203			
M/(b.d ²) = 1.011 N/mm ²			
ρ hitung = 0.00326			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.63
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
													(t/m3)	ton	m	tm
Beban Hidup																
1	Ww	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	17.340	0.850	14.739
		1.700	x	1.700	x	6.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000				
2	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sat}	=	0.438	0.850	0.372
		1.700	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.505				
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.284	0.850	3.641
		1.500	x	1.700	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-11.004	0.850	-9.353
		1.500	x	1.700	x	4.315	x	1.000	x	1.000						
3	B2	1.500	x	1.700	x	2.465	x	1.000	x	0.500			=	-3.143	0.567	-1.781
													Total	7.915		7.618

h = 700 mm	Tulangan Utama	As hitung = 410.3 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm	Rencana:	Ast = 78.5 mm ²	Jarak tulangan baru = 200 mm
p = 100 mm	Jumlah tulangan utama = 5.2	Jarak tulangan utama = 191.426 mm	Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah
Dbagi = 10 mm			As baru = 471.2 mm ² ok
Dutama = 10 mm			
Mu = 76.18 kNm			
fy = 400 Mpa			
f'c = 25 Mpa			
$\beta_1 = 0.85$			
d = 585 mm	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 73.9 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d' = 115 mm	Rencana:	Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
d'/d = 0.197	Jumlah tulangan bagi = 0.9	Jarak tulangan utama = 1063.480 mm	Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah
M/(b.d ²) = 0.223 N/mm ²			As baru = 392.7 mm ² ok
ρ hitung = 0.00070			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.64

Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Berat Jenis		Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen
													(t/m ³)	ton		m	tm	
Beban Hidup																		
		1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=			
1	Ws1	1.275	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.505	x	0.100	=	0.033	0.850	0.028
2	Ww	1.275	x	1.700	x	6.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x		=	13.005	4.000	52.020
Beban Mati																		
		1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=			
1	Wc3	1.000	x	1.700	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.100	=	0.286	0.350	0.100
		1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x		x		=			
2	B1	1.000	x	1.700	x	4.208	x	1.000	x	1.000	x		x		=	-7.154	0.850	-6.081
3	B2	1.000	x	1.700	x	0.024	x	1.000	x	0.500	x		x		=	-0.020	0.567	-0.011
Total																6.149		46.055

h	=	700	mm	Tulangan Utama															
b	=	1000	mm	As hitung	=	2587.6	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:											
p	=	100	mm	Rencana:				<i>Jarak tulangan baru</i>											
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	283.5	mm ²	= 100 mm											
Dutama	=	19	mm	<i>Jumlah tulangan utama</i>				<i>Jumlah tulangan utama</i>											
Mu	=	460.55	kNm		=	9.1		= 11 x 1 = 11 buah											
fy	=	400	Mpa	<i>Jarak tulangan utama</i>				AS baru = 3118.8 mm ² ok											
f'c	=	25	Mpa		=	109.571	mm												
β_1	=	0.85		Tulangan Bagi															
d	=	580.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:											
	=	0.5805	m		=	465.8	mm ²	<i>Jarak tulangan baru</i>											
d'	=	119.5	mm	Rencana:				= 200 mm											
d/d	=	0.206		Ast	=	78.54	mm ²	<i>Jumlah tulangan bagi</i>											
M/(b.d ²)	=	1.367	N/mm ²		=	5.9		= 6 x 1 = 6 buah											
ρ hitung	=	0.00446		<i>Jarak tulangan utama</i>				AS baru = 471.2 mm ² ok											
ρ min	=	0.0018			=	168.622	mm												
ρ max	=	0.0203																	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.65
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
													(t/m ³)	ton	m	tm
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sat}	=	0.438	0.850	0.372
		1.700	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.505				
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.284	0.850	3.641
		1.500	x	1.700	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-30.330	0.850	-25.781
		1.500	x	1.700	x	11.894	x	1.000	x	1.000						
3	B2	1.500	x	1.700	x	6.296	x	1.000	x	0.500			=	-8.027	0.567	-4.549
		1.500	x	1.700	x	6.296	x	1.000	x	0.500						
													Total	33.636		26.316

h	=	700	mm	Tulangan Utama As hitung = 1450.6 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 10.9 Jarak tulangan utama = 91.502 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 100 mm Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah AS baru = 1460.1 mm ² = ok
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	263.16	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
β_1	=	0.85			
d	=	583.5	mm		
	=	0.5835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.200			
M/(b.d ²)	=	0.773	N/mm ²		
	=	0.777			
ρ hitung	=	0.00249			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.66
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis		Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen	
												(t/m ³)						ton
Beban Hidup																		
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γ	x	kh	=	0.033	0.850	0.028
		1.275	x	1.700	x	0.300	x	1.000	x	1.000	x	0.505	x	0.100				
Beban Mati																		
1	Wc3	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.286	0.350	0.100
		1.000	x	1.700	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.100				
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-18.604	0.850	-15.814
		1.000	x	1.700	x	10.944	x	1.000	x	1.000								
3	B2	1.000	x	1.700	x	3.964	x	1.000	x	0.500					=	-3.370	0.567	-1.909
		1.000	x	1.700	x	3.964	x	1.000	x	0.500								
Total																-21.656		17.595

h	=	700	mm	Tulangan Utama															
b	=	1000	mm	As hitung	=	957.4	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:											
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru											
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	132.7	mm ²	= 150 mm											
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama											
Mu	=	175.95	kNm		=	7.2		= 8 x 1 = 8 buah											
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru = 1061.9 mm ² ok											
f'c	=	25	Mpa		=	138.635	mm												
$\beta 1$	=	0.85																	
				Tulangan Bagi				Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:											
d	=	583.5	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Jarak tulangan baru											
	=	0.5835	m		=	172.3	mm ²	= 250 mm											
d'	=	116.5	mm	Rencana:				Jumlah tulangan bagi											
d'/d	=	0.200		Ast	=	78.54	mm ²	= 5 x 1 = 5 buah											
M/(b.d ²)	=	0.517	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi				As baru = 392.7 mm ² ok											
	=	0.517			=	2.2													
ρ hitung	=	0.00164		Jarak tulangan utama															
	=	0.0018			=	455.735	mm												
ρ min	=	0.0018																	
ρ max	=	0.0203																	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.67
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
			(t/m3)	ton	m	tm										
Beban Hidup																
1	Ws1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	0.386	0.850	0.328
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	0.383	0.100	0.038
2	Ww1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	0.383	0.100	0.038
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.284	0.850	3.641
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.284	0.850	3.641
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-30.330	0.850	-25.781
3	B2	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-8.027	0.567	-4.549
												Total		33.305		26.321

h	=	700	mm	<p>Tulangan Utama As hitung = 1450.5 mm² Rencana: Ast = 132.7 mm² Jumlah tulangan utama = 10.9 Jarak tulangan utama = 91.510 mm</p> <p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 100 mm Jumlah tulangan utama = 11 x 1 = 11 buah AS_{baru} = 1460.1 mm² ok</p>
b	=	1000	mm	
p	=	100	mm	
Dbagi	=	10	mm	
Dutama	=	13	mm	
Mu	=	263.21	kNm	
fy	=	400	Mpa	
fc	=	25	Mpa	
$\beta 1$	=	0.85		
d	=	583.5	mm	
	=	0.5835	m	
d'	=	116.5	mm	
d'/d	=	0.200		
M/(b.d ²)	=	0.773	N/mm ²	
	=	0.777		
ρ hitung	=	0.00249		
ρ min	=	0.0018		
ρ max	=	0.0203		
				<p>Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 261.1 mm² Rencana: Ast = 78.54 mm² Jumlah tulangan bagi = 3.3 Jarak tulangan utama = 300.820 mm</p> <p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah AS_{baru} = 392.7 mm² ok</p>

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.68
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Berat Jenis (t/m ³)	Koefisien Gempa	Gaya ton	L m	Momen tm		
Beban Hidup																			
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γ	x	kh	=	0.033	0.850	0.028	
		1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh					
2	Ww	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh	=	0.033	0.100	0.003	
		1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh					
Beban Mati																			
1	Wc3	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.286	0.350	0.100	
		1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh					
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh	=	-18.604	0.850	-15.814	
3	B2	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_w	x	kh	=	-3.370	0.567	-1.909	
Total																	-21.623		17.592

h = 700 mm	Tulangan Utama	As hitung = 957.5 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
b = 1000 mm	Rencana:	Ast = 132.7 mm ²	Jarak tulangan baru = 150 mm
p = 100 mm	Jumlah tulangan utama = 7.2	Jarak tulangan utama = 138.630 mm	Jumlah tulangan utama = 8 buah
Dbagi = 10 mm			As baru = 1061.9 mm ² ok
Dutama = 13 mm			
Mu = 175.92 kNm			
fy = 400 Mpa			
f'c = 25 Mpa			
$\beta_1 = 0.85$			
	Tulangan Bagi	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 172.3 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d = 583.5 mm	Rencana:	Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
d' = 116.5 mm	Jumlah tulangan bagi = 2.2	Jarak tulangan utama = 455.719 mm	Jumlah tulangan bagi = 5 buah
d'/d = 0.200			As baru = 392.7 mm ² ok
M/(b.d ²) = 0.517 N/mm ²			
ρ hitung = 0.00164			
ρ min = 0.0018			
ρ max = 0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.69
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m ³)	ton	m	tm	
Beban Hidup																
1	Ws2	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sub}	=	11.375	1.250	14.219
		1.700	x	2.500	x	5.300	x	1.000	x	1.000	x	0.505				
Beban Mati																
1	Wc4	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	6.300	1.250	7.875
		1.500	x	2.500	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-7.376	0.833	-6.146
		1.500	x	2.500	x	3.934	x	1.000	x	0.500						
													Total	10.300		15.948

h	=	700	mm	Tulangan Utama As hitung = 865.1 mm ² Rencana: Ast = 132.7 mm ² Jumlah tulangan utama = 6.5 Jarak tulangan utama = 153.434 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 150 mm Jumlah tulangan utama = 8 x 1 = 8 buah As baru = 1061.9 mm ² ok
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	159.48	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
β_1	=	0.85			
d	=	583.5	mm		
	=	0.5835	m		
d'	=	116.5	mm		
d/d	=	0.200		Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 155.7 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 2.0 Jarak tulangan utama = 504.384 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm ² ok
M/(b.d ²)	=	0.468	N/mm ²		
	=	0.468			
ρ hitung	=	0.00148			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.70
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis		Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen			
												(t/m ³)						ton	m	tm
Beban Hidup																				
1	Ws2	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	x	kh	=	0.853	1.767	1.507		
Beban Mati																				
1	Wc4	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.420	0.350	0.147		
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-10.410	1.250	-13.013		
3	B2	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-0.043	0.833	-0.036		
Total																		-9.180		11.394

