

**STUDI PERENCANAAN SALURAN BANJIR (*FLOODWAY*)
DI MUARA SUNGAI CENRANAE DI TELUK BONE
SULAWESI SELATAN**

SKRIPSI

Diajukan untuk memenuhi sebagian persyaratan
memperoleh gelar Sarjana Teknik (S.T)



Disusun Oleh :

FAJAR NUGROHO

NIM. 0710640017

**KEMENTERIAN PENDIDIKAN DAN KEBUDAYAAN
UNIVERSITAS BRAWIJAYA
FAKULTAS TEKNIK
MALANG**

2013

KATA PENGANTAR

Alhamdulillahirobbil‘alamin. Segala rasa syukur kepada Allah SWT karena dengan izin dan kuasanya sehingga skripsi dengan judul “**Studi Perencanaan Saluran Banjir (Floodway) di Muara Sungai Cenranae di Teluk Bone, Sulawesi Selatan**” dapat terwujud. Tidak lupa ucapan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada pihak-pihak yang telah membantu terselesaikannya laporan skripsi ini:

1. Ir. Dwi Priyantoro, MS., selaku Ketua Jurusan Teknik Pengairan Universitas Brawijaya
2. Ir. Suwanto Marsudi, MS., dan Dr. Very Dermawan, ST., MT., selaku pembimbing dalam tugas akhir ini.
3. Dian Sisinggih, ST. MT. Ph.D. dan Ir. Heri Suprijanto, MS., selaku penguji.
4. Kedua Orang Tua (Bapak Muslan dan Ibu Sulastri) serta adik-adik (Nia, Rilo, Hanif) yang selalu memberi dorongan semangat dan doa.
5. Tia Rifka Arum Puspita.
6. Teman-teman Teknik Pengairan Angkatan 2007 yang telah banyak membantu dalam penyelesaian tugas akhir ini.

Semoga dengan terwujudnya laporan skripsi ini menjadi sumbangsih ilmu yang bermanfaat dan menjadi referensi yang baik bagi bidang pengembangan ilmu teknik pengairan. Sungguh laporan skripsi ini jauh dari kata sempurna sehingga masukan dan pemikiran kritis dari pembaca sangat diharapkan.

Malang, Agustus 2013

Penyusun

ABSTRAKSI

FAJAR NUGROHO 0710640017 .2013. STUDI PERENCANAAN SALURAN BANJIR (*FLOODWAY*) DI MUARA SUNGAI CENRANAE DI TELUK BONE SULAWESI SELATAN. Tugas Akhir Jurusan Pengairan, Fakultas Teknik, Universitas Brawijaya, Malang, Jawa Timur. Dosen Pembimbing : Bapak Ir. Suwanto Marsudi, MS. dan Bapak Dr. Very Dermawan, ST., MT.

Banjir besar yang terjadi setiap tahun akibat meluapnya Sungai Cenranae mengakibatkan kerusakan sarana fasilitas umum, kebun, sawah dan daerah permukiman terutama jalan propinsi. Ada beberapa faktor penyebab terjadinya banjir, diantaranya adalah: lokasi daerah yang berada di dataran rendah dan hampir rata dengan permukaan laut, lokasi daerah yang merupakan dataran banjir dari pertemuan beberapa sungai, terjadinya sedimentasi yang menyebabkan naiknya muka air sungai pada waktu banjir, dan sistem drainase kota yang masih belum terencana secara sistematis dan menyeluruh.

Berkaitan dengan upaya untuk mengendalikan masalah banjir di Sungai Cenranae, salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah usaha pembangunan kanal banjir atau *floodway* untuk mengalirkan debit banjir dari Sungai Cenranae sehingga muka air sungai pada saat terjadi debit banjir tidak meluap dan menimbulkan kerugian bagi masyarakat di sekitar sungai.

Salah satu upaya yang dapat diupayakan untuk mengatasi banjir pada kawasan hilir Sungai Cenranae adalah dengan pembangunan *floodway*. Untuk perencanaan *floodway* direncanakan pada Patok 149 dengan pertimbangan lokasi tersebut jauh dari pemukiman penduduk dan profil sungainya cenderung lurus, untuk debit rencana digunakan Q₂₅ sebesar 1588,75 m³/det dan Qpelimpah yang merupakan debit setelah Q₂₅ – Qkapasitassungai adalah 1295,83 m³/det. Untuk menanggulangi banjir yang masih terjadi setelah dibangun *floodway*, direncanakan pembangunan tanggul di sepanjang Sungai Cenranae. Dengan tinggi tanggul yang bervariasi disesuaikan dengan tinggi muka air banjir yang terjadi pada tiap patok.

Pada studi ini direncanakan bangunan antara lain: *Floodway* dengan penampang tunggal berbentuk trapesium dengan dimensi lebar saluran 100m, tinggi 6 m dan panjang 8 km. Mercu Pelimpah OGEE Tipe 1 dengan tinggi dari dasar sungai 3,3 m dan lebar 100m. Kolam Olak tipe USBR IV dengan panjang 20 m. Tanggul sepanjang Sungai Cenranae dengan elevasi +3.3 hingga +7.83.

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	i
ABSTRAKSI	ii
DAFTAR ISI.....	iii
DAFTAR TABEL.....	vi
DAFTAR GAMBAR	vii
BAB I	
PENDAHULUAN.....	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Batasan Masalah	3
1.4 Rumusan Masalah	3
1.5 Tujuan dan Manfaat	3
BAB II	
KAJIAN PUSTAKA.....	4
2.1 Analisa Hidrologi.....	4
2.1.1Data Hujan.....	4
2.1.2Data Hujan Yang Hilang	4
2.1.3Uji konsistensi data hujan	5
2.1.4Hujan Rerata Daerah.....	6
2.1.5Distribusi Curah Hujan Rancangan	6
2.1.6Uji Kesesuaian Distribusi.....	8
2.1.7 Distribusi Curah Hujan Jam-jaman	9
2.1.8Hujan Efektif	10
2.1.9Debit Aliran Dasar (Baseflow).....	10
2.1.10Analisa Debit Banjir	11
2.2Analisa Hidrolika	14
2.2.1Analisa Profil Aliran	14
2.1.1Aplikasi Software HEC-RAS 4.1	15
2.2.2Koefisien kekasaran Manning	16
2.2.3Bendung Samping.....	19
2.2.4Dimensi Floodway.....	20
2.2.5Mercu Pelimpah.....	20

2.2.6Kolam Olak	21
BAB III	
METODOLOGI	22
3.1Kondisi Daerah Studi	22
3.2Letak Administratif	22
3.3Karakteristik Sungai Cenranae	23
3.4Data Pendukung Kajian.....	24
3.5Konsep Perencanaan Floodway	24
3.6Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi.....	25
BAB IV	
PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA	29
4.1Analisa Hidrologi	29
4.1.1Data Hujan	29
4.1.2Uji Konsistensi Data Hujan.....	29
4.1.3Analisa Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan.....	37
4.1.4Analisis Curah Hujan Rancangan.....	41
4.1.5Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi	42
4.1.6Uji Chi Square	42
4.1.7Uji Smirnov Kolmogorof.....	43
4.1.8Curah Hujan Efektif.....	44
4.1.9Distribusi Hujan Jam-jaman.....	45
4.1.10Debit Aliran Dasar (Baseflow).....	46
4.1.11Perhitungan Debit Banjir Rancangan	46
4.2 Analisis Hidrolika	61
4.2.1Data Masukan Program HEC-RAS	61
4.2.1.1Data Geometri	61
4.2.1.2Data Aliran Tidak Tetap (Unsteadyflow data).....	62
4.2.1.3Hasil Running HEC-RAS	63
4.3 Perencanaan Floodway.....	67
4.3.1Lokasi Floodway	67
4.3.2Lebar Pelimpah.....	69
4.3.3Dimensi Floodway (Saluran Banjir).....	71
4.3.4Mercu Pelimpah.....	72
4.3.5Perhitungan Profil Aliran	73

4.3.6 Kolam Olak	74
4.4 Kondisi Sungai Setelah Direncanakan Floodway.....	77
BAB V	
KESIMPULAN DAN SARAN	80
5.1 Kesimpulan	80
5.2 Saran	81
DAFTAR PUSTAKA	



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Angka Koefisien Pengaliran untuk Berbagai Kondisi DAS	13
Tabel 2. 2 Rumus hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang	14
Tabel 2. 3 Koefisien Manning	17
Tabel 2. 4 Koefisien Manning (lanjutan).....	18
Tabel 3. 1 Kriteria Penetapan Kala Ulang Banjir Rancangan	25
Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu	30
Tabel 4. 2 Uji Konsistensi Stasiun Unyi Duaboccoe	31
Tabel 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe	32
Tabel 4. 4 Uji Konsistensi Stasiun Cellu	33
Tabel 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu setelah koreksi	35
Tabel 4. 6 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe setelah dikoreksi	36
Tabel 4. 7 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan	38
Tabel 4. 8 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan	40
Tabel 4. 9 Perhitungan Distribusi Log Pearson III	41
Tabel 4. 10 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang	42
Tabel 4. 11 Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square	43
Tabel 4. 12 Perhitungan Uji Chi Square.....	43
Tabel 4. 13 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorof.....	44
Tabel 4. 14 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe.....	45
Tabel 4. 15 Debit BanjirRancangan Q25 Sungai Cellue	51
Tabel 4. 16 Debit Banjir Rancangan Q25 Sungai Opo	52
Tabel 4. 17 Hasil Superposisi Q25 Sungai Cellue dan Sungai Opo	53
Tabel 4. 18 Debit Banjir Rancangan Q25 Sungai Unyi	55
Tabel 4. 19 Hasil Superposisi Q25 Sub DAS A dan Sungai Unyi.....	57
Tabel 4. 20 Debit Banjir Rancangan Q25 Sungai Parangeng	58
Tabel 4. 21 Hasil Superposisi Q25 Sub DAS B dan Sungai Parangeng	60
Tabel 4. 22 Profil Patok 149	69
Tabel 4. 23 Keterangan Gambar 4.21.....	70
Tabel 4. 24 Perhitungan Lebar Pelimpah Samping dengan Metode De Marchi	71
Tabel 4. 25 Koordinat Mercu Ogee I	72
Tabel 4. 26 Profil Aliran.....	73

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Kurva Massa Ganda	5
Gambar 2. 2 Hidrograf Satuan Nakayasu	11
Gambar 2. 3 Sketsa definisi untuk pelimpah samping	19
Gambar 2. 4 Mercu Ogee I	21
Gambar 2. 5 Kolam Olak USBR IV	21
Gambar 3. 1 Peta administratif daerah studi.....	23
Gambar 3. 2 Peta alur sungai	24
Gambar 3. 3 Diagram alir pengeraian skripsi	26
Gambar 3. 4 Diagram alir analisa dengan software HEC-RAS 4.1	27
Gambar 3. 5 Diagram alir masukan debit tiap-tiap Sub DAS	28
Gambar 4. 1 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu.....	30
Gambar 4. 2 Uji Konsistensi Stasiun Unyi Duaboccoe.....	31
Gambar 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe.....	32
Gambar 4. 4 Uji Konsistensi Stasiun Cellu	33
Gambar 4. 5 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu setelah dikoreksi.....	35
Gambar 4. 6 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe setelah dikoreksi.....	37
Gambar 4. 7 Kurva IDF dengan Metode Mononobe	45
Gambar 4. 8 Pembagian Sub DAS pada DAS Cenranae.....	47
Gambar 4. 9 Skema Sub DAS pada DAS Cenranae	48
Gambar 4. 10 Grafik superposisi Q25 antara Sungai Cellue dan Sungai Opo	53
Gambar 4. 11 Grafik superposisi Q25 antara Sub DAS A dan Sungai Unyi	56
Gambar 4. 12 Grafik superposisi Q25 antara Sub DAS B dan Sungai Parangeng	59
Gambar 4. 13 Input data Unsteady Flow pada HEC-RAS	63
Gambar 4. 14 Tinggi limpasan di patok 149 dengan Q25.....	64
Gambar 4. 15 Kondisi eksisting Sungai Cenranae patok 171 - 122 dengan Q25th.....	65
Gambar 4. 16 Potongan memanjang sungai sebelum direncanakan Floodway.....	66
Gambar 4. 17 Lokasi patok 149	67
Gambar 4. 18 Lokasi Floodway	68
Gambar 4. 19 Profil Junction	68
Gambar 4. 20 Potongan melintang Patok 149	69
Gambar 4. 21 Profil Patok 149	70
Gambar 4. 22 Penampang melintang Floodway	75

Gambar 4. 23 Potongan memanjang sungai setelah direncanakan Floodway.....	76
Gambar 4. 24 Kondisi Sungai Cenranae dengan Floodway tampak memanjang	77
Gambar 4. 25 Kondisi Sungai Cenranae dengan Floodway	77
Gambar 4. 26 Kondisi Sungai Cenranae setelah direncanakan tanggul	78
Gambar 4. 27 Gambar Sungai Cenranae dan Floodway	78
Gambar 4. 28 Potongan memanjang Floodway.....	79



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Sejarah telah mencatat bahwa sungai adalah tempat berawalnya peradaban. Sejak dahulu kala sungai telah dimanfaatkan untuk berbagai kepentingan. Sungai memiliki berbagai fungsi bagi kehidupan manusia dan alam. Fungsi sungai bagi kehidupan manusia sangat banyak dan penting, antara lain pemanfaatan sungai untuk memenuhi kebutuhan rumah tangga, sanitasi lingkungan, pertanian, industri, pariwisata, olah raga, pertahanan, perikanan, pembangkit tenaga listrik, transportasi, dan lain sebagainya. Demikian pula fungsinya bagi alam sebagai pendukung utama kehidupan flora dan fauna sangat menentukan.

Selain mempunyai fungsi dalam kehidupan manusia, sungai juga dapat memberikan efek negatif seperti banjir. Padabanjir yang disebabkan oleh meluapnya air sungai pada umumnya disebabkan karena ketidak mampuan badan sungai untuk menampung debit air yang lewat, salah satu faktor yang sering menjadi penyebab kerusakan pada badan sungai adalah kegiatan manusia seperti pembangunan pemukiman yang tidak mengindahkan dampak pada kelestarian sungai, pembuangan sampah dan limbah ke sungai dan penebangan hutan yang sebenarnya berfungsi sebagai daerah resapan hujan.

Banjir menjadi masalah ketika muncul kerugian banjir. Mengingat pada umumnya sungai lebih dahulu menempati ruang alurnya dibanding keberadaan manusia. Sebetulnya manusialah yang mencari masalah mendatangi dataran banjir. Mengingat sejarah pembentukan kota-kota umumnya terkait erat dengan keberadaan sungai, banyak perkotaan terbentuk di dataran banjir, tak terkecuali di Kabupaten Wajo dan Kabupaten Bone, Sulawesi Selatan.

Sejalan dengan laju perkembangan masyarakat terutama yang tinggal dan melakukan aktivitas di dataran banjir, maka persoalan yang ditimbulkan oleh banjir dari waktu ke waktu semakin meningkat. Banjir besar yang terjadi setiap tahun akibat meluapnya Sungai Cenranae mengakibatkan kerusakan sarana fasilitas umum, kebun, sawah dan daerah permukiman terutama jalan propinsi. Ini lebih diperburuk lagi dengan adanya gerusan aliran sungai yang menimbulkan kerusakan tebing sungai yang mengancam fasilitas-fasilitas penting yang ada di sekitarnya.

Ada beberapa faktor penyebab terjadinya banjir, diantaranya adalah: lokasi daerah yang berada di dataran rendah dan hampir rata dengan permukaan laut, lokasi daerah yang merupakan dataran banjir dari pertemuan beberapa sungai, pengaruh pasang air laut, terjadinya agradasi dasar sungai akibat sedimen yang menyebabkan naiknya muka air sungai pada waktu banjir, dan sistem drainase kota yang masih belum terencana secara sistematis dan menyeluruh.

Berkaitan dengan upaya untuk mengendalikan masalah banjir di Sungai Cenranae, salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah usaha pembangunan kanal banjir atau *floodway* untuk mengalirkan debit banjir dari Sungai Cenranae sehingga muka air sungai pada saat terjadi debit banjir tidak meluap dan menimbulkan kerugian bagi masyarakat di sekitar sungai.

1.2 Identifikasi Masalah

Banjir yang sering terjadi di Sungai Cenranae merupakan salah satu dampak yang terjadi akibat pendangkalan akibat sedimentasi yang terjadi pada Danau Tempe di hulu Sungai Cenranae. Danau Tempe yang berfungsi sebagai tempat penampungan air sementara dari sungai-sungai di hulunya telah mengalami pendangkalan akibat tumpukan sedimen. Ketidakmampuan danau untuk menampung aliran pada musim hujan diperburuk dengan marak terjadinya penggundulan hutan di lereng bukit dan erosi dari tebing sungai.

Proses sedimentasi ini telah terjadi cukup lama dan semakin tinggi pada tahun-tahun terakhir ini, bahkan di tengah danau tersebut muncul daratan yang menyerupai pulau. Salah satu dampak negatif yang terjadi akibat sedimentasi ini adalah pendangkalan yang menimbulkan penurunan kapasitas tampungannya,. Kerusakan fisik danau ini pada akhirnya menimbulkan dampak yang semakin luas mulai dari banjir yang terjadi secara rutin setiap tahun hingga kerusakan ekosistem danau seperti punahnya berbagai jenis ikan dan burung misalnya ikan Bungo, Biawang, dan Bete-bete serta burung Lawase.

Selain akibat sedimentasi, banjir yang sering terjadi juga diakibatkan penggunaan daerah sempadan sungai sebagai tempat pemukiman dan fasilitas umum di hampir sepanjang ruas sungai mulai dari Danau Tempe hingga muaranya di Teluk Bone.Terjadinya penumpukan sedimen pada hilir dan muara Sungai Cenranae juga menyebabkan kemampuan sungai mengalirkan debit air berkurang sehingga aliran banjir cenderung melebar, merusak tebing sungai serta menggenangi pemukiman penduduk.

Oleh karena itu, diperlukan usaha-usaha untuk mengalirkan debit banjir yang terjadi di Sungai Cenranae agar tidak meluap dan merugikan penduduk di sekitar sungai. Salah satu upaya yang dapat dilakukan adalah dengan membangun *floodway* (saluran banjir) pada lokasi yang sering terjadi banjir.

1.3 Batasan Masalah

Batasan masalah yang digunakan dalam laporan ini antara lain :

1. Lokasi studi di Sungai Cenranae, Sulawesi Selatan,
2. Melakukan analisa kondisi Sungai Cenranae melalui data-data sekunder,
3. Merencanakan pembangunan *floodway* sebagai usaha pengendalian banjir di Sungai Cenranae,
4. Tidak membahas transport sedimen,
5. Tidak membahas analisa ekonomi,
6. Tidak membahas Analisa Mengenai Dampak Lingkungan (AMDAL).

1.4 Rumusan Masalah

Mengacu pada batasan-batasan masalah tersebut di atas, maka rumusan masalah yang akan dibahas pada laporan ini antara lain :

1. Bagaimana analisis hidrologi pada Sungai Cenranae?
2. Bagaimana profil aliran dan morfologi Sungai Cenranae?
3. Bagaimana dimensi desain perencanaan *floodway* ?
4. Bagaimana dimensi desain bangunan pelengkap yang direncanakan ?

1.5 Tujuan dan Manfaat

Tujuan dari penggerjaan laporan skripsi ini adalah untuk merencanakan suatu saluran banjir (*floodway*) pada Sungai Cenranae dengan langkah awal melakukan analisis hidrologi, analisis morfologi dan aliran Sungai Cenranae kemudian melakukan perencanaan dimensi pelimpah dan bangunan pelengkap lainnya berdasarkan analisis sebelumnya.

Manfaat yang didapat dari penggerjaan laporan ini adalah sebagai bahan pertimbangan dalam upaya mengurangi kerugian akibat banjir di Sungai Cenranae dan sebagai penambah wawasan dalam merencanakan suatu bangunan pengendali banjir dalam hal ini *floodway*.

BAB II

KAJIAN PUSTAKA

2.1 Analisa Hidrologi

Data curah hujan merupakan komponen utama dalam analisis hidrologi, baik dalam perancangan maupun perencanaan bangunan-bangunan hidrolik. Mengingat bahwa analisis data hujan ini merupakan awal analisis dari setiap perancangan dan perencanaan bangunan-bangunan hidrolik, maka perlakuan terhadap masukan ini perlu dilakukan secara teliti. Hal ini karena kesalahan pada analisis ini akan terbawa ke analisis berikutnya.

2.1.1 Data Hujan

Data curah hujan yang digunakan untuk keperluan analisis hidrologi diperoleh dari stasiun yang terdekat dengan lokasi pekerjaan. Stasiun pencatat hujan yang mewakili masing-masing DAS (Daerah Aliran Sungai) akan dipilih dan dimasukkan ke dalam sistem *databases* serta diolah untuk menghitung curah hujan rancangan dan curah hujan maksimum yang mungkin terjadi. Apabila daerah kajian berada pada iklim tropis maka kerapatan minimal pos penakar hujan adalah $300-1000 \text{ km}^2/\text{pos}$ untuk daerah normal dan $1000-5000 \text{ km}^2/\text{pos}$ untuk daerah sulit (Soewarno, 2000:34).

2.1.2 Data Hujan Yang Hilang

Dalam analisis data hujan sering dijumpai adanya data yang tidak sesuai dengan yang diharapkan dan atau tidak lengkapnya data. Hal ini disebabkan karena berbagai sebab antara lain kerusakan alat, kelalaian petugas, data rusak sehingga tidak dapat terbaca dan data hilang. Bila hilangnya seri data hujan tersebut hanya satu atau dua hari kemungkinan tidak akan berpengaruh pada analisis. Tetapi sebaliknya bila data yang hilang tersebut panjang maka akan banyak menimbulkan kesulitan dalam analisis.

Terdapat dua pendapat yang berbeda mengenai data yang hilang dan atau rusak, yaitu:

1. Membiarakan saja data yang hilang tersebut, karena dengan cara apapun data tersebut tidak akan diketahui dengan tepat.
2. Bila dipertimbangkan data tersebut mutlak diperlukan, maka perkiraan data tersebut dapat dilakukan dengan cara-cara yang dikenal.

Cara yang akan dipakai adalah cara Rasional (*Rational Method*), cara ini banyak dipakai dalam praktik(Harto, 2000:58).

Metode Rasional mengikuti persamaan :

$$P_i = \frac{1}{n} \left[\frac{N_i \cdot P_A}{N_A} + \frac{N_i P_B}{N_B} + \dots + \frac{N_i P_n}{N_n} \right] \quad (2-1)$$

dengan:

P_i = hujan di stasiun I yang diperkirakan, dalam mm.

