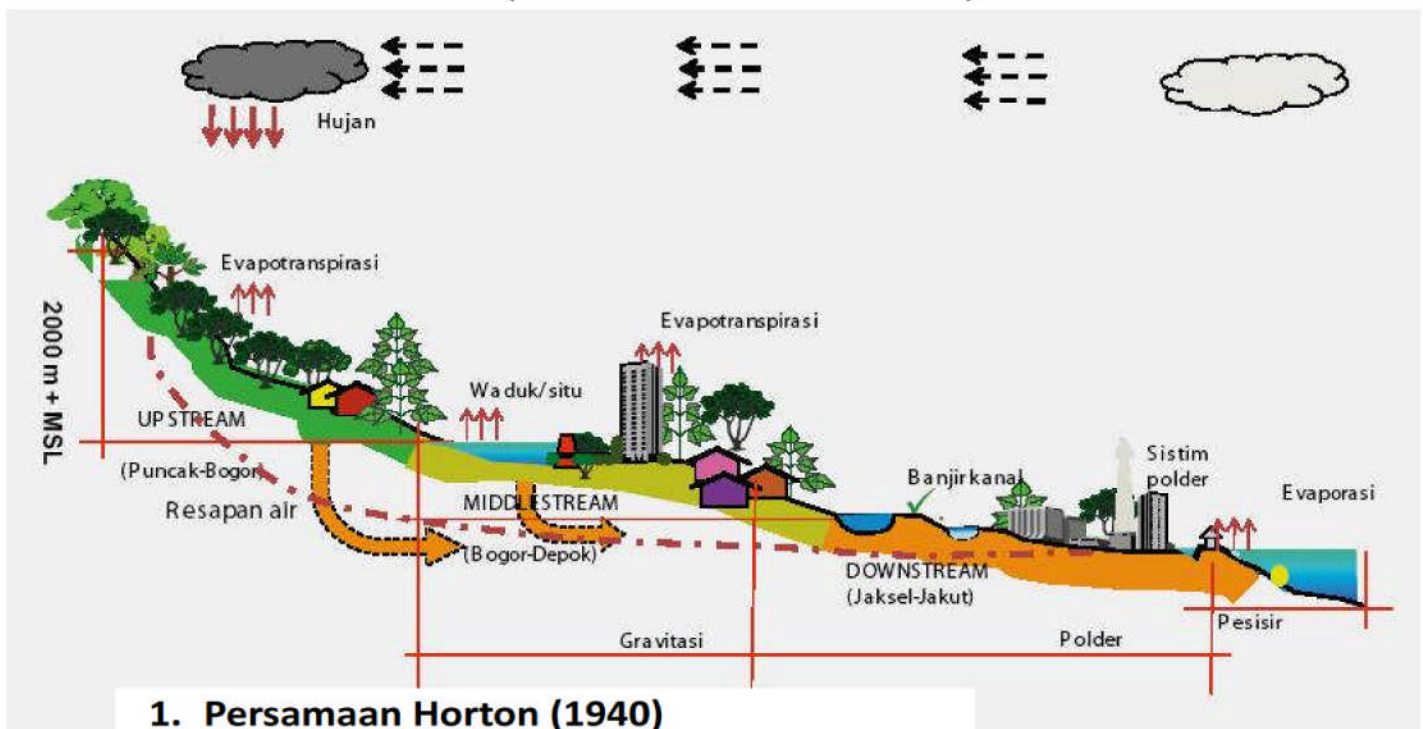
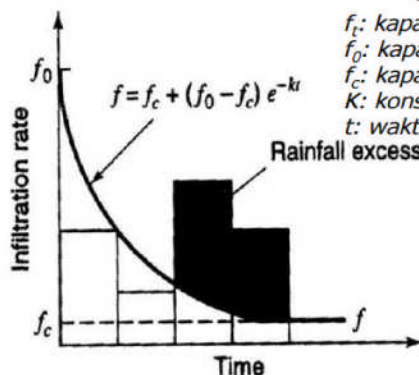