h	=	700	mm	<p>Tulangan Utama As hitung = 617.0 mm² Rencana: Ast = 132.7 mm² Jumlah tulangan utama = 4.6 Jarak tulangan utama = 215.141 mm</p> <p>Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 111.1 mm² Rencana: Ast = 78.54 mm² Jumlah tulangan bagi = 1.4 Jarak tulangan utama = 707.237 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 200 mm Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah AS baru = 796.4 mm² = ok</p> <p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah AS baru = 392.7 mm² = ok</p>
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	113.94	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
$\beta 1$	=	0.85			
d	=	583.5	mm		
	=	0.5835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.200			
M/(b.d ²)	=	0.335	N/mm ²		
	=	0.335			
ρ hitung	=	0.00106			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.71
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Berat Jenis	Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen				
			lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	(t/m3)		ton	m	tm				
Beban Hidup																			
1	Ws2	1.275	x	2.500	x	5.300	x	1.000	x	1.000	x	γt	x	kh	=	2.686	1.767	4.745	
Beban Mati																			
1	Wc4	1.000	x	2.500	x	0.700	x	1.000	x	1.000	x	γ	x	kh	=	0.420	0.350	0.147	
2	B1	1.000	x	2.500	x	3.325	x	1.000	x	1.000					=	-8.314	1.250	-10.392	
3	B2	1.000	x	2.500	x	5.910	x	1.000	x	0.500					=	-7.387	0.833	-6.156	
												Total					-12.594		11.655

h	=	700	mm	<p>Tulangan Utama As hitung = 630.0 mm² Rencana: Ast = 132.7 mm² <i>Jumlah tulangan utama</i> = 4.7 <i>Jarak tulangan utama</i> = 210.677 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: <i>Jarak tulangan baru</i> = 200 mm <i>Jumlah tulangan utama</i> = 6 x 1 = 6 buah AS baru = 796.4 mm² ok</p>
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	116.55	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
$\beta 1$	=	0.85			
d	=	583.5	mm	<p>Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 113.4 mm² Rencana: Ast = 78.54 mm² <i>Jumlah tulangan bagi</i> = 1.4 <i>Jarak tulangan utama</i> = 692.559 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: <i>Jarak tulangan baru</i> = 250 mm <i>Jumlah tulangan bagi</i> = 5 x 1 = 5 buah AS baru = 392.7 mm² ok</p>
d'	=	0.5835	m		
d/d'	=	116.5	mm		
M/(b.d ²)	=	0.342	N/mm ²		
ρ hitung	=	0.342			
ρ min	=	0.00108			
ρ max	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.72
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Pertama

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Berat Jenis	Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen				
											(t/m3)		ton	m	tm				
Beban Hidup																			
1	Ws2	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γt	x	kh	=	2.686	1.767	4.745	
Beban Mati																			
1	Wc4	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.420	0.350	0.147	
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-8.314	1.767	-14.687	
3	B2	1.000	x	2.500	x	5.910	x	1.000	x	0.500					=	-7.387	1.970	-14.551	
Total																	-12.594		24.346

h	=	700	mm	<p>Tulangan Utama As hitung = 1339.0 mm² Rencana: Ast = 132.7 mm² <i>Jumlah tulangan utama</i> = 10.1 <i>Jarak tulangan utama</i> = 99.129 mm</p> <p>Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama 241.0 mm² Rencana: Ast = 78.54 mm² <i>Jumlah tulangan bagi</i> = 3.1 <i>Jarak tulangan utama</i> = 325.867 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: <i>Jarak tulangan baru</i> = 100 mm <i>Jumlah tulangan utama</i> = 11 x 1 = 11 buah AS baru = 1460.1 mm² ok</p> <p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: <i>Jarak tulangan baru</i> = 250 mm <i>Jumlah tulangan bagi</i> = 5 x 1 = 5 buah AS baru = 392.7 mm² ok</p>
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	13	mm		
Mu	=	243.46	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
$\beta 1$	=	0.85			
d	=	583.5	mm		
	=	0.5835	m		
d'	=	116.5	mm		
d'/d	=	0.200			
M/(b.d ²)	=	0.715	N/mm ²		
	=	0.718			
ρ hitung	=	0.00229			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

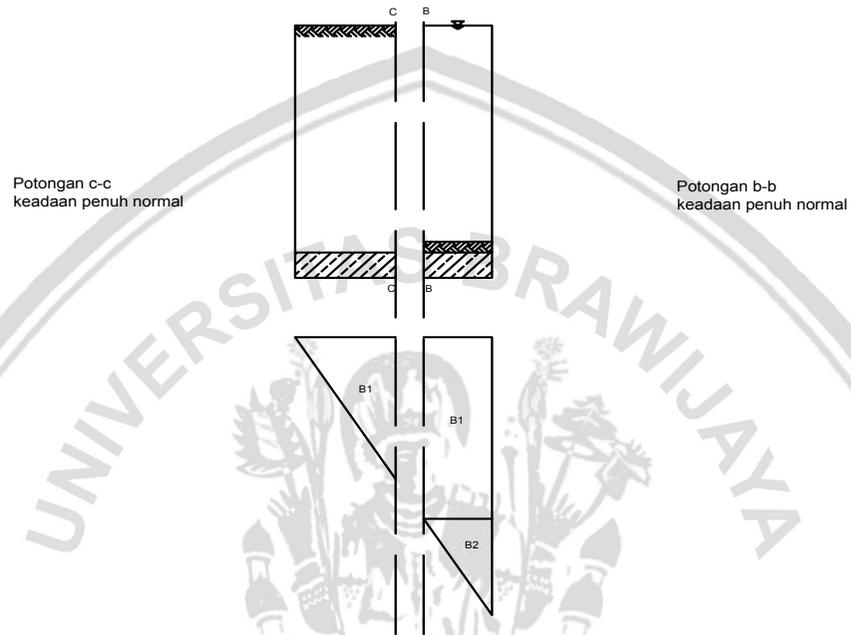
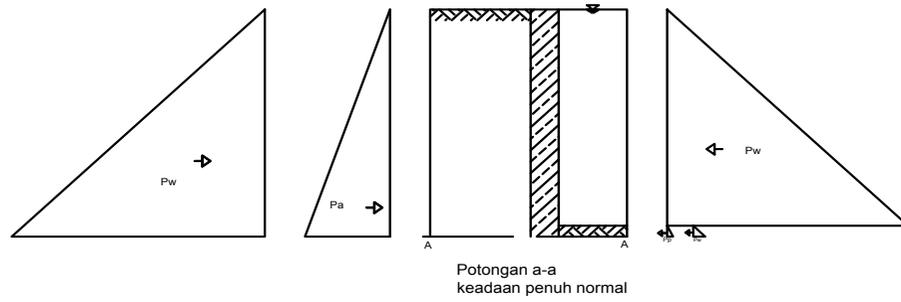
Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.73
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Pertama

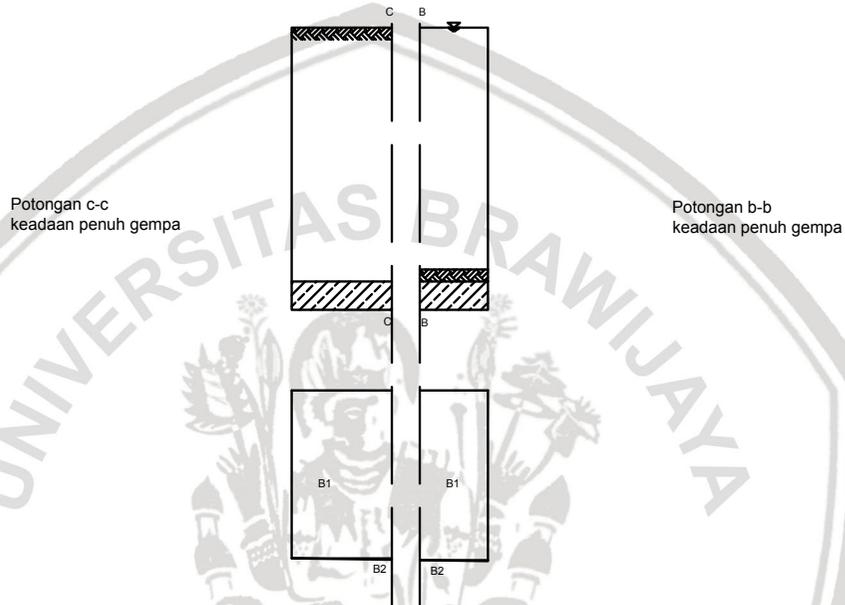
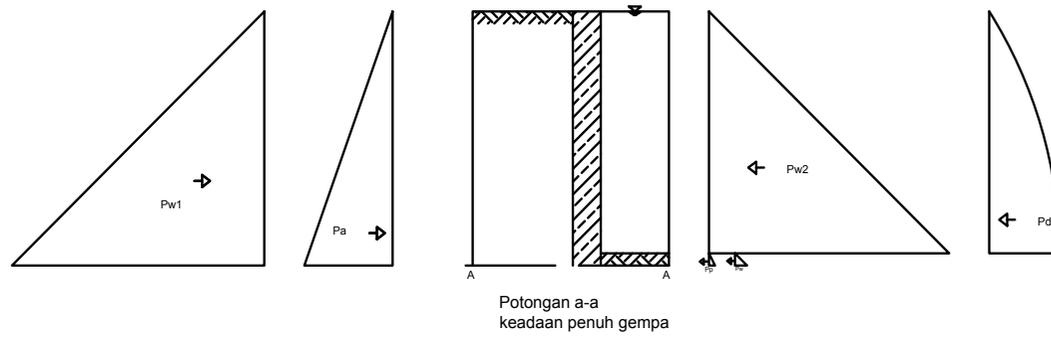
No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
													(t/m ³)	ton	m	tm
Beban Hidup																
1	Ws2	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	=	11.375	1.250	14.219
		1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	7.438	1.167	8.677
2	Ww	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-6.300	1.250	-7.875
		1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-7.376	0.833	-6.146
Beban Mati																
1	Wc4	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-6.300	1.250	-7.875
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-7.376	0.833	-6.146
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-6.300	1.250	-7.875
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-7.376	0.833	-6.146
												Total	5.137		8.875	

h	=	700	mm	<p>Tulangan Utama As hitung = 476.9 mm² Rencana: Ast = 78.5 mm² Jumlah tulangan utama = 6.1 Jarak tulangan utama = 164.693 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 200 mm Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah As baru = 471.2 mm² tidak ok</p>
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	10	mm		
Mu	=	88.75	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
$\beta 1$	=	0.85			
d	=	585	mm		
	=	0.585	m		
d'	=	115	mm		
d'/d	=	0.197			
M/(b.d ²)	=	0.259	N/mm ²	<p>Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 85.8 mm² Rencana: Ast = 78.54 mm² Jumlah tulangan bagi = 1.1 Jarak tulangan utama = 914.959 mm</p>	<p>Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah As baru = 392.7 mm² ok</p>
ρ hitung	=	0.00082			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