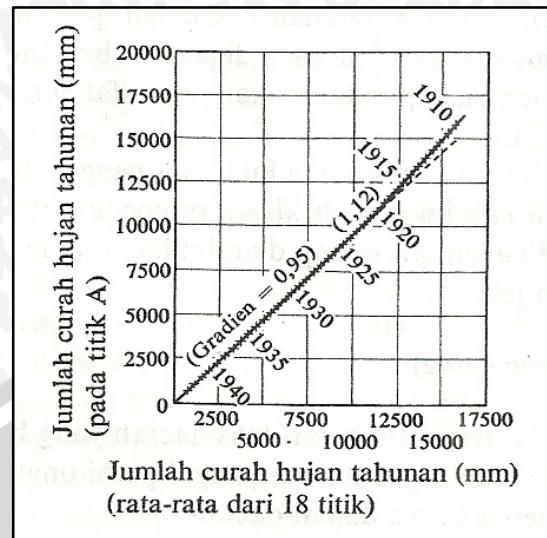
N_i = hujan tahunan normal di stasiun I dalam mm

P_A = hujan di stasiun A, dalam mm

N_A = hujan normal di stasiun A, dalam mm

2.1.3 Uji konsistensi data hujan

Jika terdapat data curah hujan tahunan dengan jangka waktu pengamatan yang panjang, maka kurva massa ganda dapat digunakan untuk memperbaiki kesalahan pengamatan yang terjadi. Gambar 2.1 menunjukkan kurva massa ganda berdasarkan data curah hujan dari tahun 1910 – 1945. Dalam gambar dapat dilihat bahwa kemiringan garis lurus berubah pada tahun 1923, karena pada tahun itu alat ukur hujan di titik A telah dipindahkan. Dari perubahan kemiringan kedua garis lurus tersebut dapat ditentukan bahwa data sebelum tahun 1923 harus dikalikan dengan koefisien 0,95/1,12 supaya menjadi cocok dengan data tahun 1945 (Sosrodarsono,2003:52).



Gambar 2. 1 Kurva Massa Ganda
Sumber: Sosrodarsono,2003:52

2.1.4 Hujan Rerata Daerah

Curah hujan yang diperlukan untuk penyusunan suatu rancangan pemanfaatan air dan rancangan pengendalian banjir adalah curah hujan rata-rata di seluruh daerah yang bersangkutan. Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah. Cara perhitungan curah hujan daerah dari pengamatan curah hujan di beberapa titik adalah sebagai berikut:

Rata-rata aljabar digunakan untuk luas daerah kurang dari 50.000 ha. Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak berbeda jauh dari hasil yang didapat dengan cara lain dan digunakan jika jumlah titik pengamatan banyak dan tersebar merata di seluruh daerah yang bersangkutan. Keuntungan cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan cara Isohyet, di mana faktor subyektif turut menentukan (Sosrodarsono,2003:27).

Perhitungan ini dapat dilakukan jika derah pengaruh dan curah hujan rerata dari tiap stasiun hampir sama.

$$R = \frac{R_1 + R_2 + \dots + R_n}{n} = \frac{\sum_{i=1}^n R_i}{n} \quad \dots \quad (2-2)$$

2.1.5 Distribusi Curah Hujan Rancangan

Untuk menganalisis probabilitas banjir dipakai ditentukan berdasarkan pada persyaratan yang sesuai. Curah hujan rancangan dihitung berdasarkan analisis

$$b = X - (Sx/Sn)Y_n$$

Persamaan di atas menjadi:

$$XT = b + (1/a) \cdot YT$$

(2-7)

dengan:

XT = Debit banjir dengan kala ulang T tahun

YT = Reduced variate

b. Distribusi Log Pearson Tipe III

Apabila nilai C_s tidak memenuhi persyaratan dari ketiga distribusi di atas yaitu distribusi normal, distribusi Log Normal, dan distribusi Gumbel, maka digunakan distribusi Log Pearson Tipe III.

Parameter Statistik yang diperlukan adalah:

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

Atau dengan cara:

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \bar{\log X})^2}{n-1}}$$

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (\log X_i - \bar{\log X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3}$$

nilai X bagi setiap probabilitas dihitung dari persamaan:

$$\log x = \log x_r + G \log x$$

Distribusi frekuensi kumulatif akan tergambar sebagai garis lurus pada kertas log-normal jika koefisien asimetri $C_s = 0$ (Soemarto, 1987:243).

2.1.6 Uji Kesesuaian Distribusi

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi dari sampel data terhadap fungsi distribusi peluang yang diperlukan dapat menggambarkan atau mewakili distribusi frekuensi tersebut di perlukan pengujian parameter. Hal ini dapat dilakukan dengan dua cara yaitu Uji Smirnov-Kolmogorov dan Uji Chi Kuadrat. Sebelum dilakukan pengujian, data yang telah diurutkan digambarkan pada kertas probabilitas dengan cara Weibull yaitu:

$$P = \frac{m}{n+1} \times 100\% \quad \dots \dots \dots \quad (2-12)$$

dengan :

P = probabilitas

m = nomor untuk data yang telah disusun

n = nilai data

Setelah penggambaran, selanjutnya garis teoritik ditarik di atas gambar tersebut dan dilakukan pengujian distribusi frekuensi.

a. Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kecocokan smirnovkolmogorov, sering juga disebut uji kecocokan nonparametrik (*nonparametric test*), karena pengujinya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu (Soewarno,1995:199).

Parameter uji kecocokan SmirnovKolmogorov dapat dihitung dengan rumus:

$$D \text{ maksimum} = [P(X_m) - P_1(X_m)] \quad \dots \dots \dots \quad (2-13)$$

dengan :

D = selisih terbesaranya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis,

$P(X_m)$ = peluang data teoritis,

$P_1(X_m)$ = peluang data pengamatan.

b. Uji Chi kuadrat

Uji Chi-Kuadrat dimaksud untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih dapat mewakili distribusi statistik sampel data yang dianalisis. Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 , oleh karena itu disebut uji Chi-Kuadrat (Soewarno,1995:194).Parameter Uji Chi-Kuadrat (χ^2) dapat dihitung dengan rumus :

$$\chi^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad \dots \dots \dots \quad (2-14)$$

dengan:

χ^2 = parameter Chi-Kuadrat terhitung,

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok ke-I,

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok ke-I.

Parameter χ^2 merupakan variabel acak. Peluang untuk mencapai nilai χ^2 sama atau lebih besar dari pada nilai Chi Kuadrat yang sebenarnya.

2.1.7 Distribusi Curah Hujan Jam-jaman

Besarnya debit banjir rancangan ditentukan oleh intensitas hujannya, yaitu tinggi air persatuannya waktu (mm/jam). Karena itu untuk mengubah curah hujan rancangan menjadi debit rancangan diperlukan curah hujan jam-jaman.

Berdasarkan hasil pengamatan data sebaran hujan di Indonesia, hujan terpusat di Indonesia berkisar antara 4 - 7 jam, maka dalam perhitungan ini diasumsikan hujan terpusat maksimum adalah 6 (enam) jam sehari. Untuk mengetahui sebaran hujan jam-jaman digunakan Kurva IDF (Intensitas Durasi Frekuensi) dengan metode Mononobe (Triatmojo,2010:266). Dengan persamaan sebagai berikut:

$$I_t = \frac{R}{24} \left[\frac{24}{(t/60)} \right]^{2/3} \quad \dots \dots \dots \quad (2-15)$$

I_t = intensitas hujan jam-jaman (mm/jam)

R = curah hujan rancangan (mm/hari)

t = waktu hujan efektif (menit)

2.1.8 Hujan Efektif

Hujan efektif dihitung berdasarkan hubungan antara hujan total yang terjadi dengan koefisien pengaliran daerah yang bersangkutan (Sosrodarsono,2003:146).

$$Re = c \cdot Rt' \quad \dots \dots \dots \quad (2-16)$$

dengan:

Re = hujan efektif (mm),

c = koefisien pengaliran,

Rt' = distribusi hujan pada jam ke-t (mm).

2.1.9 Debit Aliran Dasar(*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa di lokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) diperkirakan dengan pendekatan dengan variable masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai (Triatmojo,2010:183).

Perhitungan kerapatan jaringan sungai:

$$D = \frac{Panjang\ Total\ Orde\ Sungai}{A} \quad (2-17)$$

Perhitungan debit aliran dasar (Harto,1993:168):

$$Q_b = 0,4751 A^{0,6444} D^{0,9430} \quad (2-18)$$

dengan :

Q_b = aliran dasar (m^3/det)

A = luas DAS (m^2)

D = kerapatan sungai

2.1.10 Analisa Debit Banjir

a. Hidrograf Banjir Rancangan Satuan Sintetik Nakayasu

Untuk memperkirakan debit banjir yang akan terjadi dapat dilakukan analisis Rainfall (*Runoff Model*) dengan metode Nakayasu.

$$Q_p = \frac{A * R_0}{3,6 * (0,3 * T_p + T_{0,3})} \quad (2-19)$$

Persamaan umum hidrograf satuan sintetik Nakayasu adalah sebagai berikut (Soemarto, 1987) :

dengan :

Q_p = debit puncak banjir (m^3/det),

R_0 = Hujan satuan (mm),

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

$T_{0,3}$ = waktu yang diperlukan oleh penurunan debit, dari debit puncak sampai menjadi 30 % dari debit puncak.

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

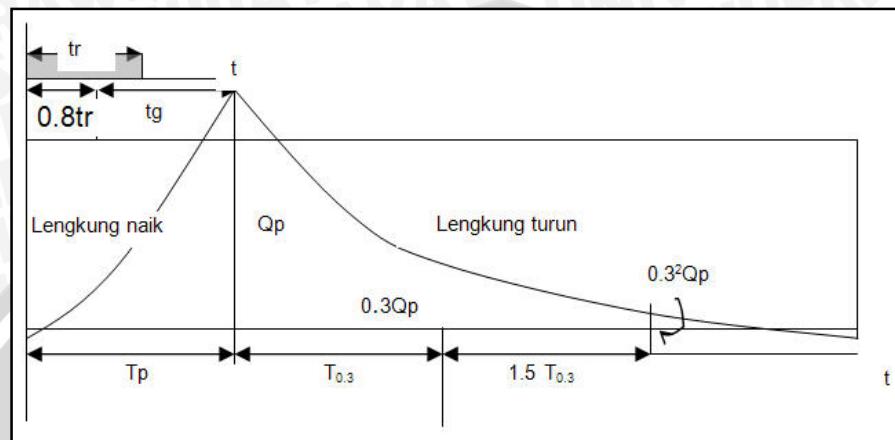
$$Q_a = Q_p \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \quad (2-20)$$

dengan:

Q_a = limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3/dtk),

t = waktu,

Q_p = debit puncak (m^3/dtk)



Gambar 2. 2 Hidrograf Satuan Nakayasu
Sumber :Soemarto (1987:168)

Bagian lengkung turun (*decreasing limb*)

Untuk, $Q_d > 0,3 Q_p$

$$Q_d = Q_p 0,3 \frac{t - T_p}{T_{0.3}} \quad (2-21)$$

Untuk, $0,3 Q_p > Q_d > 0,32 Q_p$

$$Q_d = Q_p 0,3 \frac{t - T_p + 0.5T_{0.3}}{1.5T_{0.3}} \quad (2-22)$$

Untuk, $0,32 Q_p > Q_d$

$$Q_d = Q_p 0,3 \frac{t - T_p + 1.5T_{0.3}}{2T_{0.3}} \quad (2-23)$$

$$T_{0.3} = \alpha \cdot T_g \quad (2-24)$$

dengan ketentuan :

- untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$,
- untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1.5$
- untuk bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha=3$.

Tenggang waktu,

$$T_p = \text{tg} + 0,8 \text{ tr} \quad (2-25)$$

Untuk:

$$L < 15 \text{ km}$$

$$\text{tg} = 0,21 L^{0.7}$$

$$L > 15 \text{ km}$$

$$\text{tg} = 0,4 + 0,058 L$$

(2-26)

(2-27)

dengan:

L = panjang sungai (km),

tg = waktu konsentrasi (jam),

tr = $0,5 \text{tg}$ sampai tg .

b. Koefisien Pengaliran

Koefisien pengaliran adalah suatu variabel yang didasarkan pada kondisi daerah pengaliran dan karakteristik hujan yang jatuh di daerah tersebut. Adapun kondisi dan karakteristik yang dimaksud adalah :

- Keadaan hujan
- Luas dan daerah aliran
- Kemiringan daerah aliran dan kemiringan dasar sungai
- Daya infiltrasi dan perkolasasi tanah
- Kelembaban tanah
- Suhu udara, angin dan evaporasi
- Tata guna lahan

Angka koefisien pengaliran untuk berbagai kondisi DAS seperti ditunjukkan pada tabel di bawah ini.

Tabel 2. 1 Angka Koefisien Pengaliran untuk Berbagai Kondisi DAS

No	Kondisi DAS	Koef. Pengaliran
1	Pegunungan	0,75-0,90
2	Pegunungan tersier	0,70-0,80
3	Tanah ber-relief berat dan berhutan kayu	0,50-0,75
4	Daratan pertanian	0,45-0,60
5	Dataran sawah irigasi	0,70-0,80
6	Sungai di pegunungan	0,75-0,85
7	Sungai di dataran rendah	0,45-0,75
8	Sungai besar yang sebagian alirannya berada di dataran rendah	0,50-0,75

Sumber : Sosrodarsono, (1980 : 145)

Koefisien pengaliran yang tertera pada Tabel 2.1. di atas telah didasarkan pada pertimbangan bahwa koefisien itu terutama tergantung dari faktor-faktor fisik DAS.

c. Hidrograf Banjir Rancangan

Dari hasil perhitungan hidrograf satuan akan didapat suatu bentuk satuan hidrograf yang mendekati dengan sifat aliran banjir sungai yang ada, yang selanjutnya hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan mempergunakan persamaan-persamaan yang ada pada salah satu metode yang sesuai tersebut di atas.

Hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$Q_k = U_1 R_i + U_2 R_{i-1} + U_3 R_{i-2} + \dots + U_n R_{i-n+1} + B_f \quad (2-28)$$

dengan :

Q_k = Ordinat hidrograf banjir pada jam ke k

U_n = Ordinat hidrograf satuan

R_i = Hujan netto (efektif) pada jam ke I

B_f = Aliran dasar (*baseflow*) (Harto,1993:159).

Rumus di atas dalam bentuk tabel dapat disajikan sebagai berikut :

Tabel 2.2 Rumus hidrograf banjir untuk berbagai kala ulang

Hidrograf Satuan (m ³ /dt/mm)	R1 (mm)	R2 (mm)	Rn	Rm (mm)	Aliran Dasar (m ³ /dt)	Debit (m ³ /dt)
Q ₁	q ₁ .R ₁	-	-	-	B	Q ₁
Q ₁	q ₂ .R ₁	Q ₁ .R ₂	-	-	B	Q ₂
Q ₃	q ₃ .R ₁	Q ₂ .R ₂	...	-	B	Q ₃
Q ₄	q ₄ .R ₁	Q ₃ .R ₂	...	q ₁ .R _m	B	Q ₄
Q ₅	q ₅ .R ₁	Q ₄ .R ₂	...	q ₂ .R _m	B	Q ₅
....	Q ₅ .R ₂	...	q ₃ .R _m	B	Q _n
Q _n	q _n .R ₁	q ₄ .R _m	B	Q _{n+1}
		q _n .R ₂	...	q ₅ .R _m	B	Q _{n+2}
			B	Q _{n+3}
			...	q _n .R _m	B	Q _{n+m-1}

2.2 Analisa Hidrolik

2.2.1 Analisa Profil Aliran

Elevasi muka air pada alur sungai perlu dianalisis untuk mengetahui pada bagian manakah terjadi luapan pada alur sungai, sehingga dapat ditentukan dimensi untuk perbaikan sungai. Dalam menganalisis kondisi sungai tersebut dapat digunakan program HEC-RAS 4.1 yang dikeluarkan oleh *U.S. Army Corps of Engineers*. Program HEC-RAS sendiri dikembangkan oleh *The HydrologicEngineer Centre* (HEC), yang merupakan bagian dari oleh *U.S. Army Corps of Engineers*.

Program HEC-RAS 4.1 menggunakan pengaturan data dimana dengan data geometri yang sama bisa dilakukan kalkulasi data aliran yang berbeda-beda, begitu juga dengan sebaliknya. Data geometri terdiri dari layout permodelan disertai crosssection(potonganmelintang) untuk saluran-saluran yang dijadikan model. Data aliran ditempatkan terpisah dari data geometri. Data aliran bisa dipakai salah satu antara data aliran tunak (*steady*) atau data aliran tak tunak (*unsteady*). Dalam masing-masing data aliran tersebut harus terdapat *boundarycondition* (kondisi batas) dan *initialcondition* (debit yang selalu ada) yang sesuai agar permodelan dapat dijalankan. Selanjutnya bisa dilakukan kalkulasi dengan membuat skenario simulasi. Skenario simulasi harus terdiri dari satu data geometri dan satu data aliran.

Pada software HEC-RAS ini, dapat ditelusuri kondisi air sungai dalam pengaruh hidrologi dan hidrolikanya, serta penanganan sungai lebih lanjut sesuai kebutuhan. Dari hasil analisa tersebut dapat diketahui ketinggian muka air dan limpasan apabila kapasitas tumpungan sungai tidak mencukupi.

Pada beberapa lokasi di sungai atau saluran ada bangunan air seperti pilar jembatan, gorong-gorong, bendung dll. Kita sudah mengetahui bahwa aliran sungai di sekitar bangunan air mengalami perubahan dari aliran seragam, aliran berubah cepat dan aliran berubah perlahan dengan perubahan aliran tergantung dari kondisi sungai tersebut. Artinya bisa aliran dari seragam ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah perlahan ke aliran berubah cepat, dari aliran berubah cepat ke aliran seragam atau aliran berubah perlahan yang kesemuanya ini tergantung dari situasi dan kondisi aliran sungai atau saluran yang ditinjau.

2.1.1 Aplikasi Software HEC-RAS 4.1

Analisa hidrolika pada dasarnya merupakan analisa perilaku air terhadap sungai. Hal ini menyangkut analisa kapasitas pengaliran sungai yang bermaksud mengetahui kemampuan sungai untuk mengalirkan debit, sesuai dengan kondisi topografi sungai.

Analisa ini dapat dibedakan menjadi dua bagian jika dalam penampang sungai terdapat bangunan-bangunan yang melintang disepanjang sungai (jembatan, bendung, dll) yaitu kapasitas pengaliran pada alur sungai dan kapasitas pengaliran pada bangunan-bangunan. Sedangkan analisa profil muka air banjir diperlukan untuk mengetahui sejauh mana tinggi muka air banjir yang diperhitungkan terjadi dibandingkan dengan tebing kiri serta tebing kanan. Kedua analisa tersebut dilakukan dengan program HEC-RAS yang dibuat dan dikembangkan oleh USCE (*United State Corps of Engineers*) dan US of Army.

Data Input untuk program HEC-RAS, adalah :

1. Koordinat X dan Y sungai (hasil pengukuran memanjang sungai)
2. Koordinat X dan Y *crosssection* (hasil pengukuran melintang sungai)
3. Koefisien Manning
4. Jarak antar *crosssection* (dari gambar denah sungai/ hasil pengukuran topografi)
5. Debit banjir rancangan (hasil analisis hidrologi)

Output program HEC-RAS terdiri dari :

1. Perhitungan hidrologi (karakteristik aliran, kecepatan, profil muka air, dll)
2. Hasil analisa kapasitas tumpang sungai
3. *Rating curve*
4. dll.

2.2.2 Koefisien kekasaran Manning

Dalam menentukan kekasaran Manning yang sesuai untuk berbagai kondisi sangat bervariasi dan tergantung pada berbagai faktor. Faktor-faktor yang berpengaruh terhadap kekasaran baik pada saluran batuan maupun alam adalah (Chow, 1997:92) :

- Tumbuhan
- Kekasaran permukaan
- Trase saluran
- Pengendapan dan gerusan
- Ukuran dan bentuk butiran
- Kedalaman air dan debit
- Ketidakteraturan saluran
- Hambatan
- Taraf air dan debit

Bila debit terlalu besar, air banjir dapat melimpas ke tebing sungai dan sebagian aliran akan mengairi dataran banjir. Nilai n pada bantaran banjir biasanya lebih besar daripada di saluran dan besarnya tergantung pada kondisi permukaan dan tumbuhannya.

Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir > 100 ft), nilai n lebih kecil dari saluran kecil dengan perincian yang sama, sebab tebing memberikan hambatan efektif yang lebih kecil.

Tabel 2.3 Tabel Koefisien Manning

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
Digali atau Dikeruk			
a. Tanah lurus dan seragam			
1.. Bersih, baru dibuat	0,016	0,018	0,020
2. Bersih, telah melapuk	0,018	0,022	0,025
3. Kerikil, penampang seragam, bersih	0,022	0,025	0,030
4. Berumput pendek, sedikit tanaman pengganggu	0,022	0,027	0,033
b. Tanah, berkelok-kelok dan tenang			
1. Tanpa tetumbuhan	0,023	0,025	0,030
2. Rumput dengan beberapa tanaman pengganggu	0,025	0,030	0,033
3. Banyak tanaman pengganggu atau tanaman air pada saluran yang dalam	0,030	0,035	0,040
4. Dasar tanah dengan tebing dari batu pecah	0,028	0,030	0,035
5. Dasar berbatu dengan tanaman pengganggu pada tebing	0,025	0,035	0,040
6. Dasar berkerakal dengan tebing yang bersih	0,030	0,040	0,050
c. Hasil galian atau kerukan			
1. Tanpa tetumbuhan	0,025	0,028	0,033
2. Semak-semak kecil di tebing	0,035	0,050	0,060
d. Pecahan batu			
1. Halus, seragam	0,025	0,035	0,040
2. Tajam, tidak beraturan	0,035	0,040	0,050
e. Saluran tidak dirawat, dengan tanaman pengganggu dan belukar tidak dipotong			
1. Banyak tanaman pengganggu setinggi air	0,050	0,080	0,120
2. Dasar bersih, belukar di tebing	0,040	0,050	0,080
3. Idem, setinggi muka air tertinggi	0,045	0,070	0,110
4. Banyak belukar setinggi air banjir	0,080	0,100	0,140
Saluran Alam			
1. Saluran kecil (lebar atas pada taraf banjir <100 kaki)			
a. Saluran di dataran			
1. Bersih lurus, terisi penuh, tanpa rekahan atau ceruk dalam	0,025	0,030	0,033
2. Seperti di atas, banyak batu-batu, tanaman pengganggu	0,030	0,035	0,040
3. Bersih, berkelok-kelok, berceruk, bertebing	0,033	0,040	0,045
4. Seperti di atas, dengan tanaman pengganggu, batu-batu	0,035	0,045	0,050
5. Seperti di atas, tidak terisi penuh, banyak kemiringan dan penampang yang kurang efektif	0,040	0,048	0,055
6. Seperti no.4, berbatu lebih banyak	0,045	0,050	0,060
7. Tenang pada bagian lurus, tanaman pengganggu, ceruk dalam	0,050	0,070	0,080
8. Banyak tanaman pengganggu, ceruk dalam atau jalan air penuh kayu dan ranting	0,075	0,100	0,150

Sumber : Chow (1997:102)

Tabel 2.4 Tabel Koefisien Manning (Lanjutan)