MATERI KULIAH HIDROLOGI (TERAPAN)



1. Persamaan Horton (1940)



f_t : kapasitas infiltrasi pada waktu t (mm/jam)
 f_0 : kapasitas infiltrasi awal (mm/jam)
 f_c : kapasitas infiltrasi akhir (mm/jam)
 K : konstanta empiris (jam⁻¹)
 t : waktu dalam jam

$$f = f_c + (f_0 - f_c) e^{-Kt}$$

IR. DARMADI, MM,MT

DAFTAR ISI

BAB 1 PENDAHULUAN	1
BAB 2 SIKLUS HIDROLOGI	3
BAB 3 HIDROLOGI UNTUK TEKNIK SIPIL	6
BAB 4. HUJAN RERATA.....	10
BAB 5. HUJAN RANCANGAN DAN PERIODE ULANG	22
BAB 6. INTESITAS HUJAN	36
BAB 7. HIDROGRAF BANJIR	40
BAB 8. TEORI KLASIK HIDROGRAF SATUAN.....	48
BAB 9. CONTOH HITUNGAN HIDROGRAF SATUAN	52
BAB 10. HIDROGRAF BANJIR RENCANA	56
BAB 11. CONTOH HITUNGAN HIDROGRAF BANJIR	60
BAB 12. HIDROGRAF SATUAN SINTETIK	63
DAFTAR PUSTAKA	73

BAB 1 PENDAHULUAN

Kehidupan di bumi tidak lepas dari keberadaan air. Air terdapat di permukaan bumi, di dalam tanah, dan di udara. Wujud air tidak hanya cair tetapi dapat berwujud juga sebagai benda padat (es) dan uap air. Air menjadi kebutuhan pokok bagi makhluk hidup. Dengan adanya air semua makhluk hidup dapat mempertahankan hidupnya.. Tetapi, tidak seluruh air di bumi ini dapat dimanfaatkan manusia. Sebanyak 97% air di bumi adalah air laut dan samudra yang rasanya asin. Sedang air tawar sisanya 3% berwujud gletser dan salju. Kurang dari 1% air tawar yang benar-benar dapat dimanfaatkan untuk kebutuhan hidup manusia, yang terdapat di sungai, danau, dan air dalam tanah..

LOKASI	VOLUME (KM3)	PERSENTASE (%)
Samudra	1.323.000.000	97,2
Laut	104.000	0,008
Es, Glasir	30.500.000	2,15
Air Tanah	8.350.000	0,61
Air Permukaan	67.000	0,05
Danau Air Tawar	125.000	0,009
Sungai	1.670	0,0001
Atmosfir	12.900	0,001
Lain-lain	375.000	0,028
Jumlah	1.362.535.570	± 100,000

Sedangkan ketersediaan air di Indonesia juga sangat kecil dibandingkan kebutuhan manusia Indonesia yang jumlahnya kurang lebih 250 juta jiwa seperti dapat dilihat padatable berikut ini

PERKIRAAN KETERSEDIAAN AIR DI INDONESIA					
Pulau	Luas Daratan (ha)	Curah Hujan/Tahun (mm)	Kehilangan Setahun (mm)	Run-Off	
				Rata-rata Setahun (mm)	Jumlah (milyar m3)
Jawa-Madura	13.218.700	2.700	1.200	1.500	198
Sumatera	17.360.600	2.850	1.400	1.450	687
Kalimantan	53.946.000	2.860	1.500	1.360	734
Sulawesi	18.921.600	2.229	1.300	929	176
Bali	556.400	2.120	1.000	1.120	6
Nusa Tenggara	0.292.700	1.420	1.000	420	35
Maluku	7.450.500	2.320	1.300	1.020	76
Irian Jaya	42.198.100	2.610	1.500	1.110	468
Indonesia	161.944.600	2.640	1.400	1.240	2.380