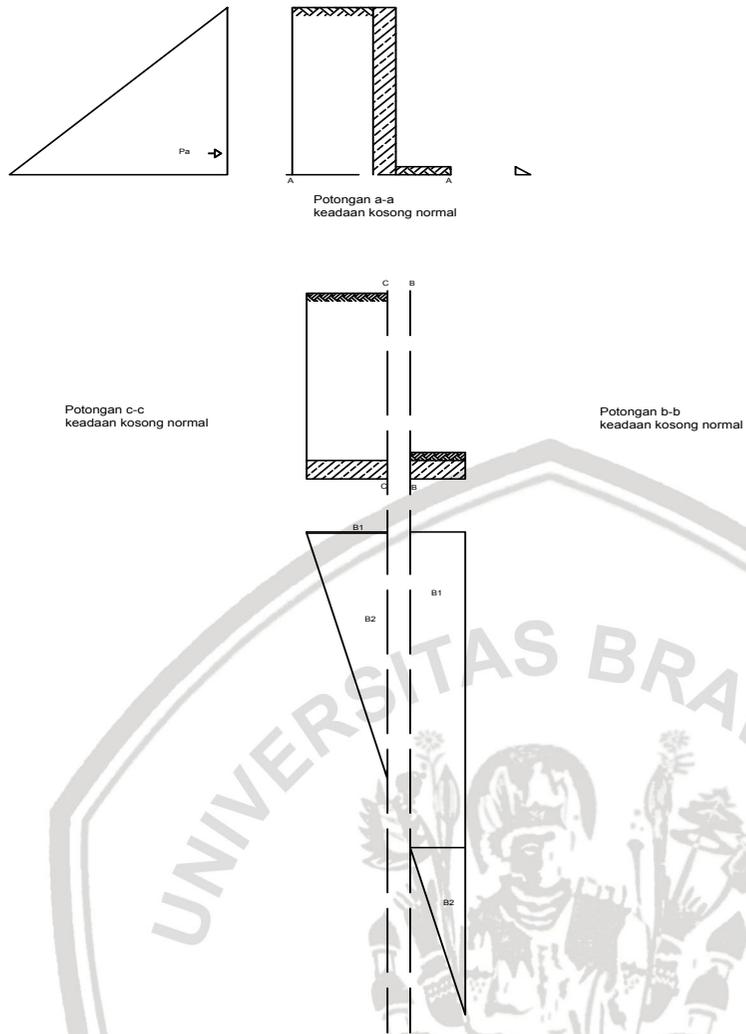


Gambar 4.31 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan penuh normal
Sumber: Hasil Analisa, 2018



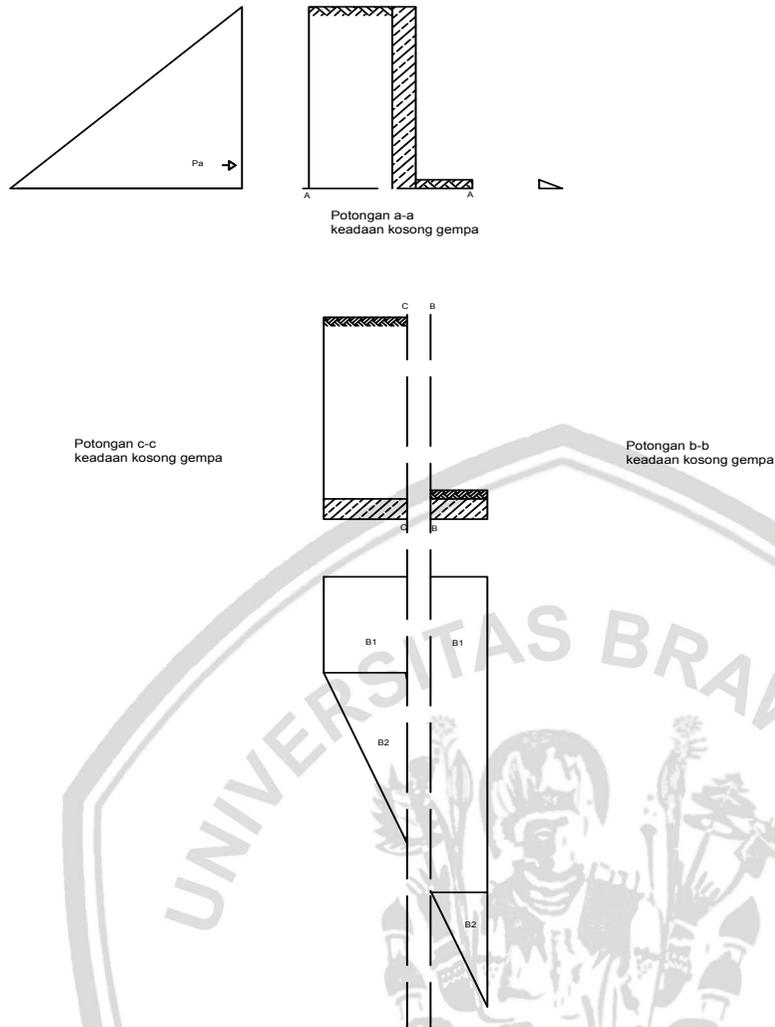
Gambar 4.32 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan penuh gempa

Sumber: Hasil Analisa, 2018



Gambar 4.33 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan kosong normal

Sumber: Hasil Analisa, 2018



Gambar 4.34 Pembebanan pada bangunan pertama (bawah) keadaan kosong gempap

Sumber: Hasil Analisa, 2018

Tabel 4.75
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m3)				ton
Beban Hidup																
1	Pw1	1.700	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	13.600	1.333	18.133
2	Pw2	1.700	x	0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	-0.306	0.200	-0.061
3	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γ_{sub}	=	-0.738	0.533	-0.394
4	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γ_{sub}	=	1.077	0.533	0.574
Beban Mati																
1	Wc1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.140	2.300	9.522
												Total		17.773		27.775

h	=	600	mm	Tulangan Utama																				
b	=	1000	mm	As hitung	=	1856.7	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:																
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru																
Dbagi	=	10	mm	Ast=	201.1	mm ²		=									100	mm						
Dutama	=	16	mm	Jumlah tulangan utama	=	9.2		Jumlah tulangan utama																
Mu	=	277.75	kNm	Jarak tulangan utama	=	108.291	mm	As baru									=	2211.7	mm ²	x	1	=	11	buah
fy	=	400	Mpa																					
fc	=	25	Mpa																					
β_1	=	0.85																						
				Tulangan Bagi																				
d	=	482	mm	As hitung=	0,18 * As tulangan utama	=	334.2	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:															
d'	=	118	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru																
d/d	=	0.245		Ast=	78.54	mm ²		Jumlah tulangan bagi																
M/(b.d ²)	=	1.196	N/mm ²	Jumlah tulangan utama	=	4.3		As baru									=	392.7	mm ²	x	1	=	5	buah
ρ hitung	=	0.00385		Jarak tulangan utama	=	235.007	mm																	
ρ min	=	0.0018																						
ρ max	=	0.0203																						

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.76
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Koefisien Gempa	Berat Jenis (t/m3)	Gaya ton	L m	Momen tm			
Beban Hidup																		
1	Pd	1.275	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x		kh	x	γ	=	0.404	3.200	1.293	
2	Pw1	1.275	x	2.400	x	2.400	x	0.550	x		0.1	x	1.000	=	0.163	0.533	0.087	
3	Pw2	1.275	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x		0.1	x	1.000	=	-0.023	0.200	-0.005	
4	Pae	1.275	x	Kea	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ_{sub}				
		1.275	x	0.693	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	0.505	=	-0.552	0.533	-0.294
5	Ppe	1.275	x	Kep	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γ_{sub}				
		1.275	x	1.457	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	1.590	=	3.656	0.533	1.950
6	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x		x	γ_{sub}				
		1.275	x	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	0.505	=	-0.129	0.333	-0.043
7	Ws2	1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	0.505	=	0.077	0.333	0.026
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x		x	γ				
		1.000	x	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	2.400	=	-0.662	2.300	-1.524
												Total		2.934		1.490		

h = 600 mm	Tulangan Utama	
b = 1000 mm	As hitung = 95.2 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
p = 100 mm	Rencana: Ast = 78.5 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
Dbagi = 10 mm	Jumlah tulangan utama = 1.2	Jumlah tulangan utama = 5 buah
Dutama = 10 mm	Jarak tulangan utama = 824.591 mm	AS baru = 392.7 mm ² 1 = ok
Mu = 14.90 kNm		
fy = 400 Mpa		
fc = 25 Mpa		
$\beta 1 = 0.85$		
	Tulangan Bagi	
d = 485 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 17.1 mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
d' = 115 mm	Rencana: Ast = 78.54 mm ²	Jarak tulangan baru = 250 mm
d'/d = 0.237	Jumlah tulangan bagi = 0.2	Jumlah tulangan bagi = 5 buah
M/(b.d ²) = 0.063 N/mm ²	Jarak tulangan utama = 4581.059 mm	AS baru = 392.7 mm ² 1 = ok
ρ hitung = 0.00020		
ρ min = 0.0018		
ρ max = 0.0203		

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.77
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m3)				ton
Beban Hidup																
1	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γt	=	-2.325	0.533	-1.240
		1.700	x	0.672	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	1.590				
2	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γt	=	3.393	0.533	1.810
		1.700	x	0.981	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	1.590				
Beban Mati																
1	Wc1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.140	2.300	9.522
		1.500	x	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
												Total		5.207		10.091

h	=	600	mm	Tulangan Utama											
b	=	1000	mm	As hitung = 661.2 mm ²											
p	=	100	mm	Rencana: Ast = 132.7 mm ²											
Dbagi	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 5.0											
Dutama	=	13	mm	Jarak tulangan utama = 200.738 mm											
Mu	=	100.91	kNm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:											
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan baru = 200 mm											
f'c	=	25	Mpa	Jumlah tulangan utama = 6 buah											
$\beta 1$	=	0.85		As baru = 796.4 mm ² ok											
				Tulangan Bagi											
d	=	483.5	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 119.0 mm ²											
	=	0.4835	m	Rencana: Ast = 78.54 mm ²											
d'	=	116.5	mm	Jumlah tulangan bagi = 1.5											
d'/d	=	0.241		Jarak tulangan baru = 250 mm											
M/(b.d ²)	=	0.432	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi = 5 buah											
	=	0.432		As baru = 392.7 mm ² ok											
ρ hitung	=	0.00137		Jarak tulangan utama = 659.888 mm											
ρ min	=	0.0018													
ρ max	=	0.0203													