Tipe saluran dan deskripsinya	Minimum	Normal	Maksimum
b. Saluran di pegunungan, tanpa tetumbuhan di saluran tebing umumnya terjal, pohon dan semak-semak separjang tebing			
1. Dasar: kerikil, kerakal dari sedikit batu besar	0,030	0,040	0,050
2. Dasar: kerakal dengan batu besar	0,040	0,050	0,070
D-2. Dataran banjir			
a. Padang rumput tanpa belukar			
1. Rumput pendek	0,025	0,030	0,035
2. Rumput tinggi	0,030	0,035	0,050
b. Daerah pertanian			
1. Tanpa tanaman	0,020	0,030	0,040
2. Tanaman ditariksa	0,025	0,035	0,045
3. Tanaman tidak ditariksa	0,030	0,040	0,050
c. Belukar			
1. Belukar terpencar, banyak tanaman pengganggu	0,035	0,050	0,070
2. Belukar jarang dan pohon, musim dingin	0,035	0,050	0,060
3. Belukar jarang dan pohon, musim semi	0,040	0,060	0,080
4. Belukar sedang sampai rapat, musim dingin	0,045	0,070	0,110
5. Belukar sedang sampai rapat, musim semi	0,070	0,100	0,160
d. Pohon-pohonan			
1. Willow rapat, musim semi, lurus	0,110	0,150	0,200
2. Tanah telah dibersihkan, tungkul kayu tanpa tunas.	0,030	0,040	0,050
3. Seperti di atas, dengan tunas-tunas lebat	0,050	0,060	0,080
4. Banyak batang kayu, beberapa tumbang, ranting-ranting, taraf banjir di bawah cabang pohon	0,080	0,100	0,120
5. Seperti di atas taraf banjir mencapai cabang pohon	0,100	0,120	0,160
D-3. Saluran besar (lebar atas pada taraf banjir >100 kaki). Nilai n lebih kecil dari saluran kecil dengan perincian yang sama, sebab tebing memberikan hambatan efektif yang lebih kecil			
a. Penampang beraturan tanpa batu besar atau belukar	0,025	0,060
b. Penampang tidak beraturan dan kasar	0,035	0,100

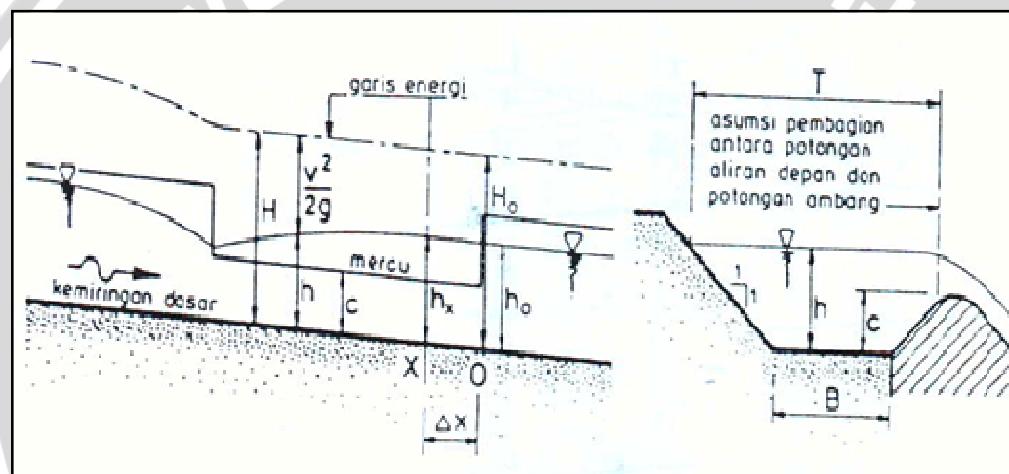
Sumber : Chow (1997:102)

2.2.3 Bendung Samping

Bendung samping ialah suatu cara yang umum digunakan dalam penuangan kelebihan debit dari suatu sistem aliran dan dalam skala yang lebih luas lagi untuk pengelak hujan deras. Umumnya dalam teknik irigasi, bendung samping dengan puncak lebar digunakan sebagai bangunan sadap utama dari saluran sekunder dan pembuang. (Raju, 1986)

Dengan menggunakan rumus De Marchi lebar pelimpah dapat dihitung dengan langkah-langkah seperti berikut:

- Pada bagian hilir pelimpah kedalaman aliran h_0 dan Q_0 sama dengan kedalaman dan debit pada bagian hulu pelimpah. Dengan $H_0 = h_0 + v_0^2/2g$ tinggi energi di ujung pelimpah dapat dihitung.



Gambar 2. 3 Sketsa definisi untuk pelimpah samping

Sumber : Anonim (1986:116)

- Pada jarak Δx di ujung hulu dan hilir pelimpah tinggi energi adalah tetap (H_0) karena tinggi energi adalah konstan.

$$\begin{aligned} H_x &= h_x + v_x^2 / 2g \\ &= h_x + Q_x^2 / 2g A_x^2 \end{aligned} \quad (2-29)$$

Dengan Q_x adalah debit Q_0 pada potongan hilir ditambah debit q_x , yang mengalir pada potongan pelimpah dengan panjang Δx .

$$q_x = \mu \Delta x \sqrt{2g} - \frac{(h_0 - c) + (h_x - c)^{3/2}}{2} \quad (2-30)$$

dimisalkan $h_0 = h_x$, sehingga $q_x = \mu \Delta x \sqrt{2g} (h_0 - c)^{3/2}$ dan $Q_x = Q_0 + q$

dengan Q_x ini kedalaman h_x dapat dihitung dari

$$h_x = H_x - Q_x^2 / 2g A_x \quad (2-31)$$

- Setelah h_x dan Q_x ditentukan, kedalaman air h_{2x} dan debit Q_{2x} akan dihitung untuk suatu potongan pada jarak 2_x di depan ujung pelimpah dengan cara yang sama seperti yang dijelaskan pada no (2). Q_o dan h_o harus digantikan dengan Q_x dan h_x dalam langkah kedua ini Q_x dan h_x menjadi Q_{2x} , q_{2x} dan h_{2x} .
- Perhitungan – perhitungan ini harus diteruskan sampai Q_{nx} sama dengan debit banjir rencana potongan saluran dibagian hulu bangunan pelimpah samping. Panjang pelimpah adalah n_x dan jumlah air lebih yang akan dilimpahkan adalah $Q_{nx} - Q_o$.

2.2.4 Dimensi Floodway

Untuk menentukan dimensi dari *floodway* dengan debit yang diketahui menggunakan rumus Manning (Te Chow,1959) yaitu:

$$Q = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} S^{\frac{1}{2}} A \quad (2-32)$$

dengan:

Q = debit (m^3/det)

n = koefisien Manning

R = jari-jarihidrolis (m)

A = luasbasah (m^2)

2.2.5 Mercu Pelimpah

Dalam perencanaan ini digunakan mercu tipe Ogee I yang mempunyai persamaan bentuk pelimpah sebagai berikut (Anonim, 1986:48):

$$X^{1.85} = 2Hd^{0.85} \cdot Y \quad (2-33)$$

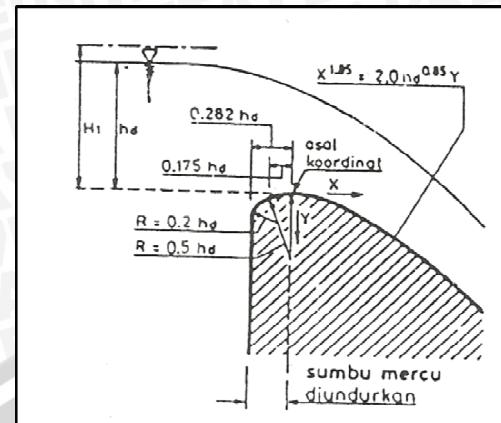
Dan jari-jari mercu:

$$R_1 = 0,2 Hd \quad (2-34)$$

$$\text{Jarak } R_1 = 0,282 Hd \quad (2-35)$$

$$R_2 = 0,5 Hd \quad (2-36)$$

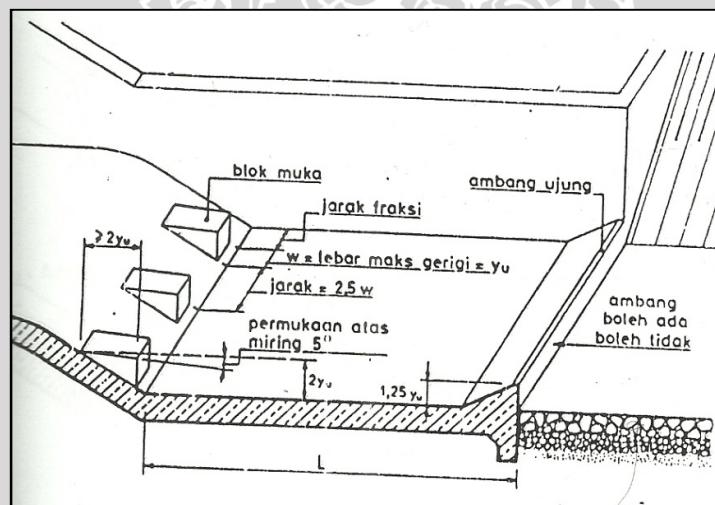
$$\text{Jarak } R_2 = 0,175 Hd \quad (2-37)$$



Gambar 2. 4 Mercu Ogee I
Sumber :Anonim (1986:48)

2.2.6 Kolam Olak

Untuk kolam olak dengan bilangan Froude 2,5 – 4,5 pendekatan yang dianjurkan adalah menggunakan tipe Kolam Olak USBR IV yang dilengkapi dengan blok muka yang besar yang membantu memperkuat pusaran. Tipe kolam ini bersama dengan dimensinya ditunjukkan pada Gambar 2.12 (Anonim,1986:103)



Gambar 2. 5 Kolam Olak USBR IV
Sumber : Anonim (1986:103)

Panjang kolam dapat ditentukan dengan persamaan:

$$L = 2y_u \left(\sqrt{1+8Fr_u^2} - 1 \right) \quad (2-39)$$

L = panjang kolam (m)

Y_u = tinggi awal loncatan (m)

Fr_u = bilangan Froude pada awal loncatan

BAB III

METODOLOGI

3.1 Kondisi Daerah Studi

Sungai Cenranae merupakan satu-satunya alur pengeluaran (outlet) dari sistem sungai di Danau Tempe dengan luas DAS keseluruhan hingga di muara sebesar 7.380 km². Luas DAS yang dihitung dari stasiun pengukur muka air Tampangeng sampai muaranya adalah 1.180 km². Sungai Cenranae mengalir mulai dari Danau Tempe ke arah timur menuju muara di Teluk Bone, mempunyai panjang kurang lebih 69 km.

Potensi air pada Sungai Cenranae dapat dikembangkan untuk berbagai keperluan antara lain irigasi dan penyediaan air baku, disamping potensi yang dimiliki permasalahan banjir merupakan kejadian rutin setiap tahun yang perlu dikaji lebih mendalam guna menyusun program penanganannya.

3.2 Letak Administratif

Posisi geografis DAS Cenranae adalah :

- Batas Utara : 04° 01' 00" LS
- Batas Timur : Teluk Bone
- Batas Barat : 120° 01' 00" BT
- Batas Selatan : 04° 34' 00" LS

Secara Administrasi DAS Cenranae berada di wilayah Kabupaten Wajo (hulu) dan Kabupaten Bone (hilir), yang mana cakupan wilayahnya adalah :

- Kabupaten Wajo : Meliputi Kecamatan Tana Sitolo, Tempe, Pammana, Majauleng, Sabang Paru dan Takkalalla.
- Kabupaten Bone : Meliputi Kecamatan Ajangale, Cenrana, Dua Boccoe, Ulaweng, dan Tellusiattiange.



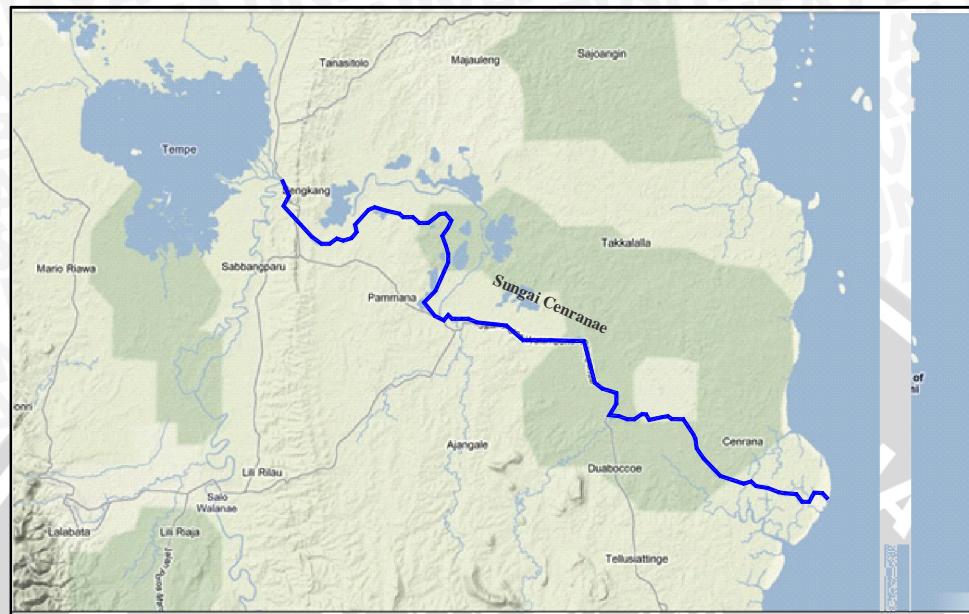
Gambar 3. 1 Peta Administratif Daerah Studi.

3.3 Karakteristik Sungai Cenranae

Karakteristik Cenranae dapat dijelaskan sebagai berikut :

1. Luas DAS yang dihitung dari stasiun pengukur muka air Tampangeng sampai muaranya adalah 1.180 km^2 . Sungai Cenranae mengalir mulai dari Danau Tempe ke arah timur menuju muara di Teluk Bone, mempunyai panjang kurang lebih 69 km.
2. Stasiun curah hujan yang ada adalah Stasiun Hujan Sompe, Stasiun Hujan Cellu, Stasiun Hujan Sengkang, Stasiun Hujan Kera (Pitupanua), Stasiun Hujan Unyi Duaboccoe, Stasiun Hujan Ugi Sabangparu, dan Stasiun Hujan Watan Soppeng.
3. Sebagian besar kondisi topografi DAS Cenranae adalah dataran rendah (elevasi +0 s/d +100 m dpl.), sedangkan sebagian kecil adalah daerah perbukitan (elevasi +200

s/d +600 m dpl.) yaitu kawasan yang berada di kecamatan Ulaweng Kabupaten Bone.



Gambar 3. 2 Peta alur sungai

3.4 Data Pendukung Kajian

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

1. Peta Daerah Aliran Sungai Cenranae

Peta Daerah Aliran Sungai Cenranae dan peta lokasi pengukuran yang digunakan dalam kajian ini diperoleh Proyek Pengukuran Sungai Cenranae.

2. Data CurahHujan

Data curah hujan yang digunakan adalah data curah hujan mulai tahun 2001-2010. Stasiun hujan yang digunakan dalam kajian ini adalah 4 stasiun hujan.

3. Data Pengukuran Penampang Sungai

Data penampang memanjang dan melintang sungai sepanjang 69 Km.

3.5 Konsep Perencanaan Floodway

Floodway atau saluran banjir merupakan saluran yang berfungsi untuk menyalurkan air banjir untuk kemudian dialirkan ke daerah yang menjadi tampungan banjir atau daerah buangan. Pada studi ini *floodway* direncanakan pada daerah hilir Sungai Cenranae dan kemudian debit banjir yang mengalir pada *floodway* tersebut dibuang di Teluk Bone yang menjadi muara Sungai Cenranae.

Dalam studi ini perencanaan *floodway* pada Sungai Cenranae digunakan kala ulang banjir Q_{25} dan Q_{50} . Dasar pemilihan kala ulang tersebut yaitu:

Tabel 3. 1 Kriteria Penetapan Kala Ulang Banjir Rancangan

No.	Jenis Bangunan Air	Kala Ulang Banjir T (tahun)
1	Bendungan urugan tanah / batu (<i>earth/rockfill dam</i>)	1000
2	Bendungan beton / batu kali (<i>concrete dam / masonry</i>)	500 - 1000
3	Bendung (<i>weir</i>)	50 - 100
4	Saluran pengelak banjir (<i>flood diversion canal</i>)	20 - 50
5	Tanggul sungai	10 - 20
6	Drainasi saluran di sawah / permukiman	5 - 10

Sumber: Loebis (1984: 196)

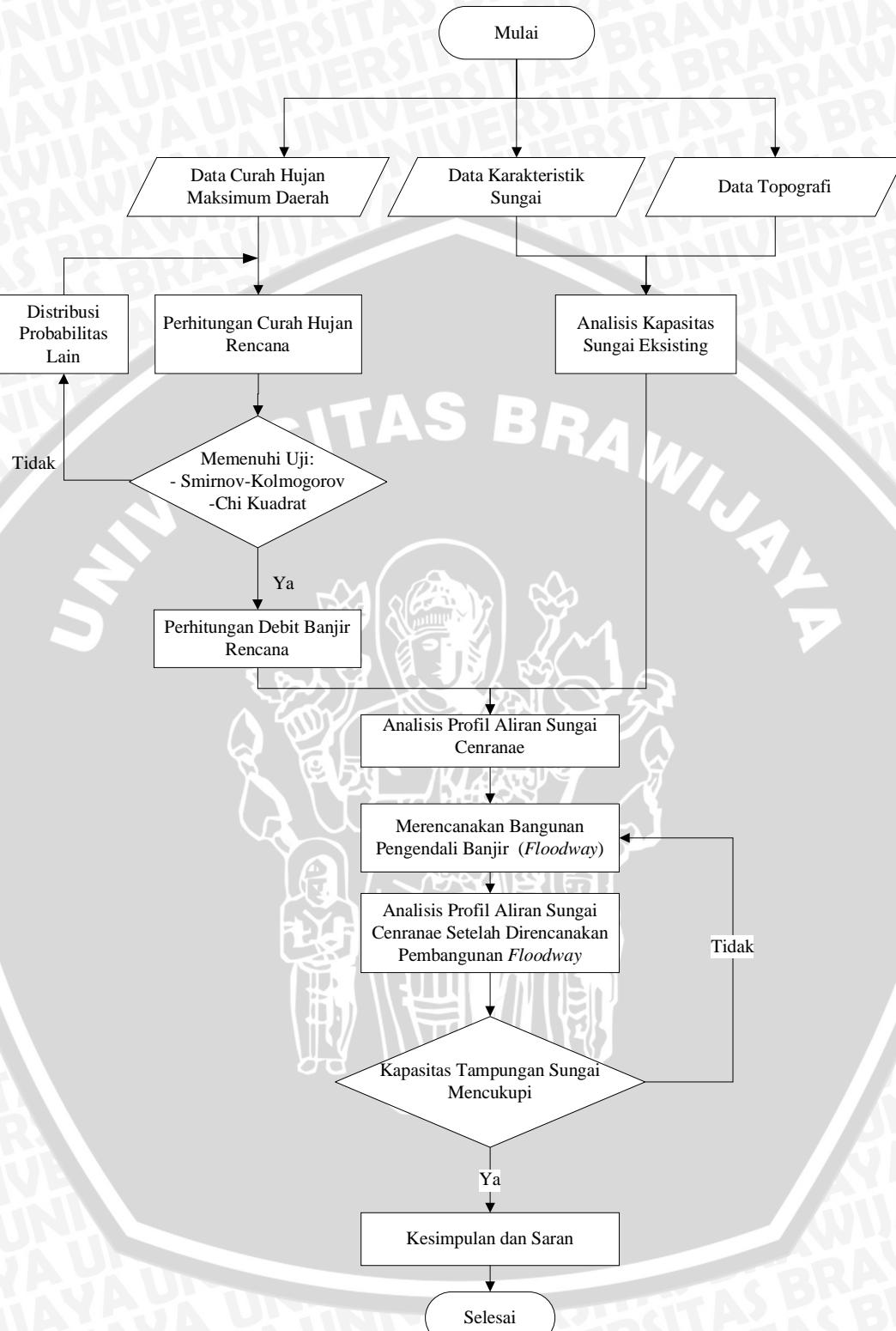
3.6 Langkah-langkah Pengerjaan Skripsi

Adapun langkah-langkah dalam penyusunan kajian ini secara garis besar adalah:

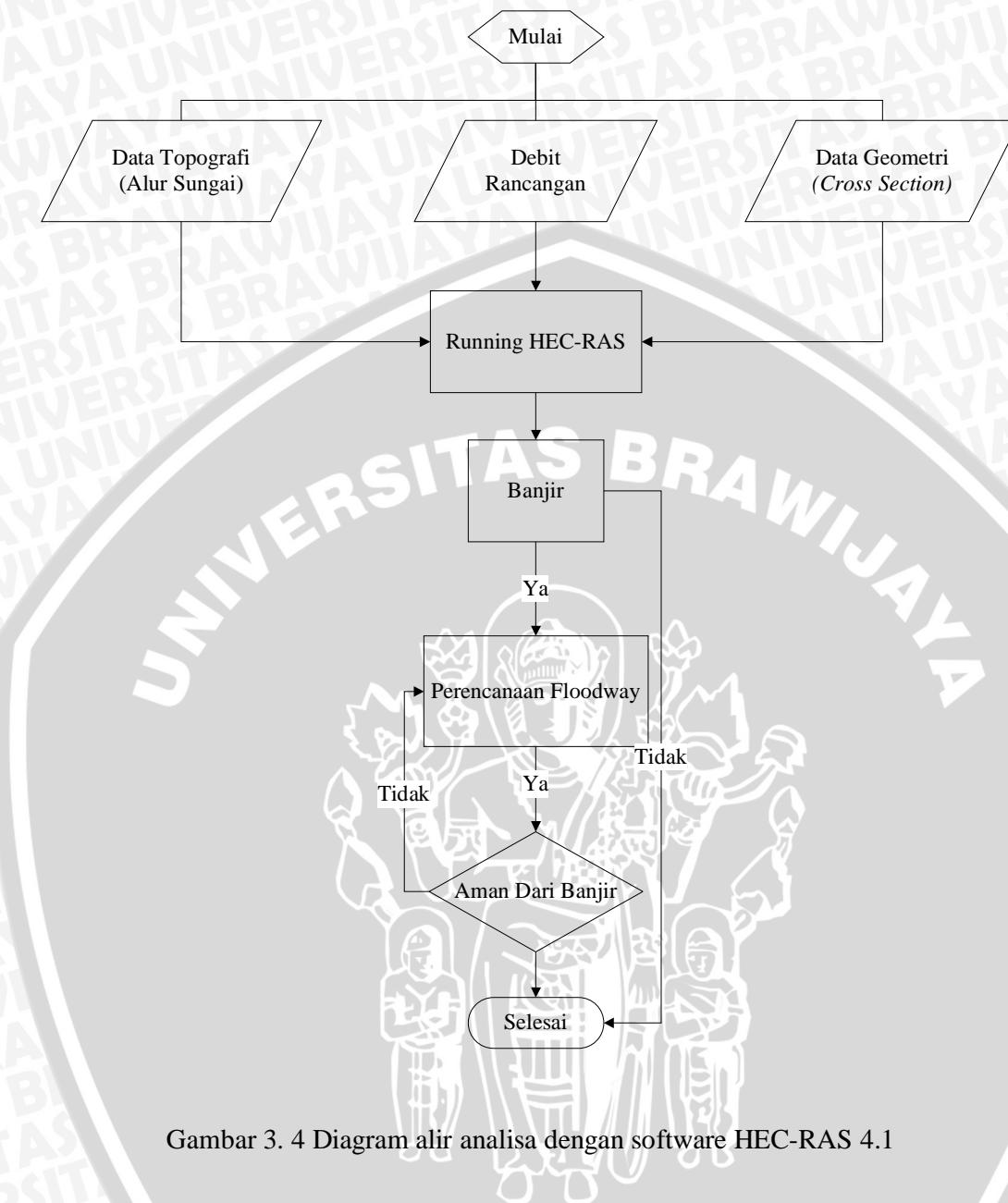
1. Perhitungan curah hujan rerata daerah maksimum dengan metode rerata aritmatik.
2. Menghitung curah hujan rancangan menggunakan distribusi Log Pearson Type III.
3. Untuk mengetahui kebenaran hipotesa distribusi frekuensi yang digunakan maka dilakukan uji kesesuaian distribusi frekuensi dengan metode *Chi-Square* dan *Smirnov-Kolmogorov*.
4. Menghitung hujan efektif jan-jaman dengan rumus Mononobe.
5. Menghitung debit banjir rancangan dengan metode HSS Nakayasu
6. Padatiap Sub DAS dihitung masing-masing untuk kemudian menjadi debit tambahan yang masuk kesungai utama yaitu Sungai Cenranae
7. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1.0 Dari program ini dapat diketahui kapasitas tampungan sungai serta titik-titik kritis dimana terjadi luapan sehingga mengakibatkan banjir.