Air di bumi selalu bergerak dari satu tempat ke tempat lain dan dari bentuk satu ke bentuk lain. Peredaran air di bumi disebut Siklus Hidrologi yang berlangsung terus-menerus. Kadang kala air tersedia banyak di suatu tempat, namun, suatu waktu di tempat lain ada yang kekurangan air. Kedua keadaan ini tentu tidak nyaman bagi kehidupan manusia. Banjir mengganggu kegiatan manusia dan menyebabkan kerugian harta benda dan korban nyawa. Sedang kekeringan menyebabkan lahan gersang, kekurangan pangan, dan juga kematian.

Hidrologi merupakan ilmu pengetahuan yang mempelajari masalah ketersediaan, keberadaan serta pergerakan air di alam ini baik di udara, darat, laut maupun air dalam tanah. Air tersebut meliputi berbagai bentuk air yang menyangkut perubahan-perubahan antara keadaan cair, padat dan gas dalam atmosfer; di atas ataupun di bawah permukaan tanah. Selain itu juga termasuk air laut yang merupakan sumber serta penyimpanan air yang terpenting bagi kehidupan di bumi ini.

Hidrologi merupakan suatu ilmu yang tidak dapat berdiri sendiri, tetapi harus didukung oleh ilmu-ilmu lain, yaitu matematika, ilmu alam, statistik, meteorologi, oceanografi, geografi, geomorfologi, hidrolika dan lain-lain

Hidrologi bukan merupakan ilmu yang sepenuhnya eksak, tetapi merupakan ilmu yang didasari dengan penelitian dan perhitungan, sehingga rumusnya kebanyakan bersifat EMPIRIS.. Pekerjaan eksperimen dalam hidrologi sangat dibatasi oleh besar kecilnya peristiwa alam, serta oleh penelitian dan pengamatan para Ahli Hidrologi.

BAB 2 SIKLUS HIDROLOGI

Siklus hidrologi merupakan gerakan air laut menguap ke atas, kemudian jatuh ke permukaan tanah sebagai hujan atau bentuk presipitasi (*precipitation*) lainnya, dimana akhirnya mengalir ke laut yang prosesnya berulang terus sepanjang waktu sehingga dikatakan sebagai SIKLUS.

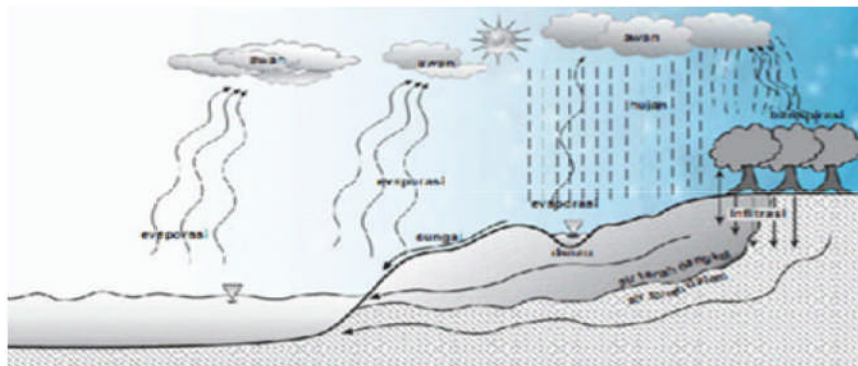
Berdasarkan lama peredaran air, siklus hidrologi dapat dibedakan menjadi 3(tiga) macam siklus , yaitu :

1. Siklus pendek

Siklus pendek merupakan suatu proses peredaran air dengan jangka waktu relatif cepat. Proses ini biasanya terjadi di laut. Siklus pendek terjadi saat air laut mengalir evaporasi (penguapan), karena adanya panas dari sinar matahari. Uap air dari evaporasi naik ke atas sampai pada ketinggian tertentu dan mengalami kondensasi sehingga bentuk terbentuk awan. Awan semakin lama semakin besar, maka turunlah sebagai hujan di atas laut. Air yang turun ini kembali menjadi air laut yang akan mengalami evaporasi lagi.