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.78
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Koefisien Gempa		Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m3)	ton	m	tm			
Beban Hidup																		
1	Pae	1.275	x	Kea	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	-1.738	0.533	-0.927
		1.275	x	0.693	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	1.590				
2	Ppe	1.275	x	Kep	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	3.656	0.533	1.950
		1.275	x	1.457	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	1.590				
3	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh		γt	=	-0.405	0.333	-0.135
		1.275	x	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	1.590				
4	Ws2	1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	1.590	=	0.243	0.333	0.081
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γ	=	-0.662	2.300	-1.524
		1.000	x	0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	2.400	=			
													Total		1.093		0.555	

h = 600 mm	Tulangan Utama
b = 1000 mm	As hitung = 36.4 mm ²
p = 100 mm	Rencana: As = 78.5 mm ²
Dbagi = 10 mm	Jumlah tulangan utama = 0.5
Dutama = 10 mm	Jarak tulangan utama = 2158.537 mm
Mu = 5.55 kNm	
fy = 400 Mpa	
fc = 25 Mpa	
$\beta 1 = 0.85$	
	Tulangan Bagi
d = 485 mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 6.5 mm ²
d' = 115 mm	Rencana: As = 78.54 mm ²
d'/d = 0.237	Jumlah tulangan bagi = 0.1
M/(b.d ²) = 0.024 N/mm ²	Jarak tulangan utama = 11991.873 mm
= 0.024	
ρ hitung = 0.00008	
ρ min = 0.0018	
ρ max = 0.0203	

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru = 250 mm
Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah
AS baru = 392.7 mm² ok

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru = 250 mm
Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah
AS baru = 392.7 mm² ok

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.79
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m3)	ton	m	tm	
Beban Hidup																
1	Pa	1.700	x	Ka	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γt	=	-0.739	0.533	-0.394
2	Pp	1.700	x	Kp	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	γt	=	1.078	2.300	2.478
		1.700	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	0.306	0.200	0.061
3	Pw1	1.700	x	0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	-0.306	0.200	-0.061
4	Pw2	1.700	x	0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	-0.306	0.200	-0.061
Beban Mati																
1	Wc1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	=	4.140	2.300	9.522
												Total		4.479		11.606

h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung	=	760.6	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru								
Dbagi	=	10	mm	Ast=	=	132.7	mm ²	= 200 mm								
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama	=	5.7		Jumlah tulangan utama								
Mu	=	116.06	kNm	Jarak tulangan utama	=	174.521	mm	AS baru	=	796.4	mm ²	x	1	=	6	buah
fy	=	400	Mpa													
f'c	=	25	Mpa													
$\beta 1$	=	0.85														
Tulangan Bagi																
d	=	483.5	mm	As hitung= 0,18 * As tulangan utama	=	136.9	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
	=	0.4835	m	Rencana:				Jarak tulangan baru								
d'	=	116.5	mm	Ast=	=	78.54	mm ²	= 250 mm								
d'/d	=	0.241		Jumlah tulangan bagi	=	1.7		Jumlah tulangan bagi								
M/(b.d ²)	=	0.496	N/mm ²	Jarak tulangan utama	=	573.706	mm	AS baru	=	392.7	mm ²	x	1	=	5	buah
ρ hitung	=	0.00157														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.80
Analisa Penulangan Potongan A-A Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Koefisien Gempa	Berat Jenis		Gaya	L	Momen		
												(t/m ³)	ton				m	tm
Beban Hidup																		
1	Pae	1.275	x	Kea	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	-0.552	0.533	-0.294
		0.693	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	0.505	x	0.505	=			
2	Ppe	1.275	x	Kep	x	tinggi	x	tinggi	x	rasio	x	(1-kv)	x	γt	=	1.161	0.555	0.644
		1.457	x	1.600	x	1.600	x	0.500	x	0.967	x	0.505	x	0.505	=			
3	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γt	=	-0.129	0.333	-0.043
		2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	0.505	x	0.505	=			
4	Ws2	1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	0.505	=	0.077	0.333	0.026
		1.275	x	tinggi	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ			=			
5	Pw1	1.275	x	0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000			=	0.230	0.200	0.046
		0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000					=	-0.230	0.200	-0.046
6	Pw2	1.275	x	0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000			=			
		0.600	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000					=			
Beban Mati																		
1	Wc1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	kh	x	γ				
		0.600	x	4.600	x	1.000	x	1.000	x	0.100	x	2.400	x	2.400	=	-0.662	0.000	0.000
													Total		0.105		0.333	

h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 21.2 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
p	=	100	mm	Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm												
Dbagi	=	10	mm	Ast = 78.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah												
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 5 buah												
Mu	=	3.33	kNm	Jarak tulangan utama = 3703.373 mm AS baru = 392.7 mm ² ok												
fy	=	400	Mpa													
f'c	=	25	Mpa													
$\beta 1$	=	0.85														
				Tulangan Bagi												
d	=	485	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 3.8 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
	=	0.485	m	Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm												
d'	=	115	mm	Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah												
d'/d	=	0.237		Jumlah tulangan bagi = 0.0 AS baru = 392.7 mm ² ok												
M/(b.d ²)	=	0.014	N/mm ²	Jarak tulangan utama = 20574.296 mm												
ρ hitung	=	0.014														
ρ min	=	0.00004														
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.81
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
			lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	(t/m ³)	ton	m	tm	
Beban Hidup																
1	Ww	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.896	0.800	3.917
		1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sub}	=	1.030	0.333	0.343
2	Wsl	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	1.030	0.333	0.343
		1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sub}	=	1.030	0.333	0.343
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	2.592	0.600	1.555
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	2.592	0.600	1.555
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-5.294	0.600	-3.176
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-5.294	0.600	-3.176
3	B2	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-0.326	0.400	-0.130
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	-0.326	0.400	-0.130
Total												2.899		2.509		

h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 162.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
p	=	100	mm	Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm												
Dbagi	=	10	mm	Ast = 78.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 5 buah												
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 5 buah												
Mu	=	25.09	kNm	Jarak tulangan utama = 392.7 mm AS baru = 392.7 mm ² ok												
fy	=	400	Mpa													
fc	=	25	Mpa													
β_1	=	0.85														
d	=	485	mm	Tulangan Bagi												
d'	=	115	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 29.3 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
d/d'	=	0.237		Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm												
M/(b.d ²)	=	0.107	N/mm ²	Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah												
ρ hitung	=	0.00034		Jarak tulangan utama = 392.7 mm AS baru = 392.7 mm ² ok												
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.83
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m ³)				ton
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sub}	=	3.244	0.333	1.081
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	2.592	0.600	1.555
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-8.672	0.600	-5.203
3	B2	1.500	x	1.200	x	0.507	x	1.000	x	0.500			=	-0.456	0.400	-0.183
Total													-3.293		2.749	

h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung	=	177.7	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
p	=	100	mm	Rencana:				Jarak tulangan baru								
Dbagi	=	10	mm	Ast=	=	78.5	mm ²	=	100	mm						
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama				Jumlah tulangan utama								
Mu	=	27.49	kNm	Jarak tulangan utama	=	2.3		=	11	x	1	=	11	buah		
fy	=	400	Mpa	AS baru	=	863.9	mm ²									
fc	=	25	Mpa		=	441.990	mm									
$\beta 1$	=	0.85		Tulangan Bagi												
d	=	485	mm	As hitung= 0,18 * As tulangan utama				Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
	=	0.485	m	Rencana:				Jarak tulangan baru								
d'	=	115	mm	Ast=	=	78.54	mm ²	=	250	mm						
d'/d	=	0.237		Jumlah tulangan bagi				Jumlah tulangan bagi								
M/(b.d ²)	=	0.117	N/mm ²	Jarak tulangan utama	=	0.4		=	5	x	1	=	5	buah		
ρ hitung	=	0.00037			=	2455.501	mm	=	392.7	mm ²						
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.84
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang								Berat Jenis		Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen		
			lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	(t/m3)	γsub					kh	ton
Beban Hidup																		
1	Wsl	1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.505	x	0.100	=	0.077	0.333	0.026
Beban Mati																		
1	Wc3	1.000	x	1.200	x	0.600	x	1.000	x	1.000	x	2.400	x	0.100	=	0.173	0.300	0.052
2	B1	1.000	x	1.200	x	4.703	x	1.000	x	1.000					=	-5.643	0.600	-3.386
3	B2	1.000	x	1.200	x	0.310	x	1.000	x	0.500					=	-0.186	0.400	-0.074
Total																-5.579		3.382

h	=	600	mm	Tulangan Utama													
b	=	1000	mm	As hitung	=	218.3	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:									
p	=	100	mm	Rencana:	Ast	=	78.5	mm ²	=		150	mm					
Dbagi	=	10	mm	Jumlah tulangan utama	=	2.8		Jumlah tulangan utama		=	8	x	1	=	8	buah	
Dutama	=	10	mm	Jarak tulangan utama	=	359.817	mm	As baru		=	628.3	mm ²	ok				
Mu	=	33.82	kNm	Tulangan Bagi													
fy	=	400	Mpa	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:									
f'c	=	25	Mpa	Rencana:		39.3	mm ²	Jarak tulangan baru		=	250	mm					
β1	=	0.85		Jumlah tulangan bagi	=	78.54	mm ²	Jumlah tulangan bagi		=	5	x	1	=	5	buah	
d	=	485	mm	Jarak tulangan utama	=	0.5		As baru		=	392.7	mm ²	ok				
d'	=	115	mm		=	1998.984	mm										
d/d'	=	0.237															
M/(b.d ²)	=	0.144	N/mm ²														
ρ hitung	=	0.00045															
ρ min	=	0.0018															
ρ max	=	0.0203															

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.85
Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis		Gaya	L	Momen
												(t/m3)	ton			
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sub}	=	3.244	1.555	5.044
		1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ				
2	Ww	1.700	x	1.200	x	0.500	x	1.000	x	0.500	x	1.000	=	0.510	0.400	0.204
		1.700	x	1.200	x	0.500	x	1.000	x	0.500	x	1.000				
Beban Mati																
1	Wc3	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	2.592	-0.183	-0.473
		1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	2.400				
2	B1	1.500	x	1.200	x	5.516	x	1.000	x	1.000			=	-9.929	0.600	-5.957
		1.500	x	1.200	x	1.704	x	1.000	x	0.500						
3	B2	1.500	x	1.200	x	1.704	x	1.000	x	0.500			=	-1.534	0.400	-0.613
Total														-5.117		1.796

h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 116.6 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
p	=	100	mm	Rencana: Jarak tulangan baru												
Dbagi	=	10	mm	Ast= 132.7 mm ² = 150 mm												
Dutama	=	13	mm	Jumlah tulangan utama Jumlah tulangan utama												
Mu	=	17.96	kNm	= 0.9 = 8 x 1 =												
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama As baru = 1061.9 mm ² ok 8 buah												
f'c	=	25	Mpa	= 1138.245 mm												
β_1	=	0.85														
				Tulangan Bagi												
d	=	483.5	mm	As hitung= 0,18 * As tulangan utama Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
	=	0.4835	m	Rencana: Jarak tulangan baru												
d'	=	116.5	mm	Ast= 78.54 mm ² = 250 mm												
d'/d	=	0.241		Jumlah tulangan bagi Jumlah tulangan bagi												
M/(b.d ²)	=	0.077	N/mm ²	= 0.3 = 5 x 1 =												
ρ hitung	=	0.00024		Jarak tulangan utama As baru = 392.7 mm ² ok 5 buah												
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.86