8. Merencanakan bangunan pengendali banjir berupa *Floodway* di muara Sungai Cenranae.
9. Menganalisa profil aliran sungai dengan bantuan program HEC-RAS versi 4.1.0 setelah direncanakan pembangunan *Floodway*.

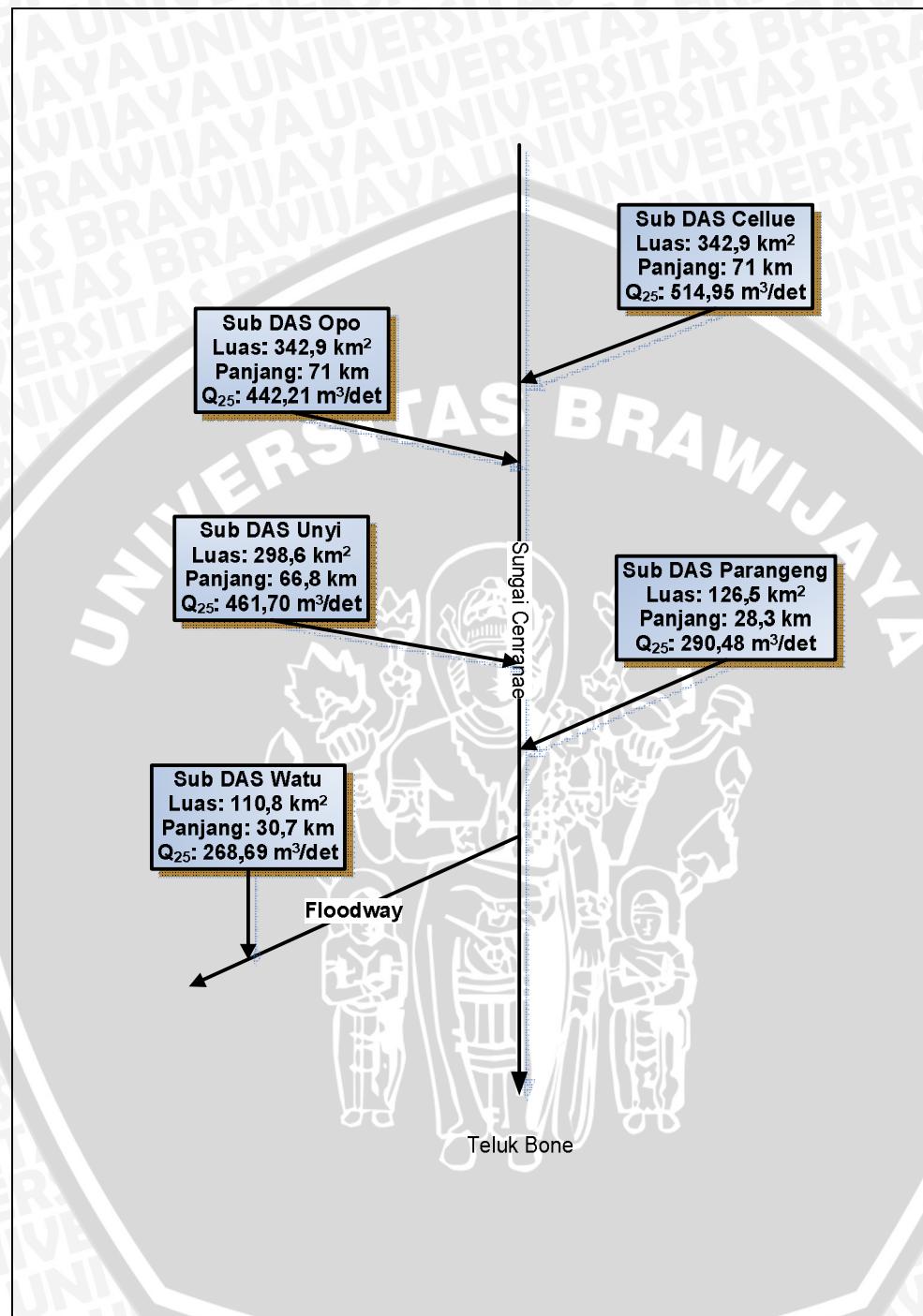




Gambar 3. 3 Diagram alir penggerjaan skripsi



Gambar 3. 4 Diagram alir analisa dengan software HEC-RAS 4.1



Gambar 3. 5 Diagram alir masukan debit tiap-tiap Sub DAS

BAB IV

PERHITUNGAN DAN ANALISA DATA

Analisa Hidrologi

Analisa hidrologi dalam studi ini dilakukan untuk mendapatkan debit banjir rancangan yang terjadi di Sungai Cenranae. Hasil perhitungan debit banjir rancangan tersebut nantinya akan digunakan sebagai input data perhitungan profil aliran dalam program HEC-RAS dengan kala ulang 1,01, 2, 5, 10, 20, 25, 50 dan 100 tahun. Untuk mendukung perhitungan debit banjir rancangan tersebut, maka dilakukan analisa curah hujan terlebih dahulu.

Data Hujan

Pada studi ini digunakan data curah hujan harian selama 10 tahun dari 4 stasiun hujan di DAS Cenranae yaitu :

- a. Stasiun Ugi Sabangparu
- b. Stasiun Unyi Duaboccoe
- c. Stasiun Canru Sompe
- d. Stasiun Cellu

Data yang digunakan mulai dari tahun 2001 hingga tahun 2010, keempat stasiun hujan tersebut terletak pada sebelah selatan dari Sungai Cenranae dan cenderung sejajar antara satu sama lainnya.

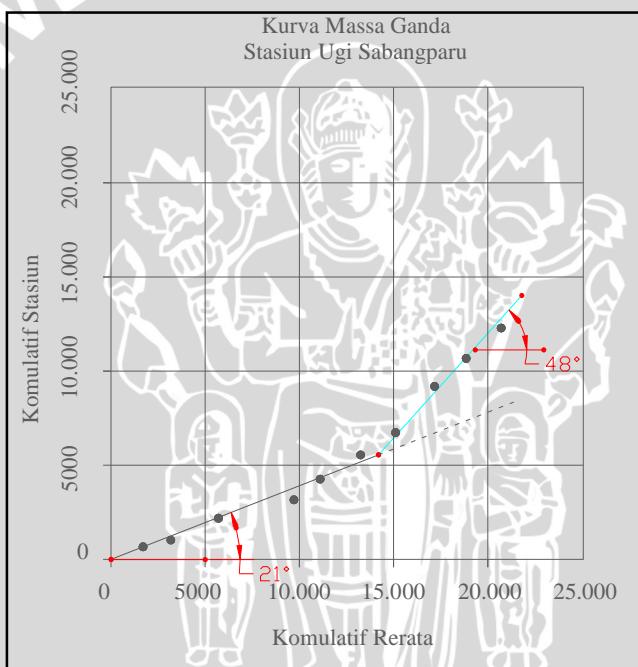
Uji Konsistensi Data Hujan

Sebelum dilakukan analisis, data curah hujan terlebih dahulu dilakukan uji konsistensi untuk mengetahui apakah data tersebut homogen atau tidak. Metode yang digunakan adalah dengan analisis Kurva Massa Ganda. Dengan menggunakan Persamaan (2-3) hingga (2-5) maka didapatkan hasil uji konsistensi seperti pada tabel-tabel berikut:

Tabel 4. 1 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Komulatif Rerata (C,D,E)	Komulatif B
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.705	1.705	638
2009	345	1.748	1.312	1.338	1.466	3.171	983
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.516	5.687	2.146
2007	975	2.006	6.269	3.756	4.010	9.698	3.121
2006	1.095	1.356	1.392	1.408	1.385	11.083	4.216
2005	1.274	1.994	2.392	2.013	2.133	13.216	5.490
2004	1.173	1.555	2.402	1.607	1.855	15.071	6.663
2003	2.449	1.654	2.009	2.537	2.067	17.137	9.112
2002	1.491	1.628	998	2.416	1.681	18.818	10.603
2001	1.607	1.975	1.936	1.628	1.846	20.664	12.210

Sumber : Hasil Perhitungan

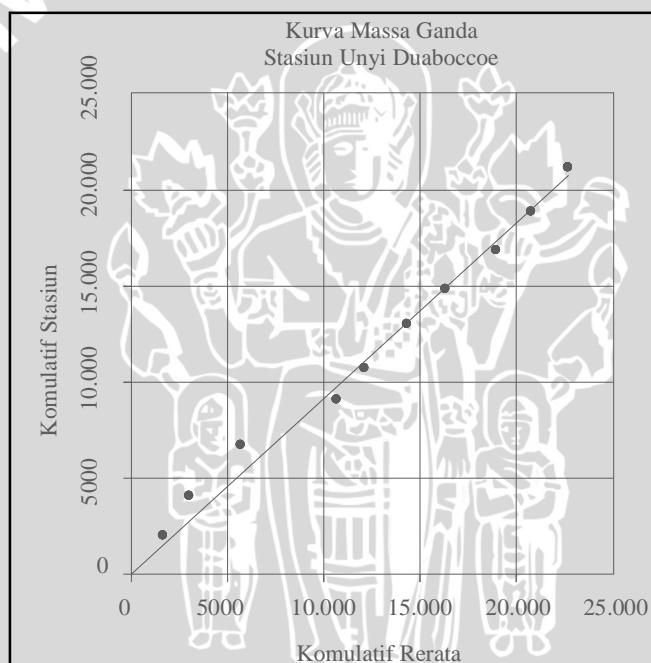


Gambar 4. 1 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu
Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 2 Uji Konsistensi Stasiun Unyi Duaboccoe

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	KomulatifRerata (C,D,E)	Komulatif C
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.344	1.344	1.720
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.068	2.413	3.468
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.166	4.579	5.682
2007	1.854	2.006	6.269	3.756	3.960	8.538	7.688
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.184	9.722	9.044
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.760	11.482	11.038
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.605	13.087	12.593
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	2.076	15.162	14.247
2002	1.023	1.628	998	2.416	1.479	16.641	15.875
2001	1.103	1.975	1.936	1.628	1.556	18.197	17.850

Sumber : Hasil Perhitungan



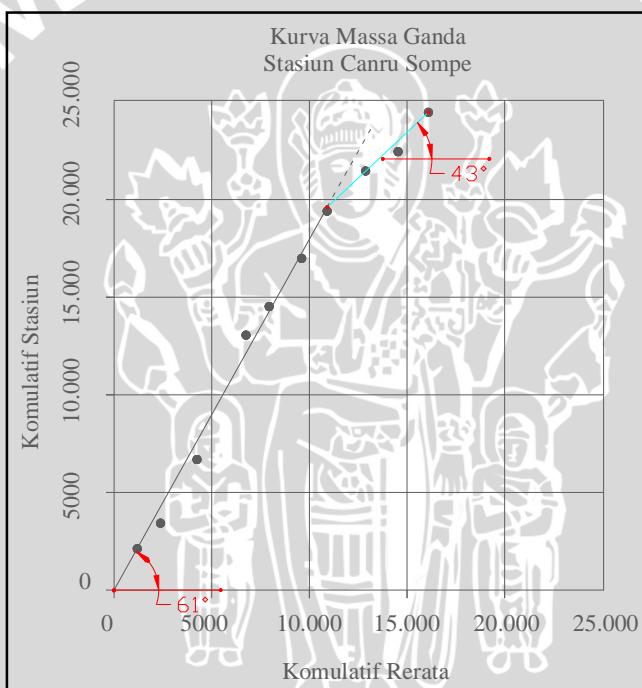
Gambar 4. 2 Uji Konsistensi Stasiun Unyi Duaboccoe

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	KomulatifRerata (C,D,E)	Komulatif D
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.235	1.235	2.049
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.214	2.448	3.361
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	1.835	4.284	6.567
2007	1.854	2.006	6.269	3.756	2.539	6.822	12.836
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.172	7.994	14.228
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.627	9.621	16.620
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.322	10.944	19.022
2003	1.681	1.654	2.009	2.537	1.957	12.901	21.031
2002	1.023	1.628	998	2.416	1.689	14.590	22.029
2001	1.103	1.975	1.936	1.628	1.569	16.159	23.965

Sumber : Hasil Perhitungan



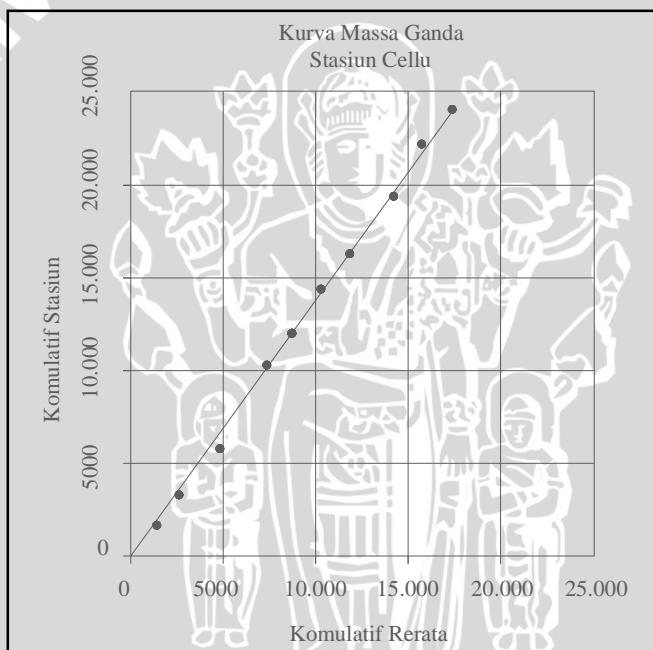
Gambar 4. 3 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 4 Uji Konsistensi Stasiun Cellu

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	KomulatifRerata (C,D,E)	Komulatif B
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.469	1.469	1.346
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.205	2.674	2.684
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.194	4.868	4.813
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	2.540	7.409	8.569
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.167	8.575	9.977
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.754	10.329	11.990
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.587	11.916	13.597
2003	1.681	1.654	3.701	2.537	2.346	14.262	16.134
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.497	15.758	18.550
2001	1.103	1.975	1.936	1.628	1.671	17.430	20.178

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 4 Uji Konsistensi Stasiun Cellu

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari hasil analisis tersebut perlu dilakukan koreksi pada data curah hujan dari 2 stasiun, yaitu stasiun Ugi Sabangparu dan Canru Sompe. Dengan menggunakan Persamaan (2-5) sehingga contoh perhitungannya adalah sebagai berikut:

■ Koreksi data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2009

Gradien garis acuan	: 0,379
Gradien garis melenceng	: 0,235
Koreksi	: 0,379/0,235 =
	1,609

Sehingga data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2009 setelah dikoreksi menjadi

$$\begin{aligned}x_i &= 1,609 \times 345 \\&= 555 \text{ mm}\end{aligned}$$

■ Koreksi data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2007

Gradien garis acuan	: 0,462
Gradien garis melenceng	: 0,243
Koreksi	: 0,462/0,243 =
	1,901

Sehingga data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2007 setelah dikoreksi menjadi

$$\begin{aligned}x_i &= 1,901 \times 3.975 \\&= 1.854 \text{ mm}\end{aligned}$$

■ Koreksi data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2006-2001

Gradien garis acuan	: 0,462
Gradien garis melenceng	: 0,673
Koreksi	: 0,462/0,673 =
	0,686

Sehingga data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2006 setelah dikoreksi menjadi

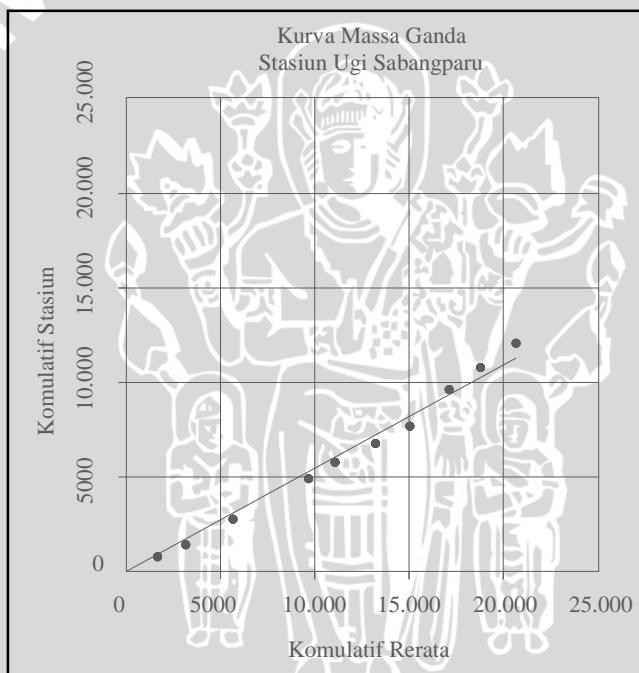
$$\begin{aligned}x_i &= 0,686 \times 2.095 \\&= 752 \text{ mm}\end{aligned}$$

Sehingga data hujan pada Stasiun Ugi Sabangparu setelah dikoreksi menjadi

Tabel 4. 5 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu setelah koreksi

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	KomulatifRerata (C,D,E)	Komulatif B
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.705	1.705	638
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.466	3.171	1.193
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	2.516	5.687	2.356
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	3.174	8.862	4.210
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.385	10.247	4.961
2005	875	1.994	2.392	2.013	2.133	12.380	5.836
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.855	14.235	6.641
2003	1.681	1.654	3.701	2.537	2.631	16.865	8.322
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.961	18.826	9.346
2001	1.103	1.975	1.936	1.628	1.846	20.673	10.449

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 5 Uji Konsistensi Stasiun Ugi Sabangparu setelah dikoreksi

Sumber : Hasil Perhitungan

 Koreksi data Stasiun Canru Sompe pada tahun 2007

Gradien garis acuan : 1,482

Gradien garis melenceng : 2,470

Koreksi : $1,482/2,470 =$

0,600

Sehingga data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2009 setelah dikoreksi menjadi

$$= 0,600 \times 6269$$

$$= 3.761 \text{ mm}$$

 Koreksi data Stasiun Canru Sompe pada tahun 2003-2002

Gradien garis acuan : 1,089

Gradien garis melenceng : 0,591

Koreksi : $1,089/0,591 =$

1,842

Sehingga data Stasiun Ugi Sabangparu pada tahun 2003 setelah dikoreksi menjadi

$$= 1,842 \times 2009$$

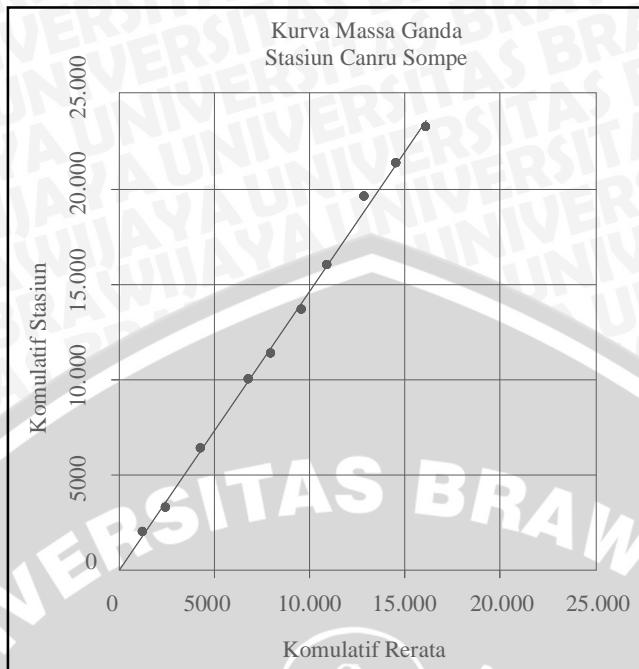
$$= 3.701 \text{ mm}$$

Sehingga data hujan pada Stasiun Canru Sompe setelah dikoreksi menjadi

Tabel 4. 6 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe setelah dikoreksi

Tahun	Hujan Tahunan				Rerata (C,D,E)	Komulatif Rerata (C,D,E)	Komulatif B
	UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu			
A	B	C	D	E	F	G	H
2010	638	1.720	2.049	1.346	1.235	1.235	2.049
2009	555	1.748	1.312	1.338	1.214	2.448	3.361
2008	1.163	2.214	3.206	2.129	1.835	4.284	6.567
2007	1.854	2.006	3.761	3.756	2.539	6.822	10.328
2006	752	1.356	1.392	1.408	1.172	7.994	11.720
2005	875	1.994	2.392	2.013	1.627	9.621	14.112
2004	805	1.555	2.402	1.607	1.322	10.944	16.514
2003	1.681	1.654	3.701	2.537	1.957	12.901	20.216
2002	1.023	1.628	1.839	2.416	1.689	14.590	22.054
2001	1.103	1.975	1.936	1.628	1.569	16.159	23.990

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 6 Uji Konsistensi Stasiun Canru Sompe setelah dikoreksi
Sumber : Hasil Perhitungan

Analisa Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

Untuk mendapatkan curah hujan rerata daerah maksimum perlu dilakukan analisis data curah hujan. Pada studi ini menggunakan metode rerata aritmatik, dengan menggunakan Persamaan (2-6) dan langkah-langkah pengjerjaannya sebagai berikut:

- Tentukan curah hujan maksimum dalam 1 tahun pada stasiun hujan tertentu
 - Curah hujan pada stsiun lain pada tanggal yang sama dihitung rata-ratanya
- Perhitungan selengkapnya pada Tabel 4.7

Tabel 4. 7 Perhitungan Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No	Tahun	Tanggal	Curah Hujan Maksimum				Rerata
			UgiSabangparu	UnyiDuaboccoe	CanruSompe	Cellu	
8	2008	11-Jul	27	80	-	40	54,84
		10-Jun	4	175	-	0	100,40
		10-Jun	4	175	73	0	84,15
		12-Nov	0	12	-	110	65,15
							100,40
9	2009	13-Feb	20	-	-	0	33,36
		30-Jun	0	71	-	80	81,96
		30-Jun	0	-	95	80	81,96
		30-Jun	0	-	175	80	81,96
						175	81,96
10	2010	13-May	25	-	22	0	25,51
		30-Jun	0	42	19	80	47,16
		9-Dec	0	-	27	0	27,00
		30-Jun	0	-	19	80	47,15
							47,16

Sumber : Hasil Perhitungan

Pada beberapa stasiun terdapat data yang hilang, diberi tanda dengan *cell* berwarna merah . Untuk mencari data yang hilang tersebut digunakan Metode Perbandingan Normal, dengan Persamaan (2-1). Dengan perhitungan sebagai berikut:

- ❖ Untuk mencari curah hujan maksimum tahun 2008 pada Stasiun Canru

$$N_{canru} = 2.399 \text{ mm (hujan tahunan pada Stasiun Canru)}$$

$$N_{ugi} = 1.045 \text{ mm (hujan tahunan pada Stasiun UgiSabangparu)}$$

$$N_{unyi} = 1.785 \text{ mm (hujan tahunan pada Stasiun UnyiDuaboccoe)}$$

$$N_{cellu} = 2.018 \text{ mm (hujan tahunan pada Stasiun Cellu)}$$

Sehingga

$$P_{canru} = \frac{1}{3} \left(\frac{2.399 \times P_{ugi}}{1.045} + \frac{2.399 \times P_{unyi}}{1.785} + \frac{2.399 \times P_{cellu}}{2.018} \right)$$

$$P_{canru} = 0,33 (2,297P_{ugi} + 1,344P_{unyi} + 1,189P_{cellu})$$

Jadi untuk data hujan yang hilang pada masing-masing tanggal didapat:

$$11 \text{ Juli } 2008 = 72,36 \text{ mm}$$

$$10 \text{ Juni } 2008 = 122,19 \text{ mm}$$

$$12 \text{ November } 2008 = 73,46 \text{ mm}$$

- ❖ Untuk mencari curah hujan maksimum tahun 2010 pada Stasiun Unyi Duaboccoe

$$P_{\text{unyi}} = \frac{1}{3} \left(\frac{1.785xP_{\text{ugi}}}{1.045} + \frac{1.785xP_{\text{canru}}}{2.399} + \frac{1.785xP_{\text{cellu}}}{2.018} \right)$$

$$P_{\text{unyi}} = 0,33 (1,708P_{\text{ugi}} + 0,744P_{\text{canru}} + 0,885P_{\text{cellu}})$$

Jadi untuk data hujan yang hilang pada masing-masing tanggal didapat:

$$13 \text{ Mei } 2010 = 72,36 \text{ mm}$$

$$9 \text{ Desember } 2010 = 122,19 \text{ mm}$$

$$30 \text{ Juni } 2010 = 73,46 \text{ mm}$$

- ❖ Untuk mencari curah hujan maksimum tahun 2009 pada Stasiun Canru

Sehingga

$$P_{\text{canru}} = \frac{1}{3} \left(\frac{2.399xP_{\text{ugi}}}{1.045} + \frac{2.399xP_{\text{unyi}}}{1.785} + \frac{2.399xP_{\text{cellu}}}{2.018} \right)$$

$$P_{\text{canru}} = 0,33 (2,297P_{\text{ugi}} + 1,344P_{\text{unyi}} + 1,189P_{\text{cellu}})$$

Jadi untuk data hujan yang hilang pada masing-masing tanggal didapat:

$$13 \text{ Februari } 2009 = 22,96 \text{ mm}$$

$$30 \text{ Juni } 2009 = 95,11 \text{ mm}$$

Sehingga hasil rekapitulasi data curah hujan rerata daerah maksimum tahunan pada Sungai Cenranae adalah sebagai berikut:

Tabel 4. 8 Rekapitulasi Curah Hujan Rerata Daerah Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Tinggi Curah Hujan (mm/hari)
1	2001	115,00
2	2002	85,00
3	2003	62,25
4	2004	81,25
5	2005	82,33
6	2006	78,50
7	2007	79,75
8	2008	100,29
9	2009	81,87
10	2010	47,16

Sumber : Hasil Perhitungan

Analisis Curah Hujan Rancangan

Untuk perhitungan curah hujan rancangan dipakai metode Log Pearson Type III, dengan alasan bahwa metode ini dapat dipakai untuk semua macam sebaran satu atau tidak ada ketentuan mengenai besarnya harga parameter statistik, yaitu Cs dan Ck. Dengan menggunakan Persamaan (2-9) hingga (2-12) didapat hasil dibawah ini:

Data	=	47,16
Koef.Skewness (Cs)	=	-0,879
Log X	=	Log X _{rt} + k . S
Log X _{rt}	=	1,900
Sd	=	0,105

Sehingga hujan rancangan untuk kala ulang 2 tahun didapatkan :

Tr	=	2
Pr	=	(100/Tr) = 50
k	=	0,145 (dari interpolasi nilai Pr dan Cs dan dari tabel Log Person Type III diperoleh nilai k)
Log X	=	Log X _{rt} + k . S
		= 1,900 + (-0,145+0,105) = 1,915
X _{2th}	=	82,178 mm

Curah hujan rancangan dengan kala ulang 2 tahun adalah antilog dari Log x, sehingga didapatkan nilai sebesar 82,178 mm. Perhitungan curah hujan rancangan selengkapnya dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 4. 9 Perhitungan Parameter Log Pearson III

No	Data (X) (mm/hari)	Log X	(Log X - Log X rerata) ²	(Log X - Log X rerata) ³
1	47,16	1,674	0,05106	-0,01154
2	62,25	1,794	0,01110	-0,00117
3	78,50	1,895	0,00002	0,00000
4	79,75	1,902	0,00000	0,00000
5	81,25	1,910	0,00011	0,00000
6	81,96	1,914	0,00020	0,00000
7	82,33	1,916	0,00026	0,00000
8	85,00	1,929	0,00089	0,00003
9	100,40	2,002	0,01045	0,00107
10	115,00	2,061	0,02598	0,00419
S	=	18,995	0,10007	-0,00742
Log X rerata	=	1,900		
Sd	=	0,105		
Cs	=	-0,879		

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 10 Curah Hujan Rancangan Dengan Berbagai Kala Ulang

Tr	P (%)	G	Log X	X rancangan (mm/hari)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)
1,01	99,01	-2,943	1,589	38,832
2	50	0,145	1,915	82,178
5	20	0,854	1,990	97,636
10	10	1,151	2,021	104,928
20	5	1,185	2,024	105,789
25	4	1,202	2,026	106,223
50	2	1,561	2,064	115,915
100	1	1,676	2,076	119,180

Sumber : Hasil Perhitungan

Uji Kesesuaian Distribusi Frekuensi

Pemeriksaan uji kesesuaian ini dimaksudkan untuk mengetahui suatu kebenaran hipotesa distribusi frekuensi. Dengan pemeriksaan uji ini akan diketahui :

- Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model distribusi yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis.
- Kebenaran hipotesa (diterima/ditolak).

Uji Chi Square

Contoh perhitungan uji Chi Square :

Mencari batas kelas :

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah data (n)} &= 10 \\
 \text{Probabilitas (Pr)} &= (100/\text{Tr}) = (100/4) = 25 \\
 \text{Cs} &= -0,879 \\
 \text{k} &= 0,736 \\
 \text{Sd} &= 0,105 \\
 \text{Log X} &= \text{Log Xrt} + \text{k. Sd} \\
 \text{Log X} &= 1,900 + (0,736 \times 0,105) \\
 \text{Log X} &= 1,977 \\
 \text{X} &= 94,871 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Untuk mencari batas kelas pada nilai Pr selanjutnya dilakukan tahapan yang sama, misal perhitungan kelas I :

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai batas kelas} &= 0 - 94,871 \\
 \text{Jumlah kelas} &= 1 + 3,322 \text{ Log n} \\
 &= 4,222 \approx 4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Derajat bebas (n)} &= 1 \\
 \text{Significant (\alpha, %)} &= 5\%
 \end{aligned}$$

Dengan $\alpha = 5\%$ dan derajat bebas ($n = 1$), maka didapat nilai X^2 kritis = 3,940

$$\text{Frekuensi yang diharapkan (EF)} = (\text{jumlah data} / \text{jumlah kelas}) = 10$$

$$/4 = 2,5$$

$$\text{Frekuensi yang terjadi (OF)} = 1$$

$$((\text{OF}) - (\text{EF}))^2 / (\text{EF}) = 1,5$$

$$\text{Akhirnya didapatkan : } X^2 \text{ Hitung} = \sum (\text{EF} - \text{OF})^2 / \text{EF} = 3,600$$

X^2 hitung < X^2 kritis maka persamaan distribusi dapat diterima. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel.

Tabel 4. 11 Penentuan Batas Kelas Uji Chi Square

Pr	K	S	Log X	X rancangan
25	0,736	0,105	1,977	94,871
50	0,145	0,105	1,915	82,178
75	-1,430	0,105	1,749	56,064

Sumber : Hasil Perhitungan

Tabel 4. 12 Perhitungan Uji Chi Square

NO	Probability (P)	Expected Frequency (Ef)	Observed Frequence (Of)	Ef - Of	$(\text{Ef} - \text{Of})^2 / \text{Ef}$
1	0-56,063	2,5	1	1,5	0,900
2	56,063-82,160	2,5	5	2,5	2,500
3	82,160-94,843	2,5	2	0,5	0,100
4	>94,843	2,5	2	0,5	0,100
	JUMLAH	10	10	X^2_{hit}	3,600

Sumber : Hasil Perhitungan

Uji Smirnov Kolmogorof

Contoh perhitungan uji distribusi frekuensi :

Menghitung *probabilitas* teoritis (Pe) masing-masing nilai X dengan metode *Weibul*, dengan rumus :

$$Pe(x) = \frac{m}{n+1}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm/hari}$$

$$Pe(x) = \frac{1}{10+1} = 9,091 \%$$

Cari besarnya K untuk masing-masing nilai X .

$$K = \frac{\text{Log } X - \text{Log } \bar{X}}{S_d}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm / hari maka,}$$

$$= \frac{\text{Log } 47.61 - 1.900}{0.105} = -2,143$$

Cari nilai $probabilitas P_r$ untuk nilai $C_s = -0,879$ dan nilai $K = -2,143$ pada tabel nilai K untuk distribusi *Log Pearson III*. Untuk data 1 didapatkan $P_t = 96,061$.

Hitung besarnya kala ulang teoritis masing-masing nilai X .

$$P_t(x) = 1 - \frac{P_t}{100}, \text{ untuk data } X = 47,16 \text{ mm/hari}$$

$$P_t(x) = 1 - \frac{47.16}{100} = 0,039 = 3,9 \%$$

Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis (ΔP)

$$\Delta P = |P_e(X) - P_t(X)|, \text{ untuk data } X = 94,734 \text{ mm/hari}$$

$$\Delta P = 9.091 - 3.939 = 5,152 \% = 0,0515$$

Cari nilai ΔP yang paling maksimal (ΔP_{max}), dari rangkaian data yang diuji didapatkan nilai $\Delta P_{max} = 0,169 = 16,9 \%$,

Tabel 4. 13 Perhitungan Uji Distribusi Smirnov Kolmogorov

No	X (mm/hari)	G	Pr	Pt (X)	Pe (X)	D _{max}	D _{max (%)}
1	47,16	-2,143	96,061	0,03939	0,0909	0,0515	5,152
2	62,25	-0,999	83,904	0,161	0,182	0,021	2,085
3	78,50	-0,044	56,105	0,439	0,273	0,166	16,622
4	79,75	0,021	53,999	0,460	0,364	0,096	9,638
5	81,25	0,098	51,514	0,485	0,455	0,030	3,031
6	81,96	0,133	50,360	0,496	0,545	0,049	4,906
7	82,33	0,152	49,671	0,503	0,636	0,133	13,308
8	85,00	0,284	44,123	0,559	0,727	0,169	16,851
9	100,40	0,969	16,127	0,839	0,818	0,021	2,055
10	115,00	1,529	2,181	0,978	0,909	0,069	6,909
				D_{P_{max}}	=	0,169	16,851

Sumber : Hasil Perhitungan

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada Tabel 4.12 diperoleh nilai $\Delta P_{max} = 16,9 \%$. Untuk $\alpha 5\%$ dan $n = 10$, pada tabel nilai kritis untuk uji Smirnov Kolmogorov diperoleh $\Delta P_{cr} = 0,409 = 41\%$. Karena $\Delta P_{max} < \Delta P_{cr}$, maka distribusinya diterima.

Curah Hujan Efektif

Dengan menggunakan Persamaan (2-17) maka contoh perhitungan kala ulang 1,01 tahun adalah sebagai berikut:

$$\text{Hujan Rancangan} = 38,83 \text{ mm}$$

$$\text{Koefisien pengaliran} = 0,80$$

$$\text{Curah hujan netto} = 38,83 \times 0,80 = 31,07 \text{ mm}$$

Distribusi Hujan Jam-jaman

Dengan menggunakan Persamaan (2.16) maka dapat dihitung curah hujan jam-jaman dari 1 hingga 6 jam per hari. Berikut ini contoh perhitungan untuk curah hujan jam-jaman:

$$I_t = \frac{31,07}{24} \left[\frac{24}{(60/60)} \right]^{2/3}$$

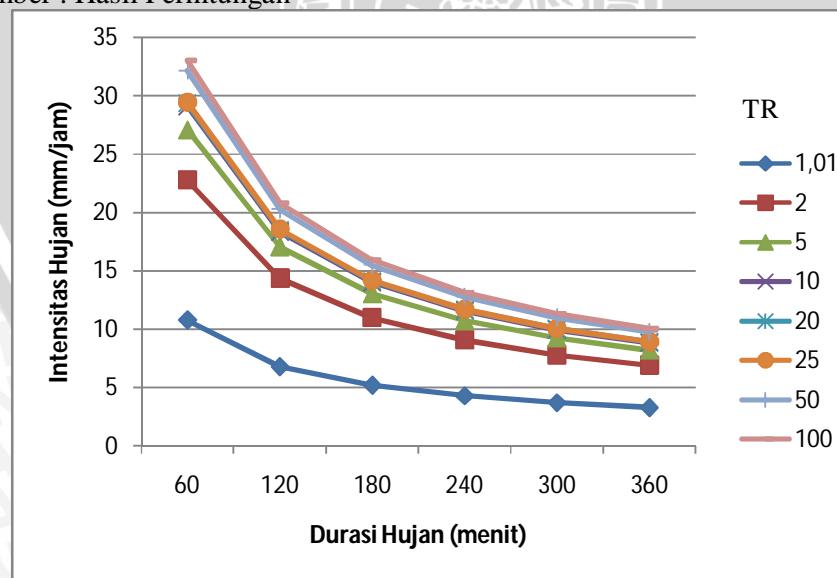
$$I_t = 10,77 \text{ mm/jam}$$

Perhitungan selanjutnya dapat disajikan pada Tabel 4.13.

Tabel 4. 14 Hujan Jam-jaman Kurva IDF dengan Metode Mononobe

Durasi (menit)	Periode Kala Ulang (tahun)/(mm)							
	1,01	2	5	10	20	25	50	100
	31,07	65,74	78,11	83,94	84,63	84,98	92,73	95,34
60	10,77	22,79	27,08	29,10	29,34	29,46	32,15	33,05
120	6,78	14,36	17,06	18,33	18,48	18,56	20,25	20,82
180	5,18	10,96	13,02	13,99	14,11	14,16	15,46	15,89
240	4,27	9,04	10,75	11,55	11,64	11,69	12,76	13,12
300	3,68	7,79	9,26	9,95	10,03	10,08	10,99	11,30
360	3,26	6,90	8,20	8,81	8,89	8,92	9,74	10,01

Sumber : Hasil Perhitungan



Gambar 4. 7 Kurva IDF dengan Metode Mononobe
Sumber : Hasil Perhitungan

Debit Aliran Dasar (*Baseflow*)

Dengan pertimbangan bahwa dilokasi studi tidak tersedia data debit pengamatan untuk mengetahui debit aliran dasar, maka perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) diperkirakan dengan Persamaan (2.18) dan (2.19) pendekatan dengan variable masukan luas DAS dan kerapatan jaringan sungai. Berikut merupakan tahapan perhitungan debit aliran dasar (*baseflow*) dengan data :

$$\text{Luas DAS (A)} = 1180 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang orde sungai} = 69 \text{ km}$$

Perhitungan kerapatan jaringan sungai :

$$D = \frac{69}{1180}$$

$$D = 0,0585$$

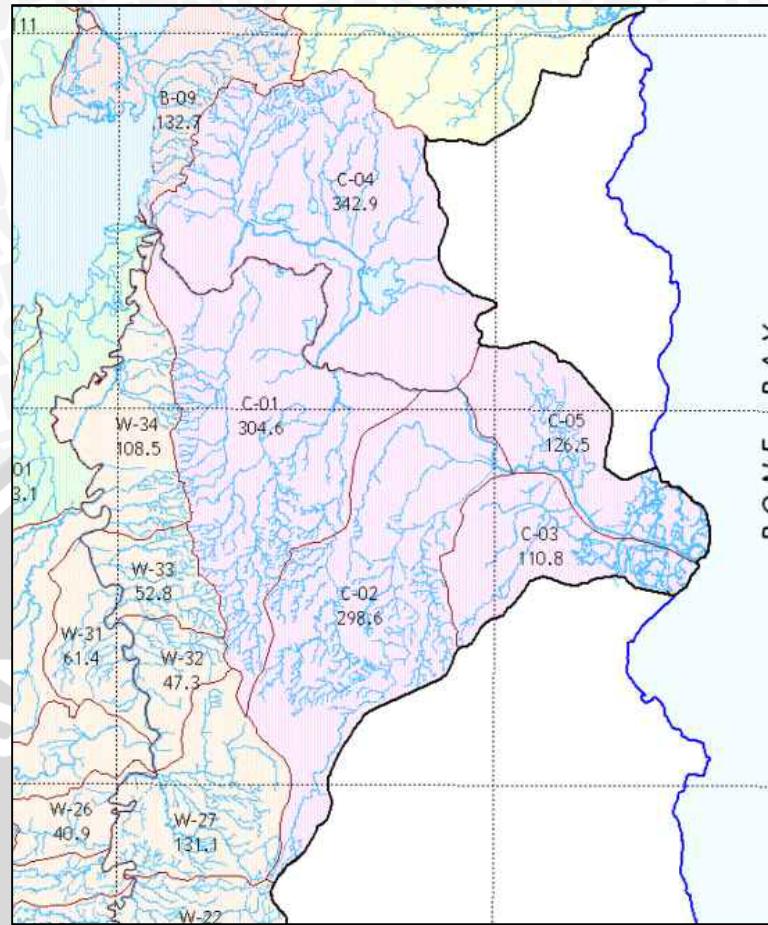
Perhitungan debit aliran dasar :

$$Q_b = 0,4751 \cdot 1180^{0,6444} \cdot 0,585^{0,9430}$$

$$Q_b = 3,11 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Perhitungan Debit Banjir Rancangan

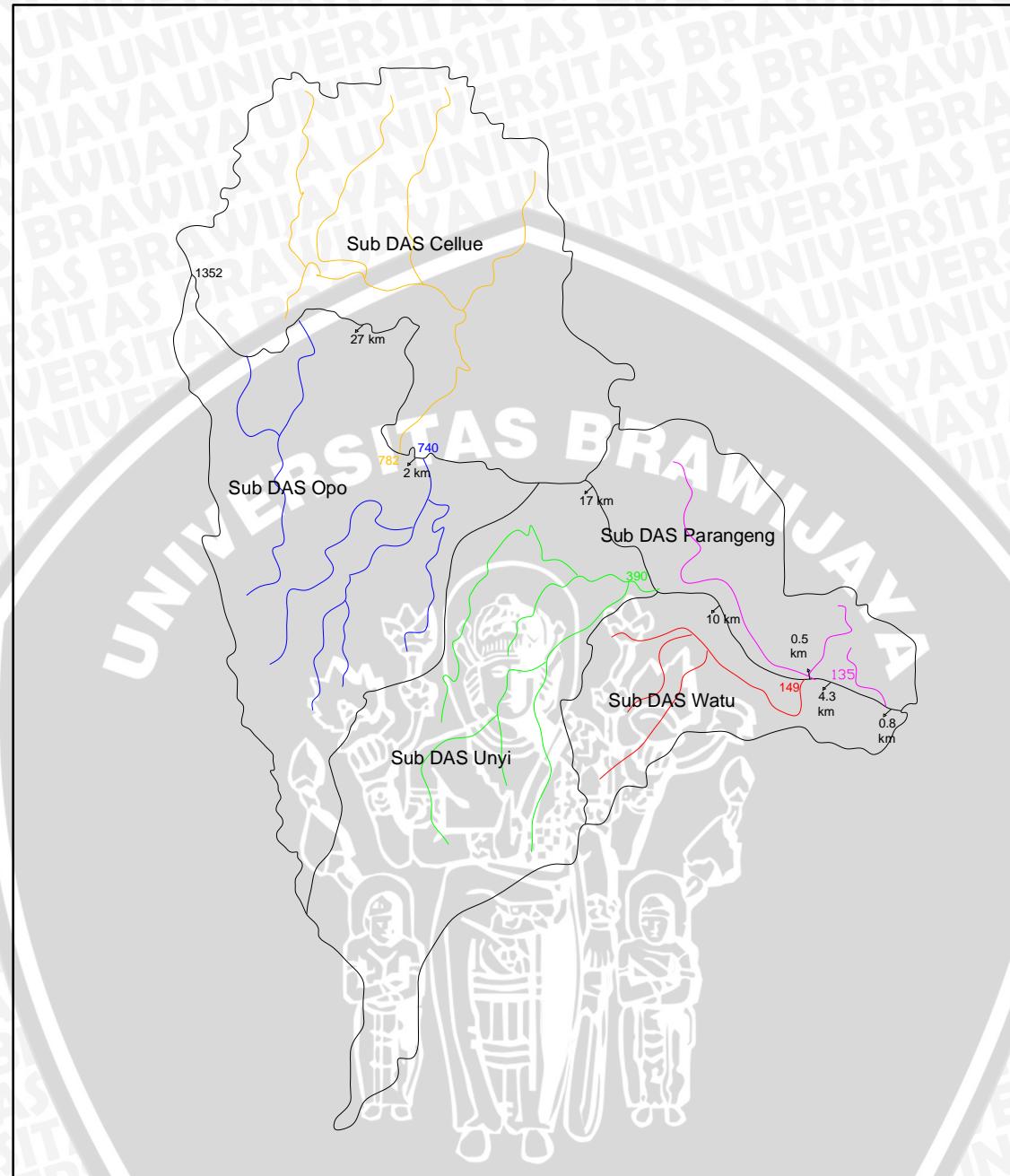
Untuk menentukan besarnya debit banjir rancangan yang akan dijadikan masukan pada *software* HEC-RAS dilakukan pembagian-pembagian pada DAS Cenranae menjadi sub-sub DAS sesuai dengan anak-anak sungai yang terdapat di dalam DAS Cenranae, dibagi menjadi 5 sub DAS



Gambar 4. 8 Pembagian Sub DAS Pada DAS Cenranae
Keterangan:

- C-01 = Sub DAS Opo dengan panjang: 76 km; luas DAS: 304,6 km^2
- C-02 = Sub DAS Unyi dengan panjang: 66,8 km; luas DAS: 298,6 km^2
- C-03 = Sub DAS Watu dengan panjang: 30,7 km; luas DAS: 110,8 km^2
- C-04 = Sub DAS Cellue dengan panjang: 71 km ; luas DAS: 342,9 km^2
- C-05 = Sub DAS Parangeng dengan panjang: 28,3 km; luas DAS: 126,5 km^2

Debit rancangan nantinya didapat dengan menjumlahkan hasil perhitungan HSS Nakayasu tiap-tiap sub DAS dimulai dari yang paling hulu Cellue – Opo – Unyi – Watu – Pangrangeng. Dengan pertimbangan di lokasi daerah studi tidak terdapat stasiun duga tinggi air otomatis (*Automatic Water Level Recorder*, AWLR), maka perhitungan hidrograf satuan dihitung secara teoritis dengan rumus hidrograf satuan sintetik Nakayasu.



Gambar 4. 9 Skema Sub DAS Pada DAS Cenranae

Berikut ini merupakan tahapan perhitungan hidrograf satuan sintetik metode

Nakayasu untuk Sungai Cellue:

$$\text{Luas DAS (A)} = 342.90 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang sungai utama} = 71 \text{ km}$$

$$\text{Hujan netto (efektif), } R_o = 1,0 \text{ mm/jam}$$

$$\text{Parameter hidrograf (\alpha)} = 3$$

Time lag, tg (Sungai dengan panjang alur L > 15 km), dari Persamaan (2-28)

didapatkan :

$$\begin{aligned} t_g &= 0,4 + 0,058 \times 71 \\ &= 4,52 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_r &= (0,5-1) t_g, \text{ digunakan } 0,687 \\ &= 0,687 \times 4,52 \\ &= 3,10 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p &= t_g + 0,8 t_r \\ &= 4,52 + 0,80 \cdot 3,10 \\ &= 7,00 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_{0,3} &= \alpha \cdot t_g \\ &= 3 \cdot 4,52 \\ &= 13,55 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_p + T_{0,3} &= 7,00 + 13,55 \\ &= 20,55 \text{ jam} \end{aligned}$$

$$T_p + T_{0,3} + 1.5 T_{0,3} = 7,00 + 13,55 + 20,33 = 40,89 \text{ jam}$$

Dari persamaan (2-20) didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{A R_o}{3.6 (0.3 T_p + T_{0,3})} \\ &= \frac{342,9 \times 1}{3.6 (0.3 \cdot 7.00 + 13.55)} \end{aligned}$$

$$Q_p = 6,08 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Pada waktu kurva naik ($0 < t < T_p$), untuk $t = 1$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2,4} \\ &= 6,08 \cdot \left(\frac{1}{7.00} \right)^{2,4} \\ &= 0,057 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

Pada waktu kurva turun (*decreasing limb*)

- a. Selang nilai $T_p \leq t \leq (T_p + T_{0,3})$, untuk $t = 8$ jam didapatkan :

$$Q_{(t)} = Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p)}{T_{0,3}}}$$

$$\begin{aligned} &= 6,08 \cdot 0,3^{\frac{(8-7,00)}{13,55}} \\ &= 5,568 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

- b. Selang nilai $(T_p + T_{0,3}) \leq t \leq (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 21$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{1,5T_{0,3}}} \\ &= 6,08 \cdot 0,3^{\frac{(21-7,00+0,5 \cdot 13,55)}{1,5 \cdot 13,55}} \\ &= 1,778 \text{ m}^3/\text{detik/mm} \end{aligned}$$

- c. Selang nilai $t > (T_p + T_{0,3} + 1,5 T_{0,3})$, untuk $t = 41$ jam didapatkan :

$$\begin{aligned} Q_{(t)} &= Q_p \cdot 0,3^{\frac{(t-T_p+0,5T_{0,3})}{2,0T_{0,3}}} \\ &= 6,08 \cdot 0,3^{\frac{(41-7,00+0,5 \cdot 13,55)}{2,0 \cdot 13,55}} = 0,545 \text{ m}^3/\text{detik} \end{aligned}$$

Setelah didapat ordinat hidrograf perlu dilakukan koreksi yaitu kedalaman hujan yang diperoleh dari pembagian antara volume limpasan dan luas DAS nilainya harus sama dengan 1(satu). Dari perhitungan sebelumnya didapat:

$$KedalamanHujan = \frac{304.423,08 \text{ m}^3}{342.900.000 \text{ m}^2} = 0,887 \text{ mm}$$

Maka didapat faktor koreksi

$$f = 1/0,887 = 1,1264$$

Hasil ordinat setelah dikalikan dengan faktor koreksi dapat dilihat pada Tabel

4.15.

Waktu (Jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
3	65.30
4	133.17
5	240.88
6	397.19
7	609.87
8	788.06
9	889.54
10	942.78
11	956.49
12	933.62
13	874.40
14	803.08
15	737.64
16	677.61
17	622.53
18	572.00
19	525.64
20	483.10
21	444.88
22	411.17
23	381.79
24	356.42
25	334.19
26	314.54
27	296.87
28	280.66
29	265.56
30	251.29
31	237.82
32	225.11
33	213.10
34	201.77
35	191.06
36	180.96
37	171.41
38	162.40
39	153.90
40	145.86
41	138.31

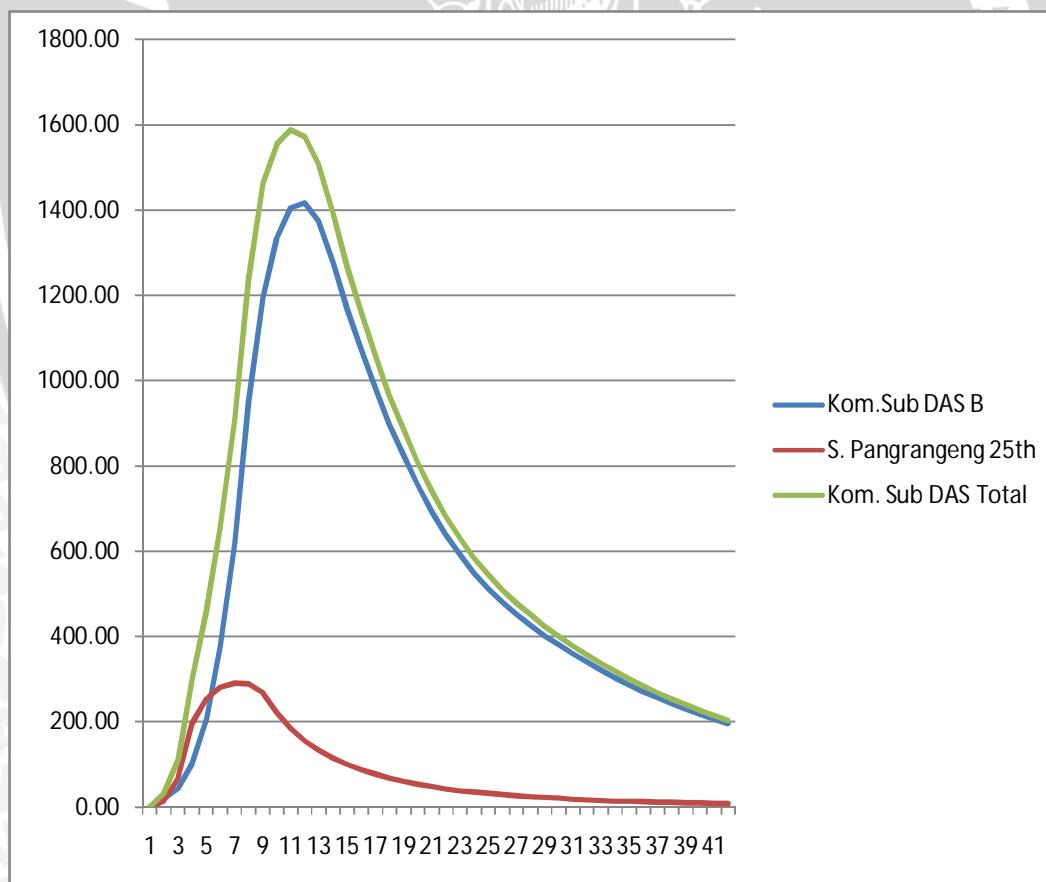
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 19 Hasil Superposisi Q₂₅ Sub DAS A dan Sungai Unyi

Waktu (Jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
0	0.00
1	19.20
2	43.22
3	101.01
4	206.95
5	375.07
6	619.07
7	951.04
8	1195.29
9	1334.62
10	1404.48
11	1416.07
12	1372.91
13	1274.73
14	1167.94
15	1070.21
16	980.78
17	898.94
18	824.04
19	755.50
20	693.09
21	638.26
22	590.28
23	548.48
24	512.22
25	480.38
26	452.14
27	426.40
28	402.60
29	380.38
30	359.42
31	339.67
32	321.05
33	303.50
34	286.95
35	271.36
36	256.65
37	242.79
38	229.73

Waktu (jam)	UH (m³/dt/mm)	Akibat Hujan (mm/jam)						Baseflow (m³/dt)	Debit banjir (m³/dt)
		29.46	18.56	14.16	11.69	10.08	8.92		
29	0.158	4.667	3.244	2.731	2.487	2.365	2.311	2.61	20.577
30	0.144	4.230	2.940	2.475	2.254	2.144	2.094	2.61	18.895
31	0.130	3.834	2.665	2.244	2.043	1.943	1.898	2.61	17.371
32	0.118	3.475	2.415	2.034	1.852	1.761	1.720	2.61	15.990
33	0.107	3.150	2.189	1.843	1.679	1.596	1.559	2.61	14.737
34	0.097	2.855	1.984	1.671	1.522	1.447	1.413	2.61	13.602
35	0.088	2.588	1.798	1.514	1.379	1.311	1.281	2.61	12.574
36	0.080	2.345	1.630	1.373	1.250	1.188	1.161	2.61	11.641
37	0.072	2.126	1.477	1.244	1.133	1.077	1.052	2.61	10.796
38	0.065	1.927	1.339	1.128	1.027	0.976	0.954	2.61	10.030
39	0.059	1.746	1.214	1.022	0.931	0.885	0.865	2.61	9.336
40	0.054	1.583	1.100	0.926	0.844	0.802	0.784	2.61	8.706
41	0.049	1.435	0.997	0.840	0.765	0.727	0.710	2.61	8.136

Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4. 12 Grafik Superposisi Q₂₅ Antara Sub DAS B dan Sungai Parangeng
Sumber: Hasil Perhitungan

Tabel 4. 21 Hasil Superposisi Q₂₅ Sub DAS B dan Sungai Parangeng

Waktu (Jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
0	0.00
1	32.79
2	110.46
3	297.36
4	460.11
5	655.08
6	909.55
7	1239.45
8	1463.65
9	1555.56
10	1588.74
11	1571.59
12	1505.59
13	1389.12
14	1267.55
15	1157.81
16	1057.94
17	966.94
18	884.01
19	808.71
20	740.63
21	680.99
22	628.89
23	583.53
24	544.20
25	509.61
26	478.88
27	450.88
28	425.04
29	400.95
30	378.32
31	357.04
32	337.04
33	318.23
34	300.55
35	283.93
36	268.29
37	253.59
38	239.76

Waktu (Jam)	Debit Banjir (m ³ /det)
39	226.75
40	214.74
41	203.63

Sumber: Hasil Perhitungan

Analisis Hidrolik

Analisis mengenai hidrolik digunakan untuk mengetahui profil aliran sungai dan merencanakan dimensi saluran banjir. Pada studi ini analisis profil aliran sungai menggunakan *software* HEC-RAS 4.1.

Data Masukan Program HEC-RAS

Analisa profil aliran sepanjang sepanjang 69 Km mulai patok 1352 (hulu sungai) sampai dengan patok 1 (muara sungai). Rangkaian kegiatan yang harus dilakukan pada program ini adalah sebagai berikut :

1. Membuat new *project*
2. Skematisasi sistem sungai
3. Penyiapan data masukan
4. Memasukkan data *geometric*
5. Memasukkan data *flow* dan *boundary conditions* (dimana didalamnya terdapat data kondisi-kondisi batas hidrolik yang melingkupi suatu sistem sungai)
6. Menjalankan *running* terhadap *unsteadyanalysis*
7. Evaluasi hasil perhitungan

Data Geometri

Data utama yang dibutuhkan pada suatu sistem sungai antara lain data potongan melintang sungai, jarak antara potongan melintang (panjang jangkauan), koefisien kehilangan energi..

a. Skema sistem sungai

Skema sungai menggambarkan berbagai variasi jangkauan sungai yang saling berhubungan. Pada program ini, skema sistem sungai merupakan data awal yang dibutuhkan sebelum data lain dimasukkan. Setiap penampang sungai pada skema sistem sungai diberi nama stasiun sebagai identifikasi yang dapat berupa nama sungai dan nomor stasiun dimana penampang melintang sungai itu berada. Pada kajian ini, titik hulu analisa adalah patok 1.352 sedangkan titik hilir adalah patok 1 (muara sungai). Skema sistem sungai dapat dilihat pada lampiran.

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. Secara umum profil Sungai Cenranae sepanjang 69 Km sangat beragam dan sebagian besar berada pada dataran rendah. Data geometri melintang sungai eksisting selengkapnya dapat dilihat pada lampiran.

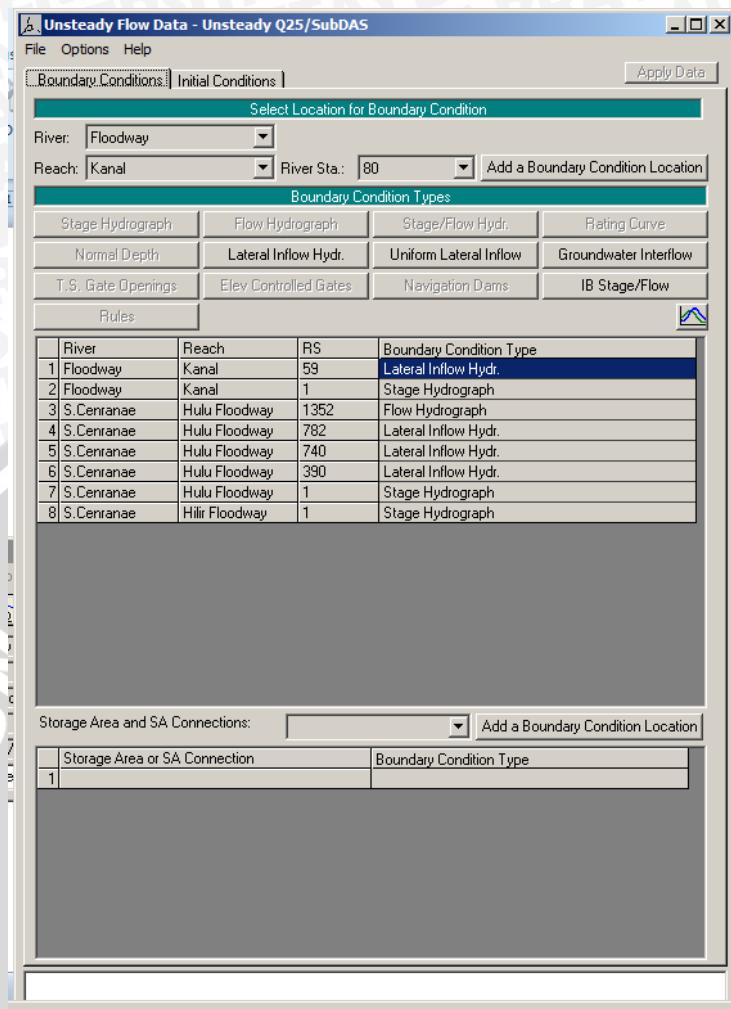
c. Tinjauan Koefisien Kekasarahan Manning

Koefisien Manning yang dipakai dalam studi ini di ambil berdasarkan kondisi ruas sungai yang ditinjau. Untuk ruas sungai utama berdasarkan kondisi sungai yang bersih, tidak ada batuan, penuh dengan air, tidak ada celah dan air dalam tidak beriak(tenang) diambil angka koefisien Manning sebesar 0,030.

Sedangkan untuk sungai yang sudah dilakukan normalisasi dan tanggul diambil angka koefisien manning's sebesar 0,025. Kriteria tersebut diatas diambil dari Tabel 2.4.

Data Aliran Tidak Tetap (*Unsteadyflow data*)

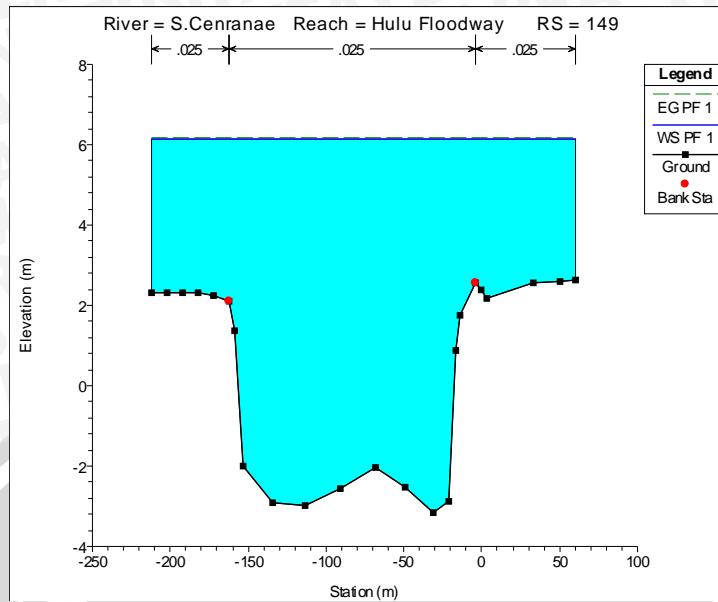
Data yang dimasukkan dalam program Hec-Ras 4.1.0 yaitu Initial condition (batas awal) dimana pada studi ini menggunakan data debit dasar (*baseflow*). Untuk masukan data digunakan beberapa debit banjir rancangan $Q_{1,01}$, Q_2 , Q_5 , Q_{10} , Q_{25} , Q_{50} , dan Q_{100} . Sedangkan pada kondisi batas hilir digunakan data pasang surut.



Gambar 4. 13 *Input data Unsteady Flow pada HEC-RAS*
Sumber : Analisis HEC-RAS

Hasil Running HEC-RAS

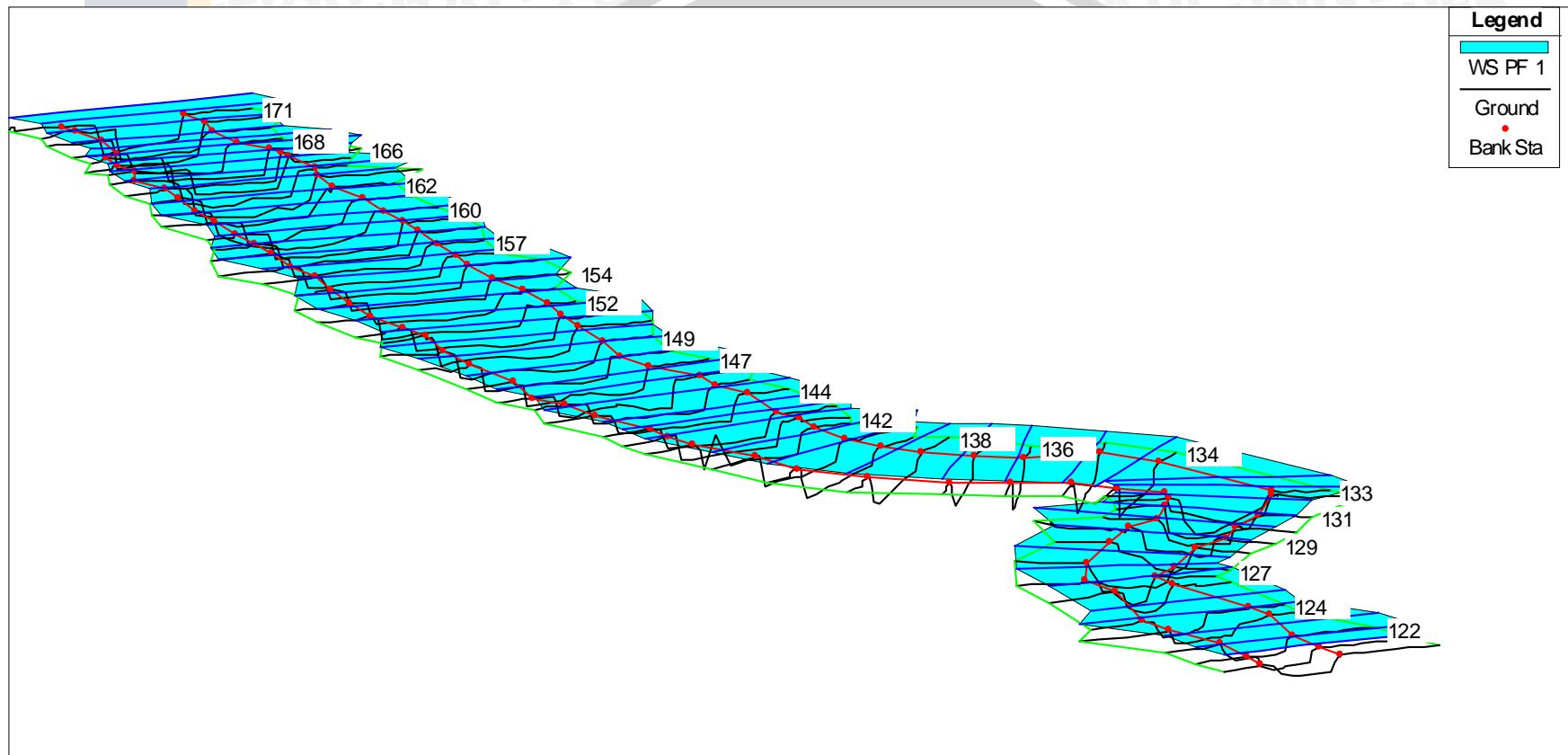
Dari hasil running HEC-RAS dapat diketahui ketinggian muka air sungai Centranae dan tinggi limpasan muka air pada sungai jika kapasitas tumpungan sungai tersebut tidak mencukupi.