Analisa Penulangan Potongan B-B Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Berat Jenis (t/m ³)	Koefisien Gempa	Gaya ton	L m	Momen tm		
			lebar	tinggi	panjang	ratio	γ_{sub}	kh	lebar	tinggi	panjang	rasio						γ	
Beban Hidup																			
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γ_{sub}	x	kh	=	0.077	0.333	0.026	
		1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.505	x	0.100					
2	Ww	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ			=	0.459	0.200	0.092	
		1.275	x	1.200	x	0.600	x	1.000	x	0.500	x	1.000							
Beban Mati																			
1	Wc3	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γ_{sub}	x	kh	=	0.077	0.333	0.026	
		1.275	x	1.200	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.505	x	0.100					
		1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=				
2	B1	1.000	x	1.200	x	5.087	x	1.000	x	1.000					=	-6.105	0.600	-3.663	
3	B2	1.000	x	1.200	x	0.969	x	1.000	x	0.500					=	-0.581	0.400	-0.233	
															Total		-6.072		3.752

h	=	600	mm	Tulangan Utama													
b	=	1000	mm	As hitung = 243.7 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:													
p	=	100	mm	Rencana: Jarak tulangan baru = 100 mm													
Dbagi	=	10	mm	Ast = 78.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 11 buah													
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 11 buah													
Mu	=	37.52	kNm	Jarak tulangan utama = 322.335 mm As baru = 863.9 mm ² ok													
fy	=	400	Mpa														
f'c	=	25	Mpa														
β_1	=	0.85															
				Tulangan Bagi													
d	=	485	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 43.9 mm ² Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:													
	=	0.485	m	Rencana: Jarak tulangan baru = 250 mm													
d'	=	115	mm	Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 5 buah													
d'/d	=	0.237		Jumlah tulangan bagi = 5 buah													
M/(b.d ²)	=	0.160	N/mm ²	Jarak tulangan utama = 1790.752 mm As baru = 392.7 mm ² ok													
ρ hitung	=	0.00050															
ρ min	=	0.0018															
ρ max	=	0.0203															

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.87
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Berat Jenis	Gaya	L	Momen
													(t/m3)	ton	m	tm
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	=	1.715	1.150	1.973
Beban Mati																
1	Wc4	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.320	1.000	4.320
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-6.471	1.000	-6.471
3	B2	1.500	x	2.000	x	0.603	x	1.000	x	0.500			=	-0.905	0.667	-0.603
													Total	-1.340		0.781
h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung = 50.1 mm ²												
p	=	100	mm	Rencana: Ast = 78.5 mm ²												
Dbagi	=	10	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
Dutama	=	10	mm	Jarak tulangan baru = 250 mm												
Mu	=	7.81	kNm	Jumlah tulangan utama = 5 x 1 = 5 buah												
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama = 0.6 As baru = 392.7 mm ² ok												
f'c	=	25	Mpa	= 1569.087 mm												
β1	=	0.85														
d	=	485	mm	Tulangan Bagi												
d'	=	115	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 9.0 mm ²												
d'/d	=	0.237		Rencana: Ast = 78.54 mm ²												
M/(b.d ²)	=	0.033	N/mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:												
ρ hitung	=	0.00010		Jarak tulangan baru = 250 mm												
ρ min	=	0.0018		Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah												
ρ max	=	0.0203		As baru = 392.7 mm ² ok												
				Jarak tulangan utama = 0.1 = 8717.149 mm												

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.88
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Penuh Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang											Berat Jenis (t/m ³)	Koefisien Gempa	Gaya ton	L m	Momen tm	
Beban Hidup																			
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ_{sat}	x	kh	=	0.129	0.333	0.043	
Beban Mati																			
1	Wc4	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.288	0.300	0.086	
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-4.314	1.000	-4.314	
3	B2	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-0.603	0.667	-0.402	
Total																	0.417		0.129
h	=	600	mm	Tulangan Utama															
b	=	1000	mm	As hitung = 7.6 mm ²															
p	=	100	mm	Rencana: Ast = 78.5 mm ²															
Dbagi	=	10	mm	Jumlah tulangan utama = 0.1															
Dutama	=	10	mm	Jarak tulangan utama = 10384.604 mm															
Mu	=	1.29	kNm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:															
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan baru = 250 mm															
f'c	=	25	Mpa	Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah															
β_1	=	0.85		As baru = 392.7 mm ² ok															
				Tulangan Bagi															
d	=	485	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 1.4 mm ²															
	=	0.485	m	Rencana: Ast = 78.54 mm ²															
d'	=	115	mm	Jumlah tulangan bagi = 0.0															
d'/d	=	0.237		Jarak tulangan utama = 57692.246 mm															
M/(b.d ²)	=	0.005	N/mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:															
	=	0.005		Jarak tulangan baru = 250 mm															
ρ hitung	=	0.00002		Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah															
ρ min	=	0.0018		As baru = 392.7 mm ² ok															
ρ max	=	0.0203																	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.89
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m ³)	ton	m	tm	
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	=	1.715	1.150	1.973
		1.700	x	2.000	x	1.000	x	1.000	x	1.000	x	0.505				
Beban Mati																
1	Wc4	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.320	1.000	4.320
		1.500	x	2.000	x	0.600	x	1.000	x	1.000	x	2.400				
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-11.157	1.000	-11.157
		1.500	x	2.000	x	3.719	x	1.000	x	1.000						
3	B2	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-1.268	0.667	-0.845
		1.500	x	2.000	x	0.845	x	1.000	x	0.500						
												Total	-6.390		5.710	

h	=	600	mm	Tulangan Utama As hitung = 370.7 mm ² Rencana: Ast = 78.5 mm ² Jumlah tulangan utama = 4.7 Jarak tulangan utama = 211.859 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 200 mm Jumlah tulangan utama = 6 x 1 = 6 buah AS baru = 471.2 mm ² ok
b	=	1000	mm		
p	=	100	mm		
Dbagi	=	10	mm		
Dutama	=	10	mm		
Mu	=	57.10	kNm		
fy	=	400	Mpa		
f'c	=	25	Mpa		
$\beta 1$	=	0.85			
d	=	485	mm	Tulangan Bagi As hitung = 0,18 * As tulangan utama = 66.7 mm ² Rencana: Ast = 78.54 mm ² Jumlah tulangan bagi = 0.8 Jarak tulangan utama = 1176.997 mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal: Jarak tulangan baru = 250 mm Jumlah tulangan bagi = 5 x 1 = 5 buah AS baru = 392.7 mm ² ok
d'	=	115	mm		
d/d	=	0.237			
M/(b.d ²)	=	0.243	N/mm ²		
	=	0.243			
ρ hitung	=	0.00076			
ρ min	=	0.0018			
ρ max	=	0.0203			

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.90
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Kosong Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang										Berat Jenis	Koefisien Gempa	Gaya	L	Momen		
													(t/m ³)		ton	m	tm		
Beban Hidup																			
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	γ_{sat}	x	kh	=	0.129	0.333	0.043	
Beban Mati																			
1	Wc4	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.288	0.300	0.086	
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-8.064	1.000	-8.064	
3	B2	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-0.516	0.667	-0.344	
Total																	-8.163		8.279
h	=	600	mm	Tulangan Utama															
b	=	1000	mm	As hitung = 539.1 mm ²															
p	=	100	mm	Rencana: $A_{st} = 78.5$ mm ²															
Dbagi	=	10	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:															
Dutama	=	10	mm	Jarak tulangan baru = 100 mm															
Mu	=	82.79	kNm	Jumlah tulangan utama = 11 buah															
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama = 6.9															
f'c	=	25	Mpa	AS baru = 863.9 mm ² ok															
β_1	=	0.85		= 145.687 mm															
				Tulangan Bagi															
d	=	485	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama															
	=	0.485	m	Rencana: 97.0 mm ²															
d'	=	115	mm	Ast = 78.54 mm ²															
d'/d	=	0.237		Jumlah tulangan bagi = 5 buah															
M/(b.d ²)	=	0.352	N/mm ²	AS baru = 392.7 mm ² ok															
	=	0.352		Jarak tulangan utama = 809.375 mm															
ρ hitung	=	0.00111																	
ρ min	=	0.0018																	
ρ max	=	0.0203																	

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

Tabel 4.91
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Normal Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang									Berat Jenis	Gaya	L	Momen	
												(t/m ³)	ton	m	tm	
Beban Hidup																
1	Ws1	1.700	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γt	=	1.715	1.150	1.973
Beban Mati																
1	Wc4	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	=	4.320	1.000	4.320
2	B1	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-5.472	1.000	-5.472
3	B2	1.500	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio			=	-4.260	0.667	-2.840
												Total	-3.697		2.019	

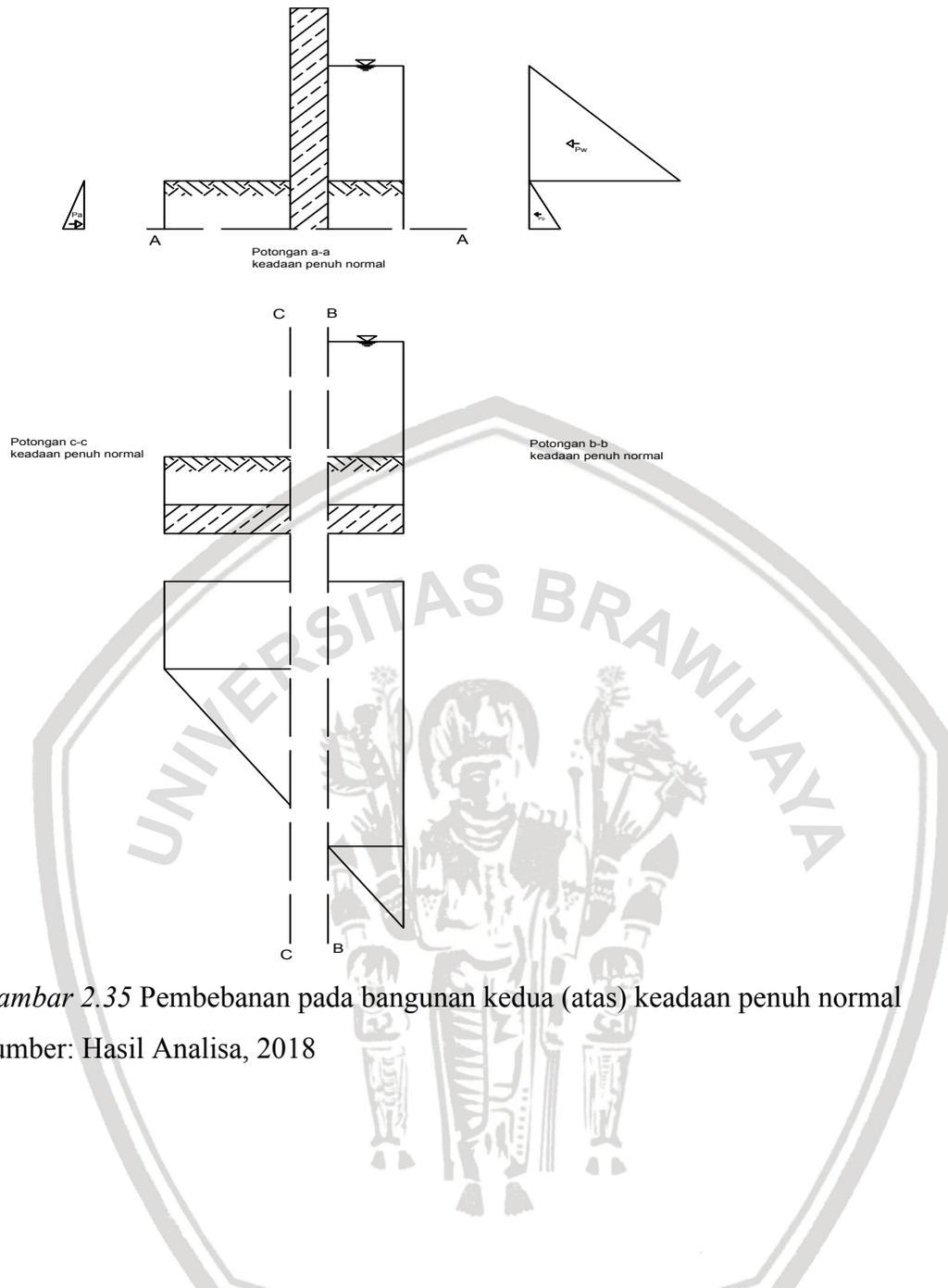
h	=	600	mm	Tulangan Utama												
b	=	1000	mm	As hitung	=	130.7	mm ²	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
p	=	100	mm	Rencana:				<i>Jarak tulangan baru</i>								
Dbagi	=	10	mm	Ast	=	78.5	mm ²	= 250 mm								
Dutama	=	10	mm	Jumlah tulangan utama				<i>Jumlah tulangan utama</i>								
Mu	=	20.19	kNm		=	1.7		= 5 x 1 =								
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama				As baru = 392.7 mm ² ok 5 buah								
f'c	=	25	Mpa		=	601.084	mm									
β1	=	0.85		Tulangan Bagi												
d	=	485	mm	As hitung	=	0,18 * As tulangan utama		Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:								
	=	0.485	m		=	23.5	mm ²	<i>Jarak tulangan baru</i>								
d'	=	115	mm	Rencana:				= 250 mm								
d'/d	=	0.237		Ast	=	78.54	mm ²	<i>Jumlah tulangan bagi</i>								
M/(b.d ²)	=	0.086	N/mm ²		=	0.3		= 5 x 1 =								
	=	0.086		Jarak tulangan utama				As baru = 392.7 mm ² ok 5 buah								
ρ hitung	=	0.00027			=	3339.355	mm									
ρ min	=	0.0018														
ρ max	=	0.0203														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

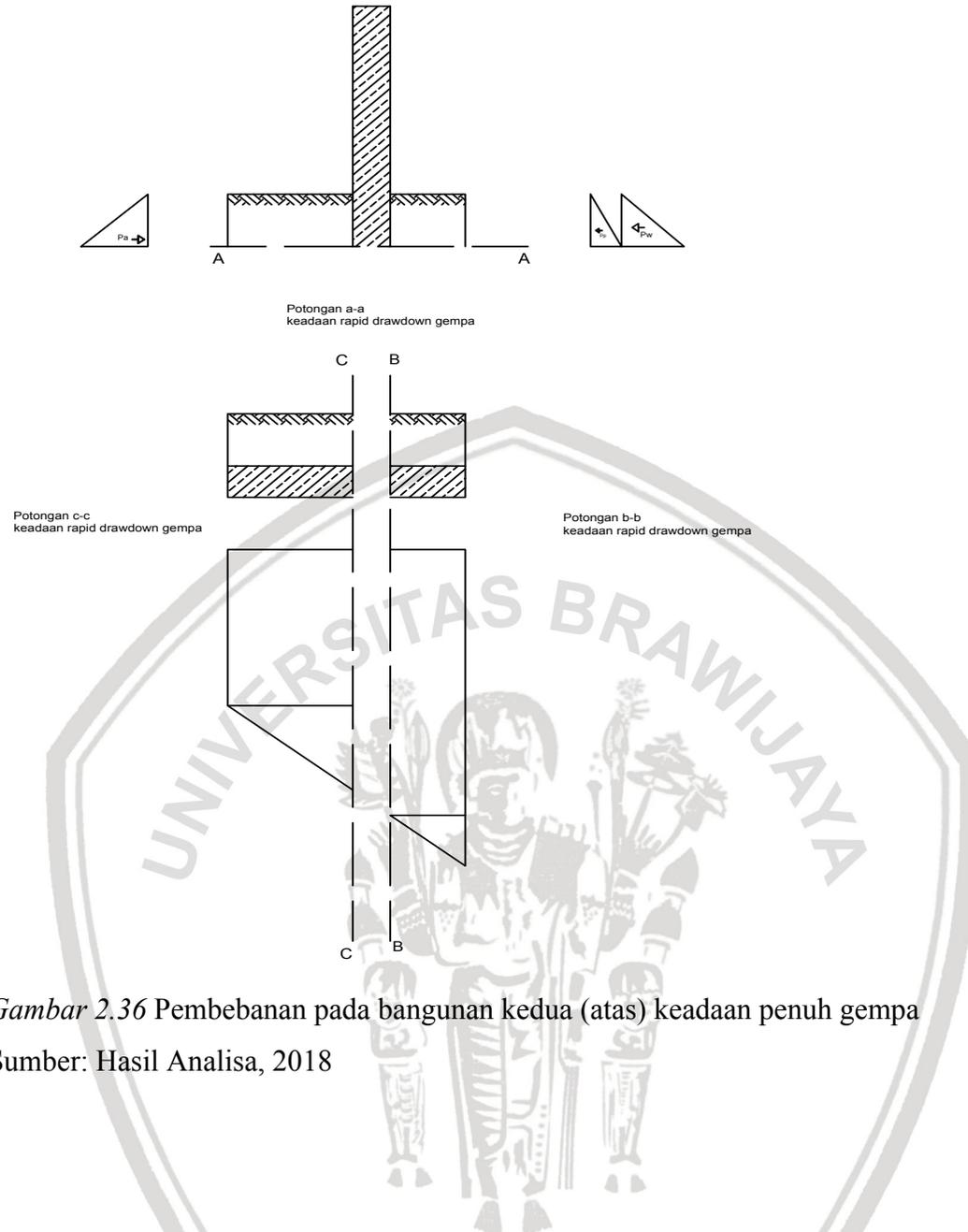
Tabel 4.92
Analisa Penulangan Potongan C-C Kondisi Rapid Drawdown Keadaan Gempa Bangunan Kedua

No	Notasi	Koefisien	Tekanan / Luas Penampang							Berat Jenis (t/m ³)	Koefisien Gempa	Gaya ton	L m	Momen tm				
Beban Hidup																		
1	Ws1	1.275	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	ratio	x	0.000	x	kh	=	0.129	0.333	0.043
Beban Mati																		
1	Wc4	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio	x	γ	x	kh	=	0.288	0.300	0.086
2	B1	1.000	x	lebar	x	tinggi	x	panjang	x	rasio					=	-5.976	1.000	-5.976
3	B2	1.000	x	2.000	x	1.615	x	1.000	x	0.500					=	-1.615	0.667	-1.076
Total																-7.174		6.923
h	=	600	mm	Tulangan Utama														
b	=	1000	mm	As hitung = 449.5 mm ²														
p	=	100	mm	Rencana: Ast = 78.5 mm ²														
Dbagi	=	10	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:														
Dutama	=	10	mm	Jarak tulangan baru = 100 mm														
Mu	=	69.23	kNm	Jumlah tulangan utama = 11 buah														
fy	=	400	Mpa	Jarak tulangan utama = 5.7														
f'c	=	25	Mpa	As baru = 863.9 mm ² ok														
β_1	=	0.85		= 174.723 mm														
				Tulangan Bagi														
d	=	485	mm	As hitung = 0,18 * As tulangan utama														
	=	0.485	m	Rencana: Ast = 78.54 mm ²														
d'	=	115	mm	Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:														
d'/d	=	0.237		Jarak tulangan baru = 250 mm														
M/(b.d ²)	=	0.294	N/mm ²	Jumlah tulangan bagi = 5 buah														
ρ hitung	=	0.00093		As baru = 392.7 mm ² ok														
ρ min	=	0.0018		Jarak tulangan utama = 1.0														
ρ max	=	0.0203		= 970.684 mm														