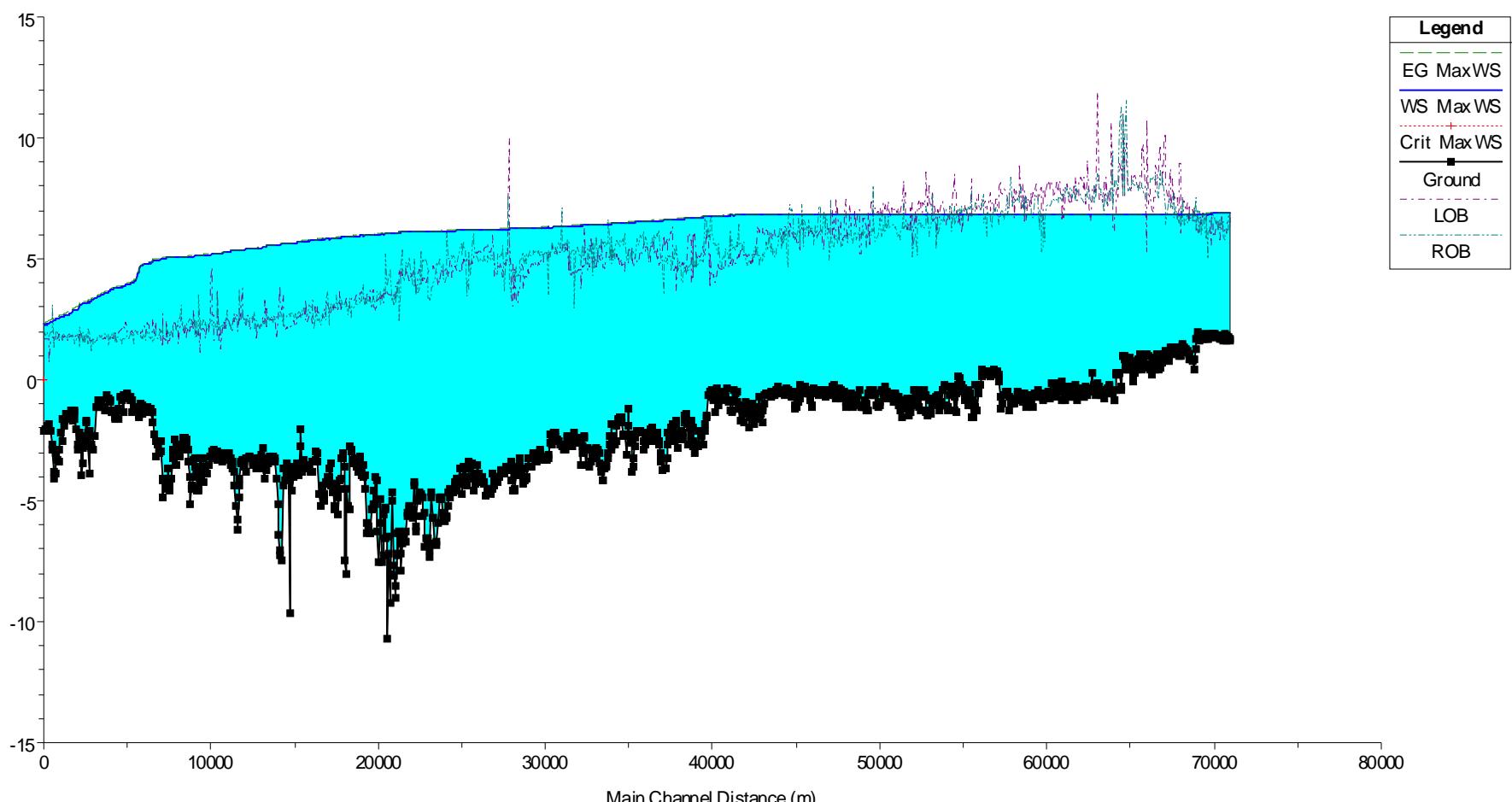
Gambar 4. 14 Tinggi limpasan dipatok 149 dengan Q_{25}

Sumber : Analisis HEC-RAS

Dari hasil running program HEC-RAS dapat diketahui bahwa dengan debit kala ulang 25 tahun hampir di sepanjang penampang aliran sungai Cenranae terjadi luapan. Hal tersebut ditunjukkan oleh Gambar 4.10. dimana kapasitas sungai sudah tidak mampu lagi menampung debit banjir dengan kala ulang tersebut. Dan untuk tinggi luberan pada tiap-tiap patok dapat dilihat pada lampiran.



Gambar 4. 15 Kondisi eksisting sungai Cenrancae patok 171 - 122 dengan Q_{25th}
Sumber : Analisis HEC-RAS



Gambar 4. 16 Potongan Memanjang Sungai Sebelum Direncanakan *Floodway*

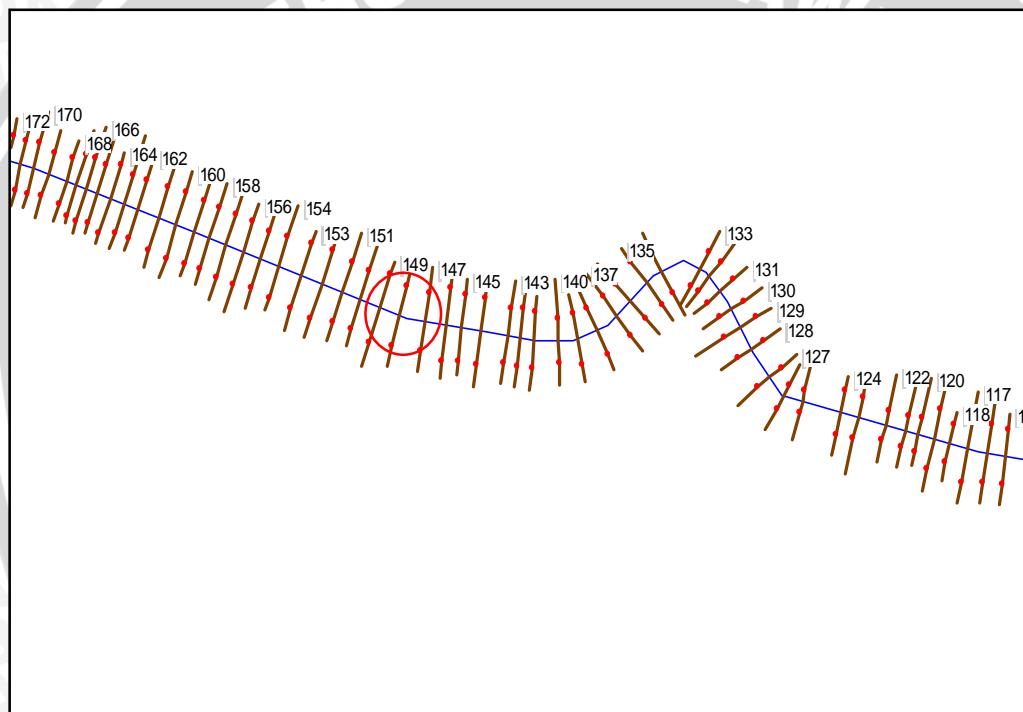
Sumber : Analisis HEC-RAS

Perencanaan Floodway

Dari hasil analisa profil muka air pada kondisi eksisting, dapat diketahui bahwa sungai Cenranae merupakan daerah yang rawan terjadi banjir. Sehingga diperlukan suatu upaya penanggulangan untuk mengurangi kerugian yang dapat terjadi akibat banjir. Pada studi ini upaya yang dilakukan adalah dengan merencanakan suatu bangunan air berupa saluran banjir atau *floodway*.

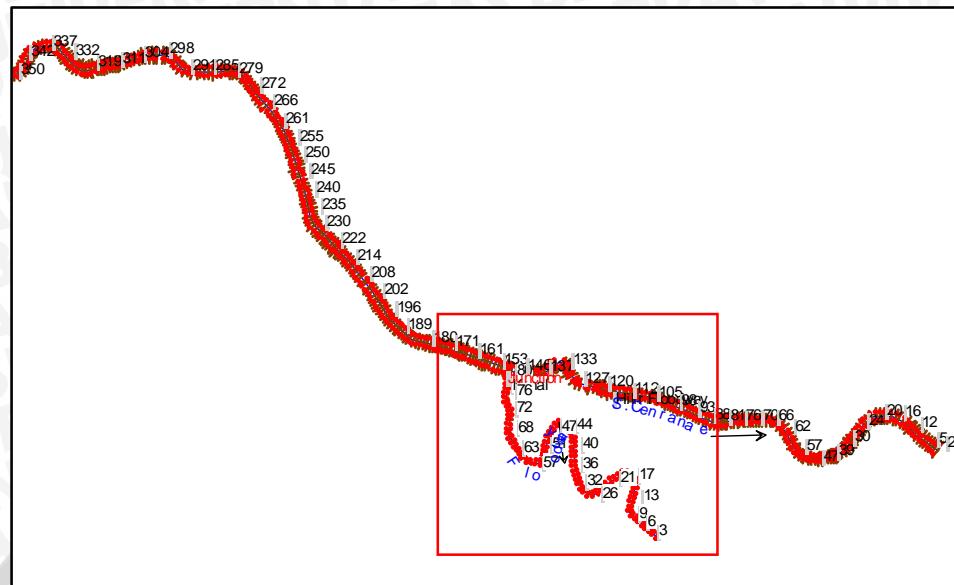
Lokasi Floodway

Lokasi patok yang akan direncanakan dibangun *floodway* adalah pada patok 149, dengan pertimbangan pada lokasi ini alur sungai relatif lurus dan mendekati muara Sungai Cenranae yaitu di Teluk Bone. Profil patok dari hasil *running HEC-RAS* sebagai berikut:

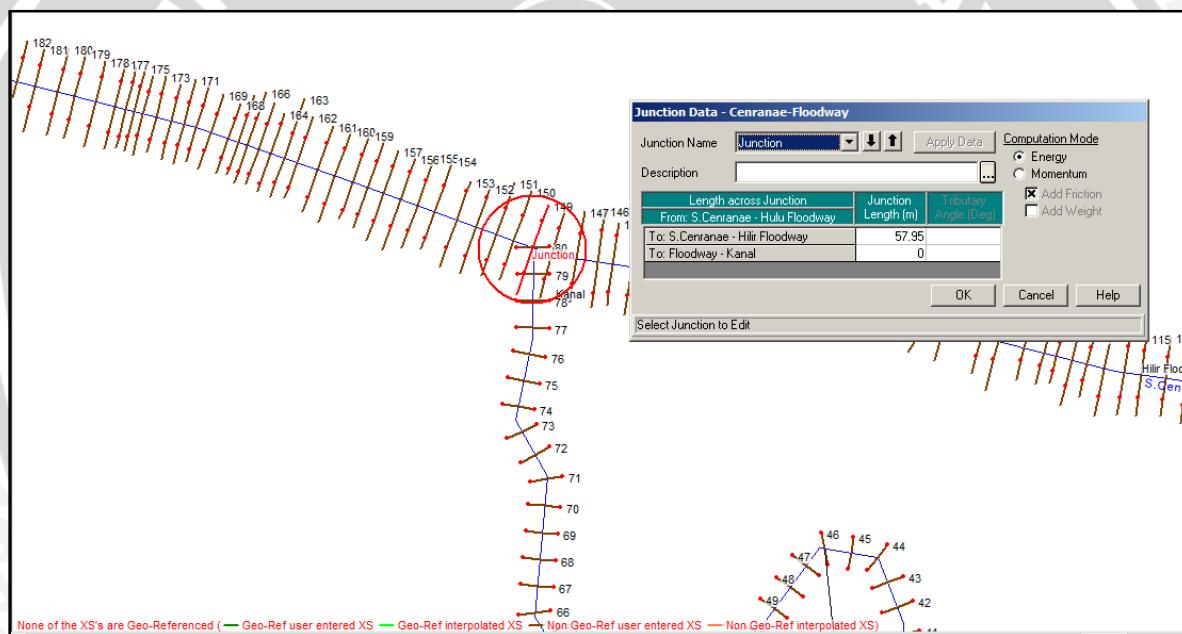


Gambar 4. 17 Lokasi Patok 149

Sumber :Analisis HEC-RAS



Gambar 4. 18 Lokasi Floodway

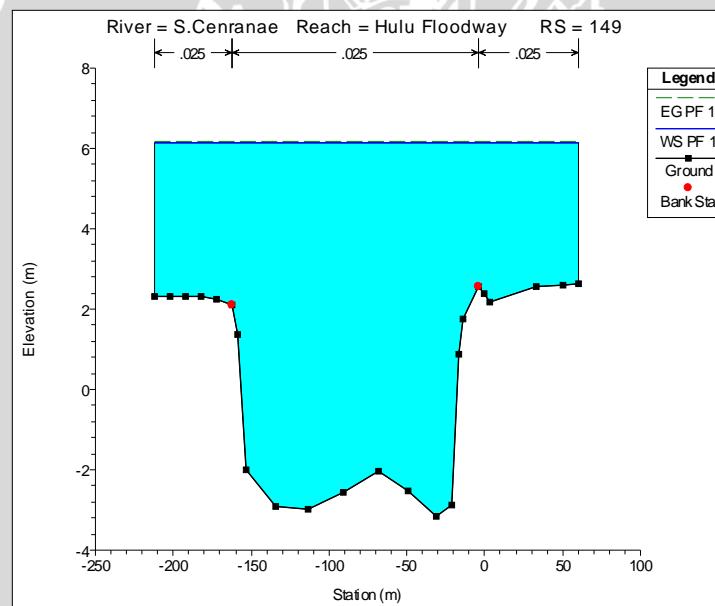


Gambar 4. 19 Profil Junction

Tabel 4. 22 Profil Patok 149

Plan: Plan 64 S.Cenranae Hulu Floodway RS: 149 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	6.16	Element	Left OB	Channel	Right OB
VelHead (m)	0.04	Wt. n-Val.	0.025	0.025	0.025
W.S. Elev (m)	6.12	ReachLen. (m)	58.9	57.95	57.01
CritW.S. (m)		Flow Area (m2)	192.7	1293.09	234.15
E.G. Slope (m/m)	0.000033	Area (m2)	192.7	1293.09	234.15
Q Total (m3/s)	1416.07	Flow (m3/s)	103.55	1189.36	123.16
Top Width (m)	272.57	Top Width (m)	50	158.55	64.02
Vel Total (m/s)	0.82	Avg. Vel. (m/s)	0.54	0.92	0.53
Max ChlDpth (m)	9.27	Hydr. Depth (m)	3.85	8.16	3.66
Conv. Total (m3/s)	246679.4	Conv. (m3/s)	18037.9	207186.7	21454.9
LengthWtd. (m)	57.95	Wetted Per. (m)	53.83	161.29	67.54
Min Ch El (m)	-3.15	Shear (N/m2)	1.16	2.59	1.12
Alpha	1.11	Stream Power (N/m s)	0.62	2.38	0.59
FrctnLoss (m)	0	Cum Volume (1000 m3)	1793.08	5460.37	1775.04
C & E Loss (m)	0	Cum SA (1000 m2)	477.5	916.98	420.57
Area Total (m2)	1726.914634				

Sumber :Analisis HEC-RAS

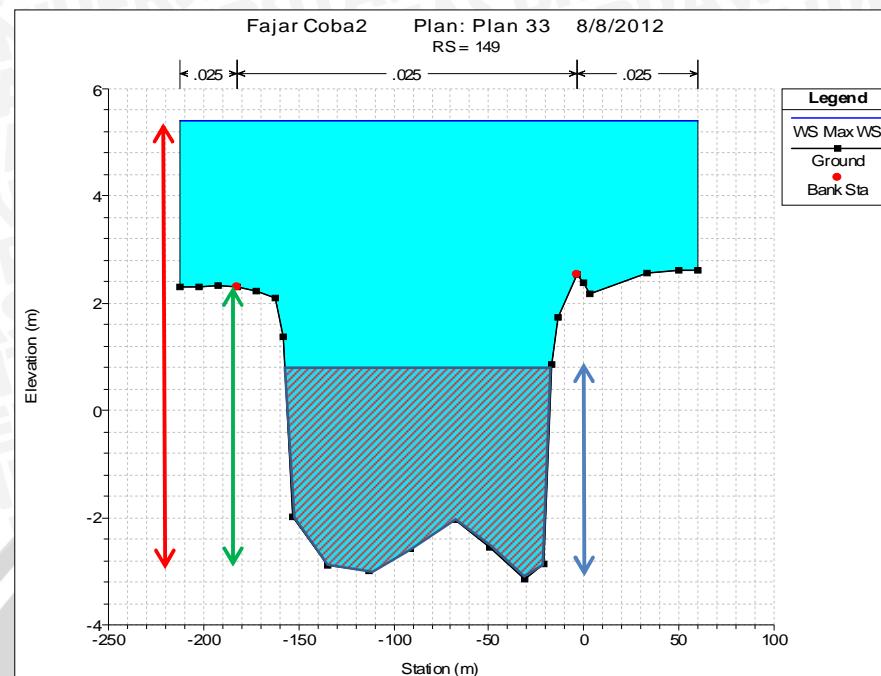


Gambar 4. 20 Potongan Melintang Patok 149

Sumber :Analisis HEC-RAS

Lebar Pelimpah

Dalam menentukan lebar pelimpah samping diperlukan nilai debit yang akan dilimpahkan melalui *floodway* tersebut. Pada studi ini nilai debit pelimpah didapat dari debit banjir banjir rancangan 25 tahun (Q_{25}) yang nantinya dikurangi dengan debit yang mampu ditampung oleh sungai dengan ketinggian air normal (asumsi $h = 3,23 \text{ m}$).



Gambar 4. 21 Profil patok 149
Sumber :Analisis HEC-RAS

Tabel 4. 23 Keterangan Gambar 4.21

	Luas Penampang Basah Normal (m^2)	357,2
	Tinggi Tebing Sungai (m)	5,08
	Tinggi Muka Air Normal (m)	3,23
	Tinggi Muka Air Banjir (m)	7,66

Sehingga didapat debit pelimpah sebagai berikut:

$$Q_{\text{pelimpah}} = Q_{\text{banjir}} - Q_{\text{kapasitas}}$$

$$Q_{25} = 1588,74 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{\text{kapasitas sungai}} = 292,90 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$Q_{\text{pelimpah}} = 1295,83 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dengan menggunakan persamaan De Marchi, dapat ditentukan lebar pelimpah samping untuk dapat melewaskan debit yang pelimpah. Hasil perhitungan terdapat di Tabel 4.24.

Tabel 4. 24 Perhitungan Lebar Pelimpah Samping dengan Metode De Marchi

No.	D X	Qo	Ho	ho	ho - C	qx	$Qx=Qo+qx$	Ax	Vx	hx
		(m ³ /dt)	(m)	(m)	(m)	(m ³ /dt)	(m ³ /dt)	(m ²)	(m/det)	(m)
0	0.00	292.9	7.6943	7.66	4.4300	0.00	292.90	1011.12	0.29	7.6900
1	5.00	292.9	5.0343	5.00	1.7700	73.43	366.33	660.00	0.56	5.0186
2	5.00	366.3	5.0343	5.00	1.7700	73.43	439.76	660.00	0.67	5.0116
3	5.00	439.8	5.0343	5.00	1.7700	73.43	513.18	660.00	0.78	5.0035
4	84.38	513.2	5.0343	5.00	1.7700	1239.13	1752.31	660.00	2.66	4.6750
Jumlah	99.38					1459.41				

Sumber: Hasil Perhitungan

Sehingga diperoleh:

$$\text{Lebar pelimpah} = 99,38 \text{ m} \approx 100 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi ambang} = 3,23 \text{ m}$$

Dimensi Floodway (Saluran Banjir)

Pada studi ini digunakan model saluran berpenampang tunggal, dengan perhitungan sebagai berikut:

Diketahui:

$$b = 100 \text{ m} \quad (\text{lebar saluran})$$

$$Q_{\text{pelimpah}} = 1295,83 \text{ m}^3/\text{detik} \quad (\text{debit pada pelimpah})$$

$$n = 0,025 \quad (\text{koef. Kekasaran Manning})$$

$$m = 1 \quad (\text{kemiringan talud})$$

$$S = 0,0003 \quad (\text{kemiringan dasar saluran})$$

Dengan menggunakan persamaan berikut

$$\frac{1}{n} \cdot R^{2/3} \cdot S^{1/2} \cdot A$$

$$Q =$$

$$R = A/P$$

$$A = h.(b+m.h)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1+m^2}$$

Sehingga diperoleh persamaan:

$$Q = \frac{1}{0,025} \times (A/P)^{2/3} \times (0,0015)^{1/2} \times A$$

$$Q = 1,8 \times \left(\frac{63,10h + h^2}{63,10 + 2h\sqrt{2}} \right)^{2/3} \times 63,10h + h^2$$

Dengan cara *trial and error* diperoleh $h = 4,59$ m, ditambah dengan tinggi tanggul sebesar $1/3h$ menjadi $h = 6$ m.

Mercu Pelimpah

Dalam perencanaan ini digunakan mercu tipe Ogee I yang mempunyai persamaan bentuk pelimpah sebagai berikut:

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

Dengan $Hd = 5$ m, sehingga:

$$X^{1,85} = 2(5)^{0,85} \cdot Y$$

$$Y = 0,127 X^{1,85}$$

$$Y' = 0,236$$

Titik awal melalui gradient, dimisalkan $Y' = 1$,

$$1 = 0,127 X^{1,85}$$

$$X^{1,85} = 7,855$$

$$X = 3,047$$

$$Y = 0,127 (1,058^{1,85})$$

$$Y = 1,00$$

Perhitungan selanjutnya pada Tabel 4.25.

Tabel 4. 25 Koordinat Mercu Ogee I

X	Y
0.00	0.0000
0.50	0.0353
1.00	0.1273
1.50	0.2695
2.00	0.4589
2.50	0.6935
3.00	0.9717

3.50	1.2923
4.00	1.6545
4.50	2.0573
5.00	2.5000
5.50	2.9821
6.00	3.5029

Sumber : Hasil Perhitungan

Jari-jari mercu diperoleh dengan Persamaan (2-35) – (2-38):

$$R_1 = 1,05$$

$$\text{Jarak } R_1 = 1,41 \text{ m}$$

$$R_2 = 2,5$$

$$\text{Jarak } R_2 = 0,87 \text{ m}$$

Perhitungan Profil Aliran

Dari persamaan:

$$\sqrt{2.g.(z + He - Yz)} - \frac{Q}{(Be.Yz)} = 0$$

Dengan:

$$g = 9,81 \text{ m/det}^2$$

$$z = 0,5 - 3 \text{ m} \quad (\text{tinggi mercu})$$

$$He = 5,034 \text{ m} \quad (\text{tinggi energi})$$

$$Q = 1295,83 \text{ m}^3/\text{det} \quad (\text{debit pada pelimpah})$$

$$Be = 98,99 \text{ m} \quad (\text{lebar mercu})$$

Dengan *trial and error* diperoleh nilai Yz pada nilai $z = 0,5 - 3 \text{ m}$ yang disajikan pada Tabel 4.26

Tabel 4. 26 Profil Aliran

Z (m)	Yz (m)	Vz (m/det)
0.5	1.465	8.935
1	1.368	9.568
1.5	1.291	10.142
2	1.226	10.674
2.5	1.172	11.172
3	1.124	11.643

Sumber : Hasil Perhitungan

Dengan Y_2 didapat dari persamaan:

$$\frac{y_2}{y_u} = 1/2 \left(\sqrt{1 + 8Fr^2} - 1 \right)$$

Dengan nilai Fr :

$$Fr = \frac{v_1}{\sqrt{gy_u}}$$

$$Fr = \frac{11,643,198}{\sqrt{9,81,1,124}} = 3,51$$

Sehingga menjadi:

$$\frac{y_2}{1,284} = 1/2 \left(\sqrt{1 + 8.3,06^2} - 1 \right)$$

$$y_2 = 3,97 \text{ m}$$

Kolam Olak

Setelah diketahui bilangan Froude sebesar 3,51 maka digunakan Kolam Olak USBR tipe III. Dengan persamaan panjang kolam sebagai berikut:

- Blok Muka

$$\text{Tinggi} = y_u = 1,12 \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = y_u = 1,12 \text{ m}$$