Sumber: Hasil Perhitungan, 2018

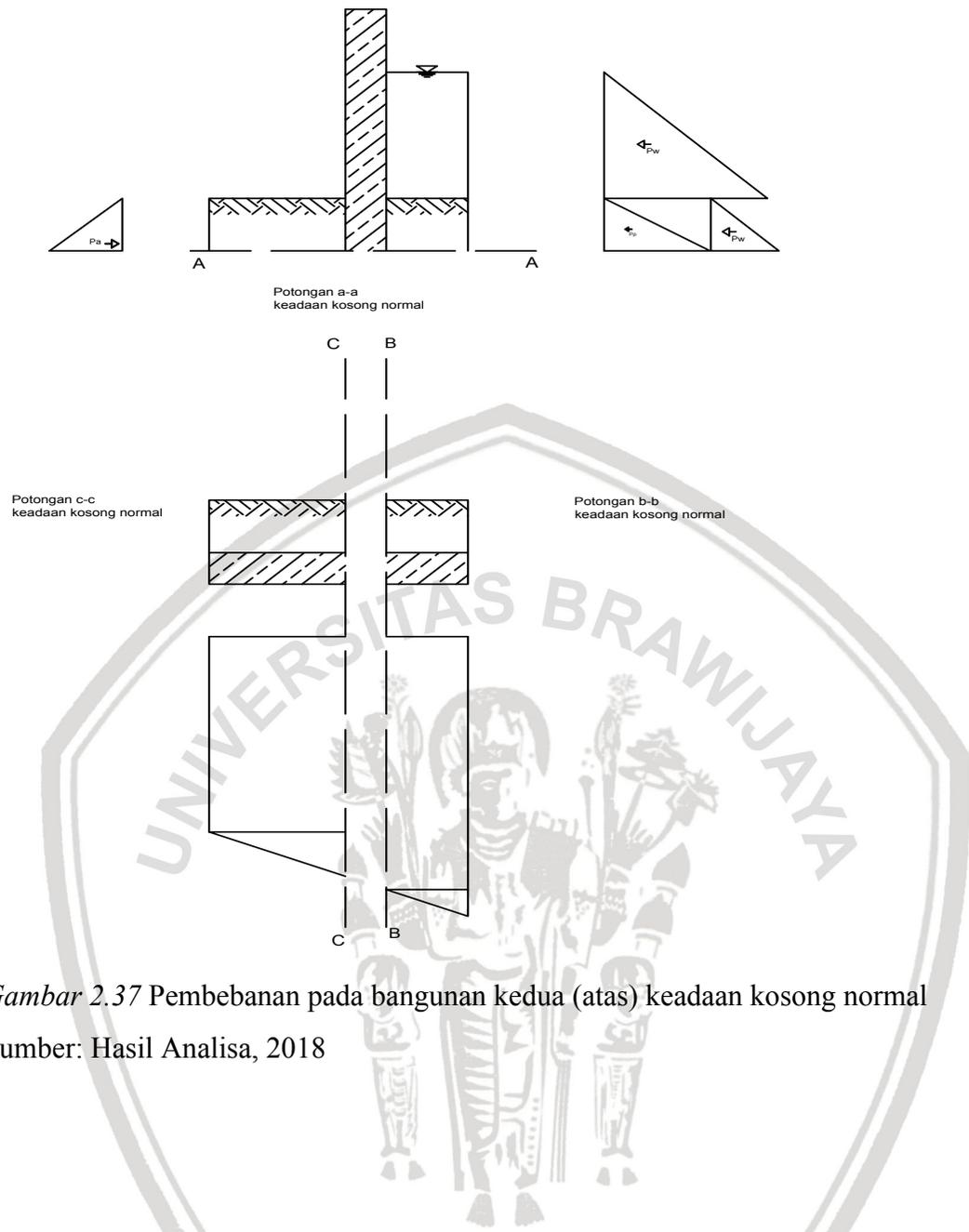


Gambar 2.35 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan penuh normal
 Sumber: Hasil Analisa, 2018

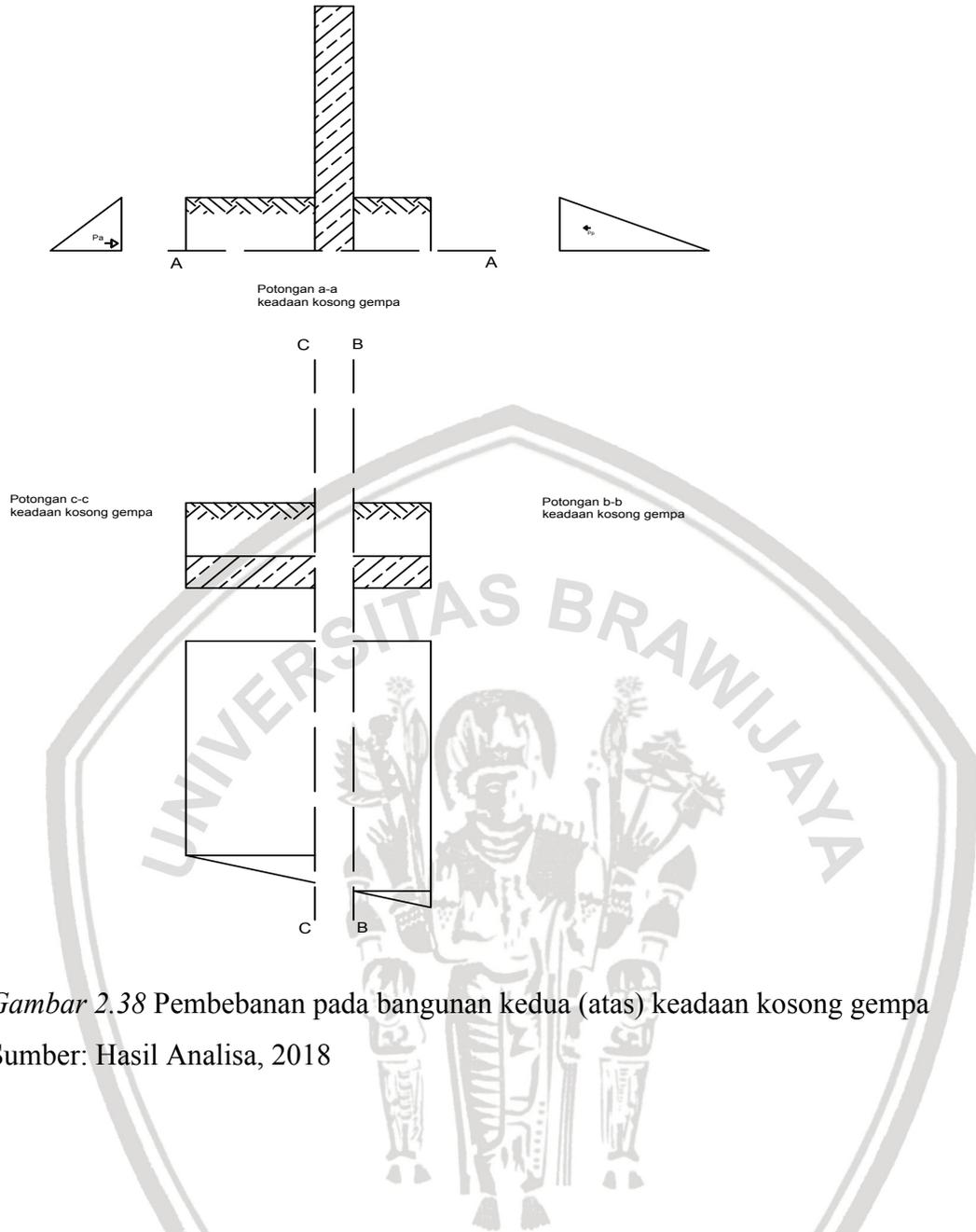


Gambar 2.36 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan penuh gempa

Sumber: Hasil Analisa, 2018

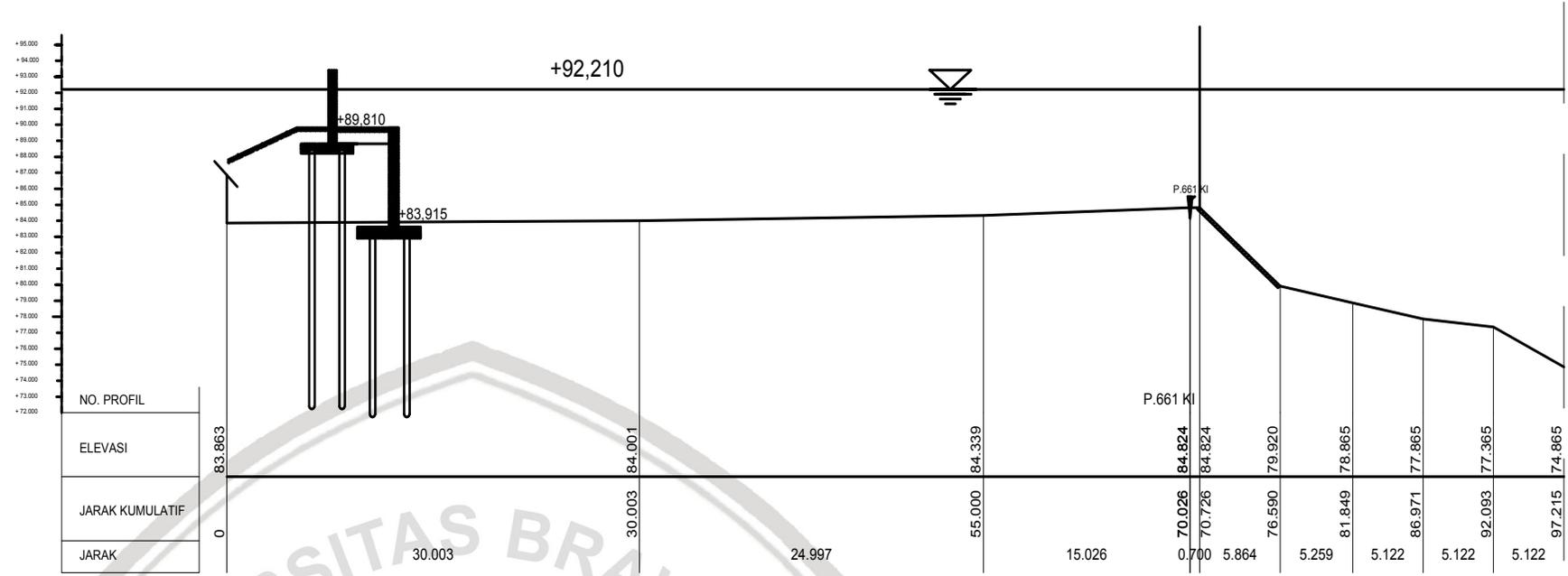


Gambar 2.37 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan kosong normal
 Sumber: Hasil Analisa, 2018



Gambar 2.38 Pembebanan pada bangunan kedua (atas) keadaan kosong gempu

Sumber: Hasil Analisa, 2018

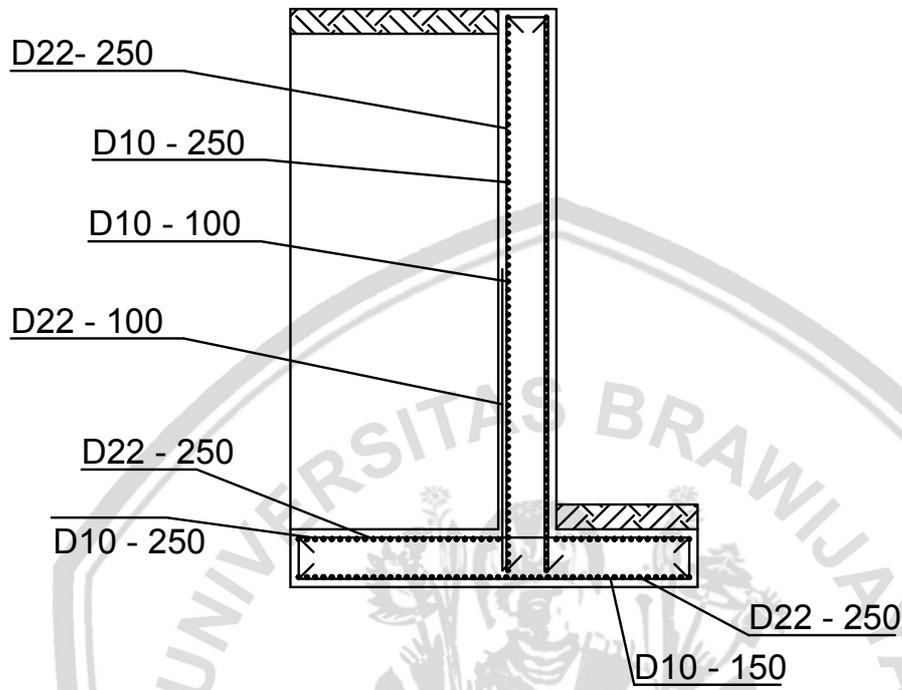


Gambar 2.39 Cross Section 661 Dengan Tanggul

Sumber: Hasil Analisa, 2018

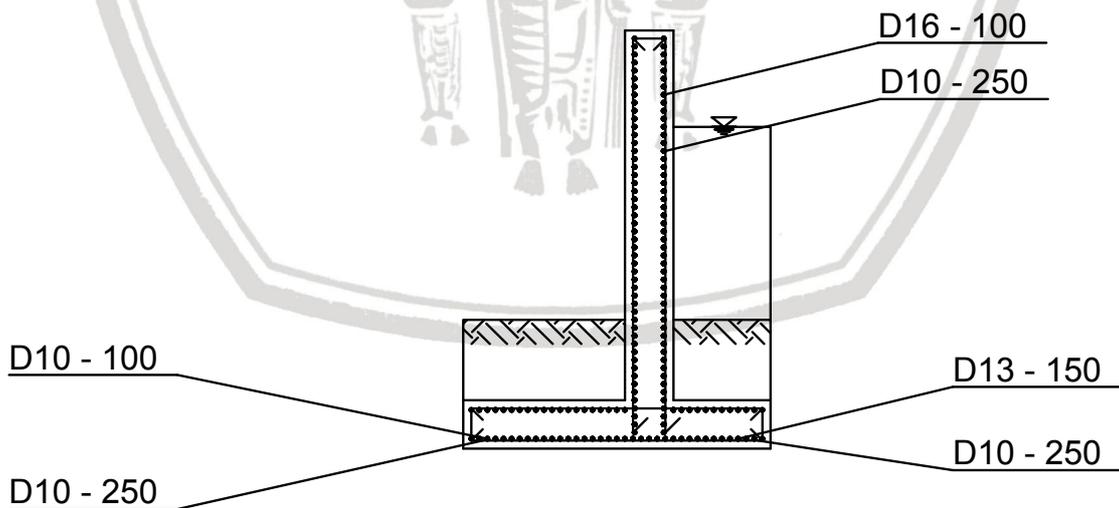


Dari perhitungan diatas didapatkan Tulangan dengan Dutama 22mm dan Dbagi 10mm dengan konfigurasi tulangan ganda untuk bangunan Dinding Penahan Tanah Pertama (dibawah), dan Tulangan dengan Dutama 13mm dan Dbagi 10mm dengan konfigurasi tulangan tunggal untuk bangunan Dinding pnehanan Tanah Kedua (diatas).



Gambar 4.40 Penulangan Pada Bangunan Pertama

Sumber: Hasil Analisa, 2018



Gambar 4.41 Penulangan Pada Bangunan Kedua

Sumber: Hasil Analisa, 2018

Halaman ini sengaja dikosongkan



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan analisa yang dilakukan, maka dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Debit banjir yang sesuai dengan PP 28 tahun 2015 adalah kala ulang 25 tahun dengan outflow maksimum yang didapatkan dari waduk wonogiri didapatkan debit sebesar $2435,327 \text{ m}^3/\text{dt}$
2. Pada kondisi eksisting dengan menggunakan kala ulang 25 tahun, penampang-penampang sungai tidak dapat menampung luapan debit banjir dari patok 625-710, dengan limpasan paling besar adalah setinggi 8,586m.
3. Tanggul banjir yang di rencanakan adalah dinding penahan tanah (*retaining wall*) pada patok 661 dengan tinggi bangunan 6 m dan 3,6 m. Yang memiliki angka keamanan guling dan geser pada bangunan pertama (dibawah) :
 - Kondisi Kosong : 2,202 (guling), 0,703 (geser)
 - Kondisi Kosong Gempa : 2,809 (guling), 0,871 (geser)
 - Kondisi Penuh : 1,454 (guling), 0,633 (geser)
 - Kondisi Penuh Gempa : 7,029 (guling), 1,278 (geser)
 - Kondisi Rapid Drawdon : 1,945 (guling), 0,428 (geser)
 - Kondisi Rapid Drawdown Gempa : 2,615 (guling), 0,526 (geser)

Dan angka keamanan pada bangunan kedua (diatas):

- Kondisi Kosong : 104,269 (guling), 10,947 (geser)
- Kondisi Kosong Gempa : 10,131 (guling), 2,133 (geser)
- Kondisi Penuh : 2,707 (guling), 0,517 (geser)
- Kondisi Penuh Gempa : 3,464 (guling), 1,304 (geser)
- Kondisi Rapid Drawdon : 369,047 (guling), 34,469 (geser)
- Kondisi Rapid Drawdown Gempa : 13,496 (guling), 3,107 (geser)

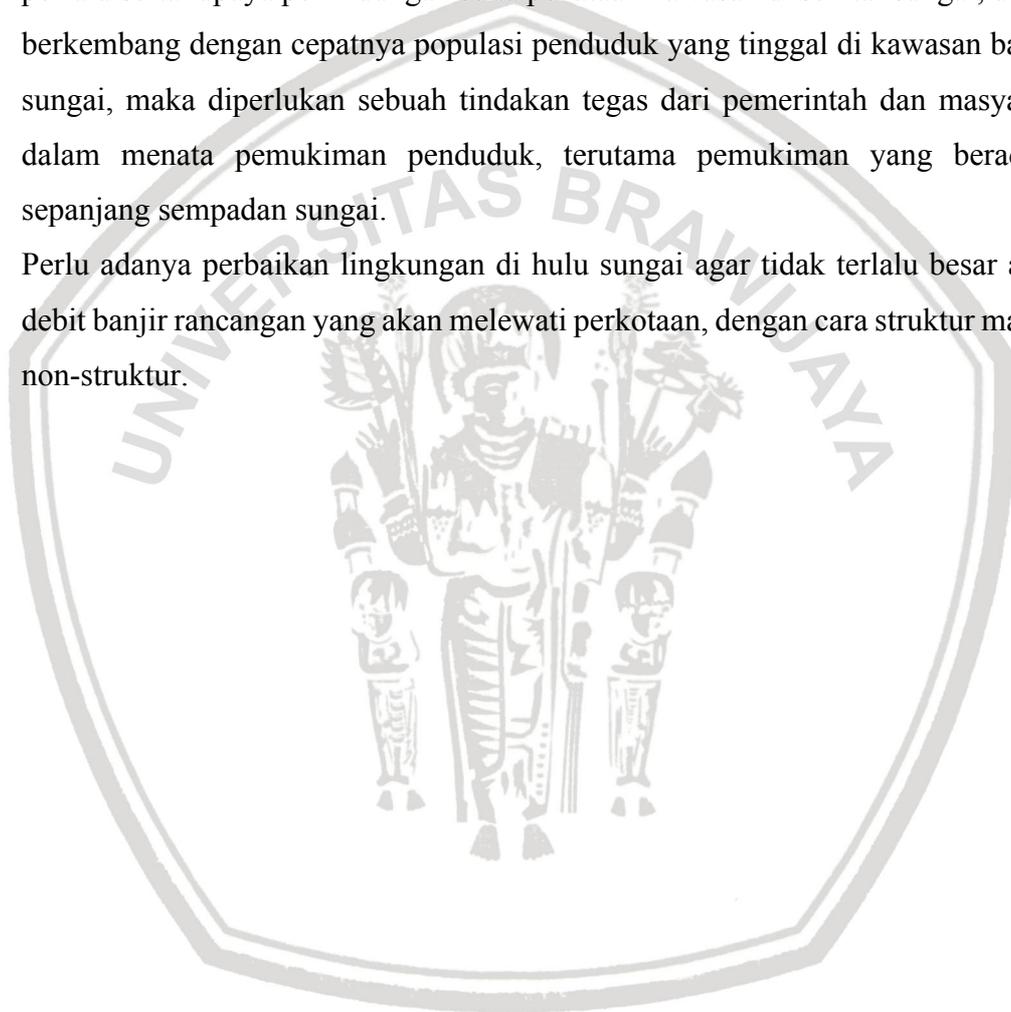
Yang memiliki tulangan D22 - 100 mm dan Dbagi 10 - 250 mm untuk bangunan pertama (dibawah), serta tulangan D16 - 100 mm dan Dbagi 10-250 mm untuk banguna kedua (diatas). Dikarenakan tidak mempunya menahan stabilitas geser maka di tambahkan tiang pancang dengan ukuran 400 mm sedalam 6 m untuk bangunan pertama dan 11 m pada bangunan kedua.

4. Setelah adanya upaya penanggulangan banjir tidak terjadi lagi adanya limpasan pada patok 625-710.

5.2. Saran

Selain kesimpulan yang telah diuraikan diatas, berikut beberapa saran yang perlu dilakukan:

1. Dalam mendukung upaya pengendalian banjir di Sungai Bengawan Solo Hulu, perlu disertai upaya perlindungan serta penataan kawasan di sekitar sungai, dengan berkembang dengan cepatnya populasi penduduk yang tinggal di kawasan bantara sungai, maka diperlukan sebuah tindakan tegas dari pemerintah dan masyarakat dalam menata pemukiman penduduk, terutama pemukiman yang berada di sepanjang sempadan sungai.
2. Perlu adanya perbaikan lingkungan di hulu sungai agar tidak terlalu besar angka debit banjir rancangan yang akan melewati perkotaan, dengan cara struktur maupun non-struktur.



DAFTAR PUSTAKA

- Anonymous 2015. *Penetapan Garis Sempadan Sungai dan Garis Sempadan Danau*. Jakarta : Peraturan Menteri Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat
- Hadisusanto, Nugroho.2010. *Aplikasi Hidrologi*. Malang : Jogja Mediautama
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2014. *Analisis dan Perencanaan Fondasi 1*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, Hary Christady. 2015. *Analisis dan Perencanaan Fondasi 2*. Yogyakarta : Gadjah Mada University Press.
- Istiarto. 2012.*Diktat Kuliah Teknik Sungai*. Yogyakarta: Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gajah Mada
- Istiarto. 2012. *Modul Pelatihan – Simulasi Aliran 1 Dimensi dengan Bantuan Program Hidrodinamika HEC-RAS*. Yogyakarta: Teknik Sipil dan Lingkungan Universitas Gajah Mada..
- Limantara, Lily M. 2009. *Hidrologi Teknik Terapan*. Malang: CV Citra Malang.
- Sastrodiharjo, Siswoko. 2012. *Upaya Mengatasi Masalah Banjir Secara Menyeluruh*. Jakarta : PT. Mediatama Saptakarya
- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid 1*. Bandung: Nova.
- Sosrodarsono, Suyono dan K. Takeda. 1985. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan K. Takeda. 2003. *Hidrologi untuk Pengairan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan K. Takeda. 1977. *Bendungan Tipe Urugan*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Sosrodarsono, Suyono dan M. Tominaga. 1984. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT Pradnya Paramita.

Halaman ini sengaja di kosongkan