- Blok Halang

$$\text{Tinggi} = n_3 = \frac{y_u(4 + Fr_u)}{6} = 1,41 \text{ m}$$

$$\text{Jarak} = 0,75 n_3 = 1,05 \text{ m}$$

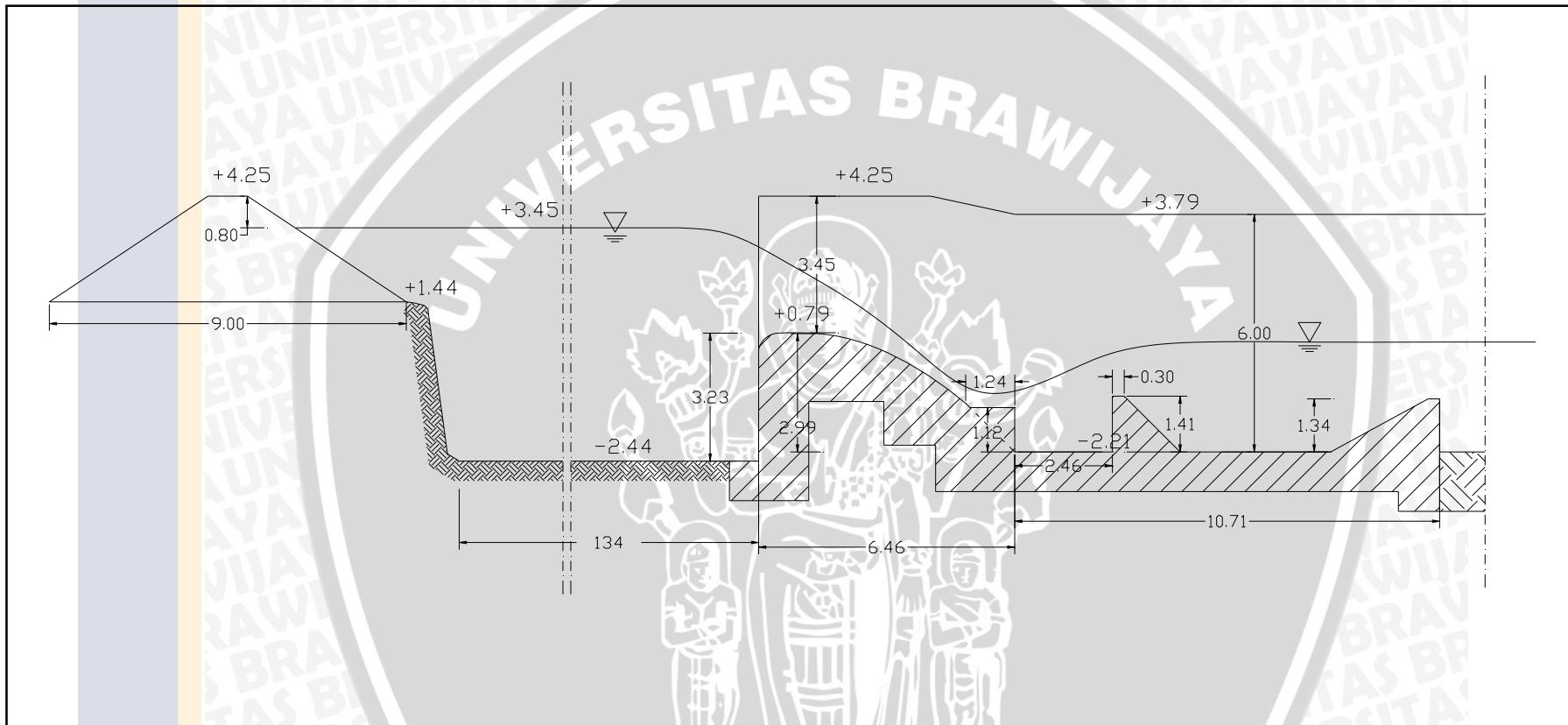
$$\text{Tebal} = 0,2 n_3 = 0,28 \text{ m}$$

- Panjang Kolam = 2,7 $y_2 = 10,71 \text{ m}$

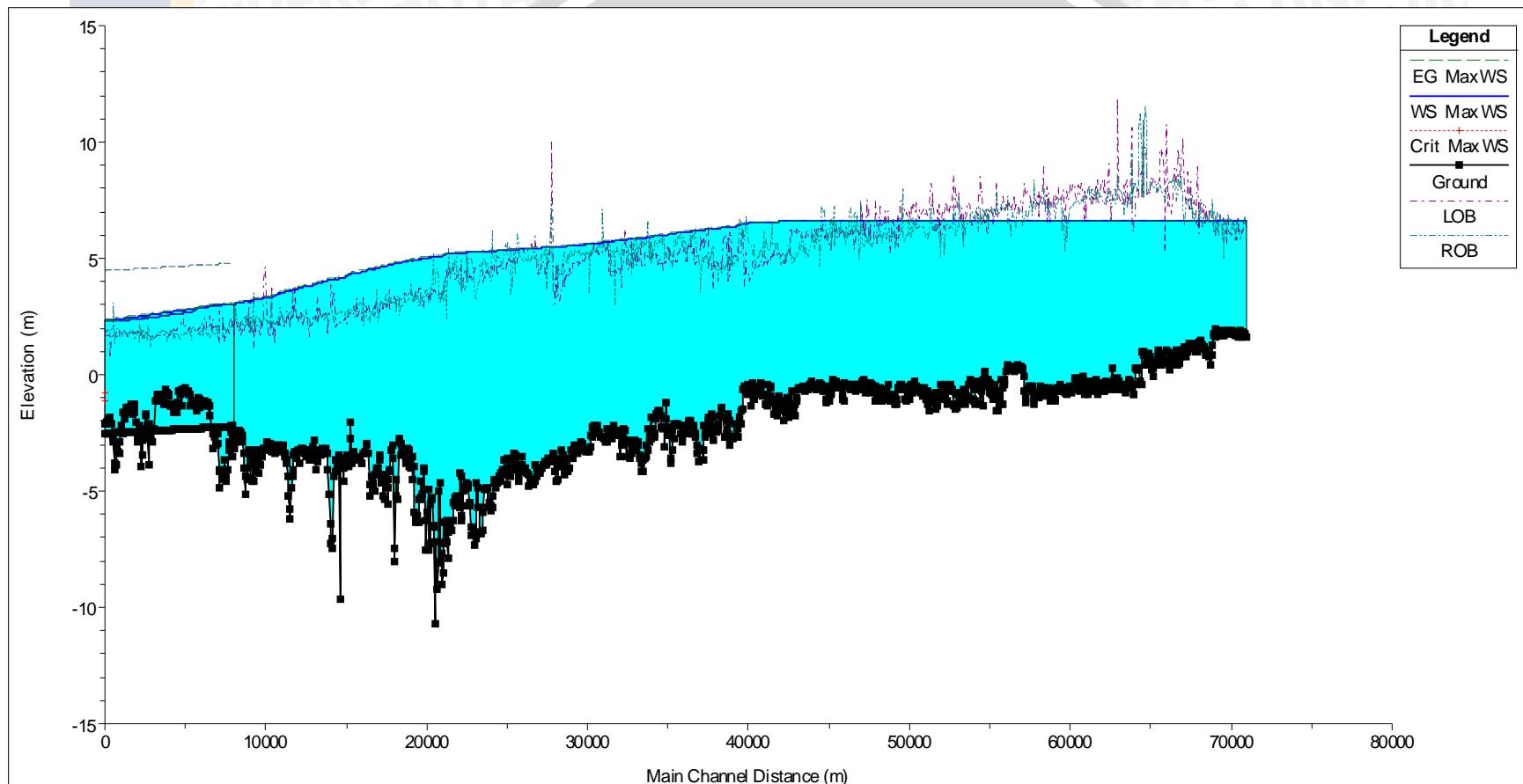
- Jarak Blok Halang dan Blok Muka = 0,62 $y_2 = 2,46 \text{ m}$

$$\text{Tinggi Ambang} = n = \frac{y_u(18 + Fr_u)}{18} = 1,34 \text{ m}$$





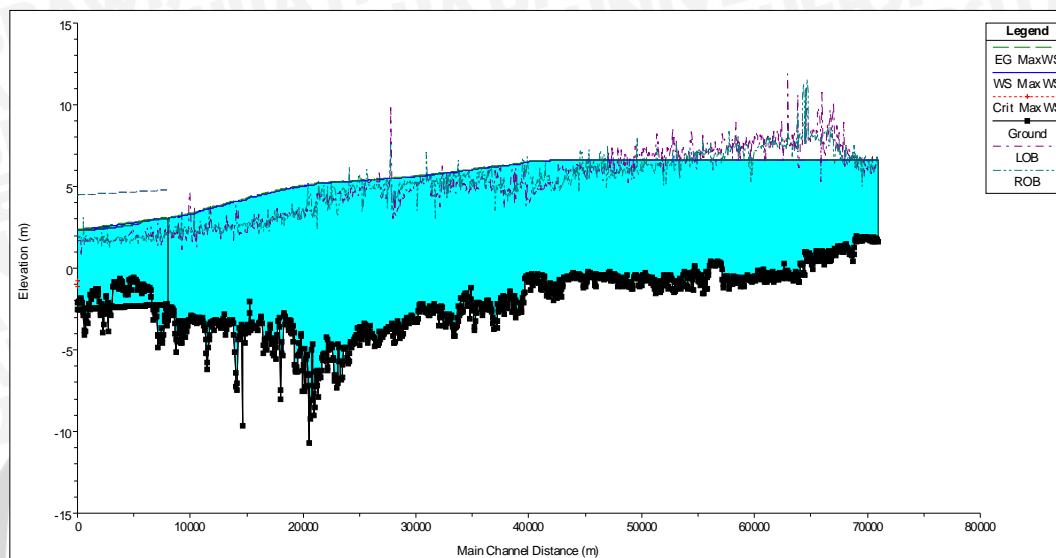
Gambar 4. 22 Penampang Melintang Floodway (Patok 149)



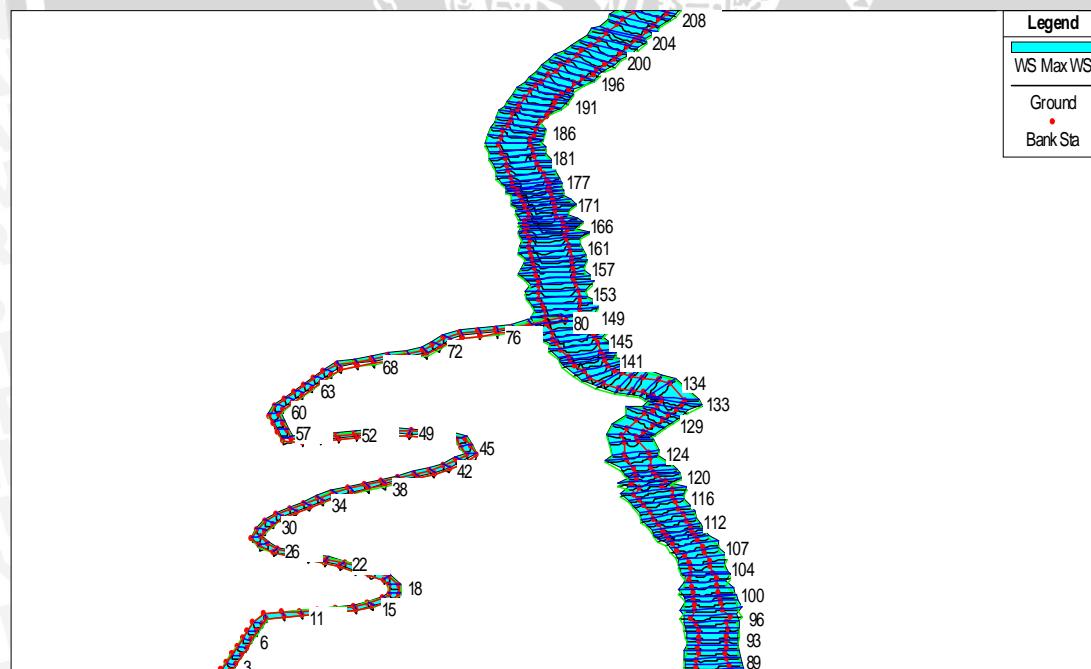
Gambar 4. 23 Potongan Memanjang Sungai Setelah Direncanakan Floodway
Sumber : Analisis HEC-RAS

Kondisi Sungai Setelah Direncanakan Floodway

Setelah direncanakan dimensi *floodway* beserta bangunan-bangunan lainnya dilakukan simulasi ulang untuk mengetahui keadaan Sungai Cenranae setelah dibangun *floodway*.



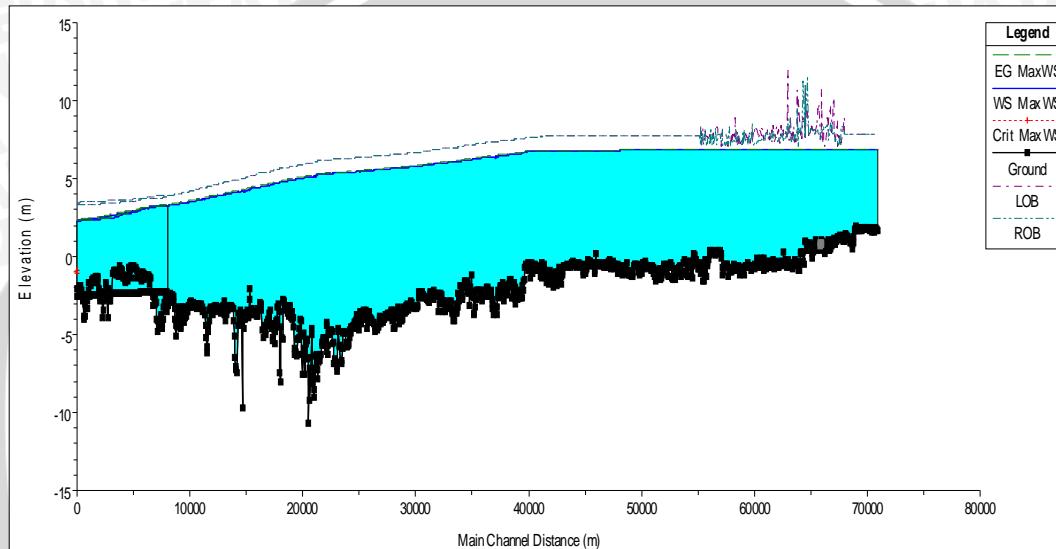
Gambar 4. 24 Kondisi Sungai Cenranae dengan *floodway* tampak memanjang
Sumber: Hasil Perhitungan



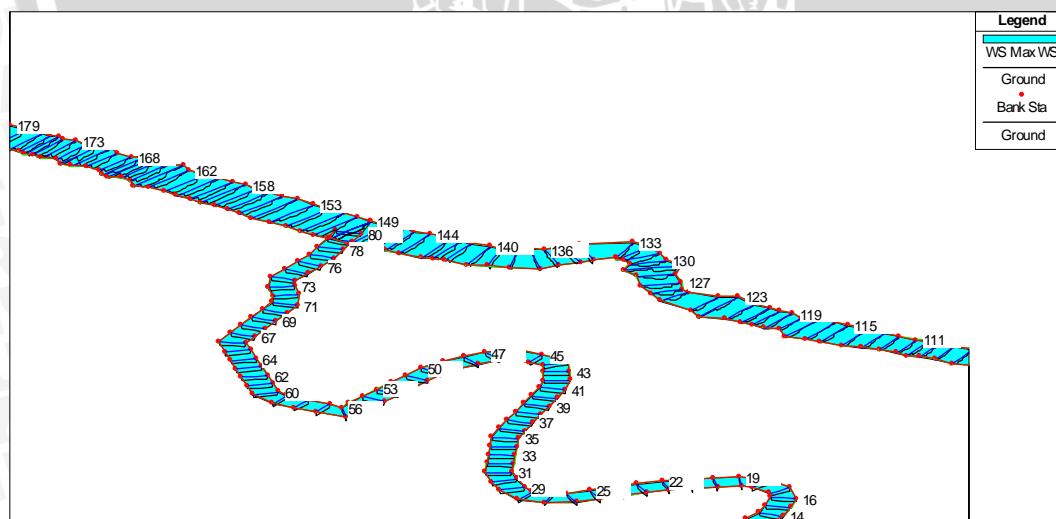
Gambar 4. 25 Kondisi Sungai Cenranae dengan *floodway*
Sumber: Hasil Perhitungan

Setelah direncanakan *floodway* ternyata masih terjadi banjir di sebagian besar patok sungai, sehingga diperlukan *treatment* tambahan. Yang dilakukan adalah dengan merencanakan tanggul di lokasi patok-patok yang terjadi banjir.

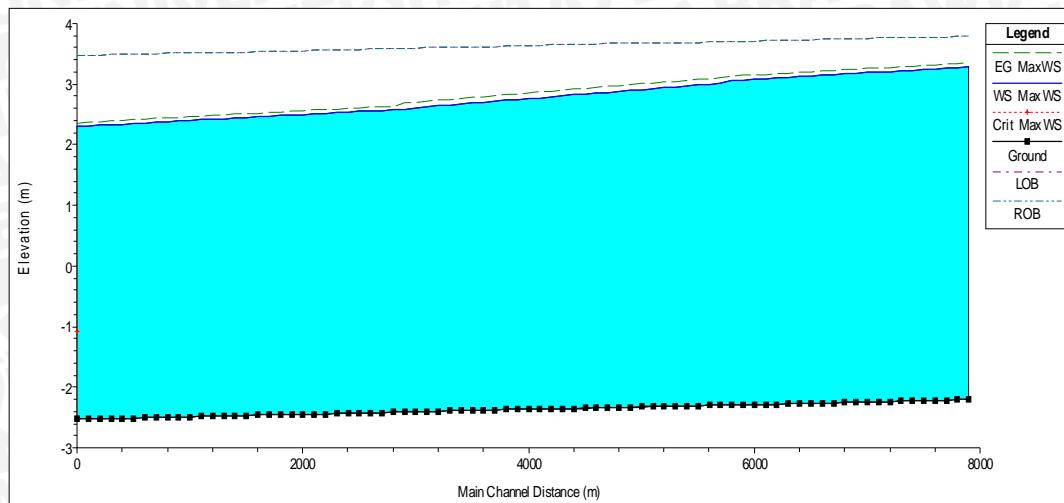
Hampir di seluruh badan sungai direncanakan tanggul, kecuali beberapa bagian mulai dari patok 1294-1055. Dalam merencanakan tanggul diambil tinggi jagaan sebesar 1m, karena debit rencana yang besar ($>500 \text{ m}^3/\text{det}$). Tinggi tanggul bervariasi disesuaikan dengan elevasi muka air pada tiap patok.



Gambar 4. 26 Kondisi Sungai Cenranae setelah direncanakan tanggul
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4. 27 Gambar Sungai Cenranae dan *floodway*
Sumber: Hasil Perhitungan



Gambar 4. 28 Potongan memanjang *floodway*

Sumber: Hasil Perhitungan

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan pada hasil perhitungan perencanaan *floodway* pada bab sebelumnya, dapat ditarik beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Data hujan yang digunakan untuk menghitung curah hujan rancangan pada studi ini diambil dari 4 stasiun hujan, yaitu Stasiun Ugi Sabangparu, Stasiun Unyi Duaboccoe, Stasiun Canru Sompe dan Stasiun Cellu selama 10 tahun mulai dari tahun 2001-2010. Metode yang digunakan untuk mendapatkan debit banjir rancangan adalah Hidrograf Satuan Sintetis (HSS) Nakayasu. Dengan kala ulang 1,01, 2, 5, 10, 20, 25, 50, dan 100 tahun. Hasil selengkapnya sebagai berikut:

Tr	1,01	2	5	10	20	25	50	100
Hujan Rancangan (mm/hari)	38,832	82,178	97,636	104,928	105,789	106,223	115,915	119,180
Q (m ³ /det)	665,290	1384,081	1640,411	1761,327	1775,618	1782,807	1943,521	1997,674

Sumber : Hasil Perhitungan

2. Selain dari sungai utama yaitu Sungai Cenranae juga terdapat anak-anak sungai yang alirannya masuk ke Sungai Cenranae, sungai tersebut antara lain:
 - Sub DAS Opo dengan panjang: 76 km; luas DAS: 304,6 km²
 - Sub DAS Unyi dengan panjang: 66,8 km; luas DAS: 298,6 km²
 - Sub DAS Watu dengan panjang: 30,7 km; luas DAS: 110,8 km²
 - Sub DAS Cellu dengan panjang: 71 km ; luas DAS: 342,9 km²
 - Sub DAS Parangeng dengan panjang: 28,3 km; luas DAS: 126,5 km²

Setiap Sub DAS dihitung debit banjir rancangannya menggunakan HSS Nakayasu untuk kemudian masing-masing Q₂₅ tiap Sub DAS dimasukkan ke dalam simulasi melalui HEC-RAS

3. Kondisi dari morfologi Sungai Cenranae cenderung berkelok-kelok dan landai dengan rata-rata *slope* 0,00005 , Sungai Cenranae memanjang dari hulu ke hilir dengan jarak 69 km dan lebar sungai yang bervariasi antara 50-100 m. Sungai Cenranae juga terdapat pada dataran yang cenderung rendah dikarenakan lokasinya yang tidak jauh dari laut.

Sedangkan kondisi aliran pada sungai ini setelah dianalisis menggunakan HEC-RAS adalah subkritis.

4. Salah satu upaya yang dapat diupayakan untuk mengatasi banjir pada kawasan hilir Sungai Cenranae adalah dengan pembangunan *floodway*. Untuk perencanaan *floodway* direncanakan pada Patok 149 dengan pertimbangan lokasi tersebut jauh dari pemukiman penduduk dan profil sungainya cenderung lurus, untuk debit rencana digunakan Q_{25} sebesar 1588,75 m³/det dan $Q_{pelimpah}$ yang merupakan debit setelah $Q_{25} - Q_{kapasitassungai}$ adalah 1295,83 m³/det.
5. Untuk menanggulangi banjir yang masih terjadi setelah dibangun *floodway*, direncanakan pembangunan tanggul di sepanjang Sungai Cenranae. Dengan tinggi tanggul yang bervariasi disesuaikan dengan tinggi muka air banjir yang terjadi pada tiap patok.
6. Pada studi ini direncanakan bangunan antara lain:
 - a. *Floodway* dengan penampang tunggal berbentuk trapezium dengan dimensi lebar saluran 100m, tinggi 6 m dan panjang 8 km.
 - b. Mercu Pelimpah OGEE Tipe 1 dengan tinggi dari dasar sungai 3,3 m dan lebar 45m.
 - c. Kolam Olak tipe USBR IV dengan panjang 20 m.
 - d. Tanggul sepanjang Sungai Cenranae dengan elevasi +7.83 hingga +3.3.

5.2 Saran

Untuk lebih sempurnanya studi ini, beberapa saran yang dapat diajukan antaralain:

1. Data yang digunakan sebaiknya lengkap dan terbaru sehingga dapat menghasilkan analisis yang mendekati dengan keadaan dan kondisi di lapangan.
2. Pemahaman yang lebih mendalam mengenai *software* HEC-RAS untuk menghasilkan analisis dan perencanaan yang tepat.
3. Referensi berupa buku-buku maupun jurnal mengenai perencanaan *floodway* perlu dikembangkan agar metode-metode serta standar perencanaan yang digunakan selalu diperbaharui dan mengikuti perkembangan teknologi terkini.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 2008. *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 4.0*. California : U.S. Army Corps of Engineers.
- Anonim. 2010. *Hydraulic Reference Manual HEC-RAS 4.1.0*. California : U.S. Army Corps of Engineers.
- Anonim. 2011. *Laporan Pendahuluan SID Sungai Cenranae*. Makasar : PT. Aria Jasa.
- Chow, Ven Te. 1997. *Hidrolik Saluran Terbuka*. Jakarta : Erlangga.
- Harto Br, Sri. 1993. *Analisis Hidrologi*. Jakarta: Penerbit Gramedia.
- Soemarto, CD. 1987. *Hidrologi Teknik*. Surabaya: Usaha Nasional.
- Soewarno. 1995. *Hidrologi – Aplikasi Metode Statistik untuk Analisa Data Jilid I*. Bandung: Nova.
- Sosrodarsono, S. dan K. Takeda. 1980. *HidrologiuntukPengairan*. Jakarta: PT. PradnyaParamita.
- Sosrodarsono, S. dan M. Tominaga. 1985. *Perbaikan dan Pengaturan Sungai*. Jakarta: PT. PradnyaParamita.
- Triatmodjo, Bambang. 2010. *Hidrologi Terapan*. Yogyakarta: Beta Offset.