2. Siklus Sedang

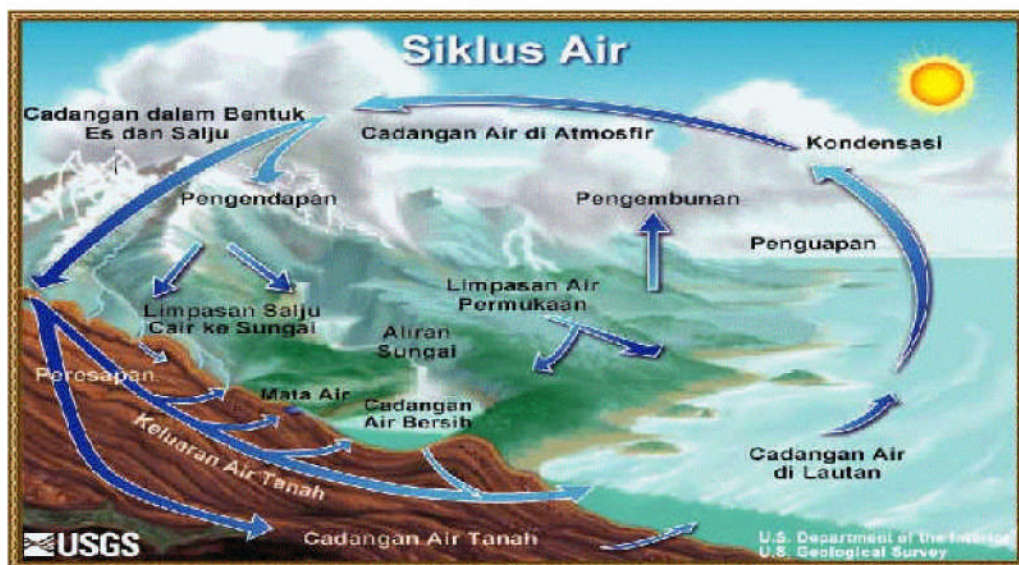
Air laut mengalami evaporasi menuju atmosfer, dalam bentuk uap air karena panas sinar matahari. Angin yang bertiup membawa uap air laut ke arah daratan. Pada ketinggian tertentu, uap air yang berasal dari evaporasi air laut, sungai, dan danau terkumpul makin banyak di udara. Suatu saat uap air menjadi jenuh dan mengalami kondensasi, kemudian menjadi hujan. Air hujan yang jatuh di daratan selanjutnya mengalir ke parit, selokan, sungai, danau, dan menuju ke laut lagi.



Gambar 2.1. : Siklus Hidrologi sedang

3. Siklus Panjang

Panas sinar matahari menyebabkan evaporasi air laut. Angin membawa uap air laut ke arah daratan dan bergabung bersama dengan uap air yang berasal dari danau, sungai, dan tubuh perairan lainnya, serta hasil transpirasi dari tumbuhan. Uap air ini berubah menjadi awan dan turun sebagai presipitasi (hujan). Air hujan yang jatuh, sebagian meresap ke dalam tanah (infiltrasi) menjadi air tanah. Adakalanya presipitasi tidak berbentuk hujan, tetapi berbentuk salju atau es. Sebagian air hujan diserap oleh tumbuhan serta sebagian lagi mengalir di permukaan tanah menuju parit, selokan, sungai, danau, dan selanjutnya ke laut. Aliran air tanah ini disebut perkolasi dan berakhir menuju ke laut. Air tanah juga dapat muncul ke permukaan menjadi mata air. Siklus panjang merupakan siklus yang berlangsung paling lama dan prosesnya paling lengkap.



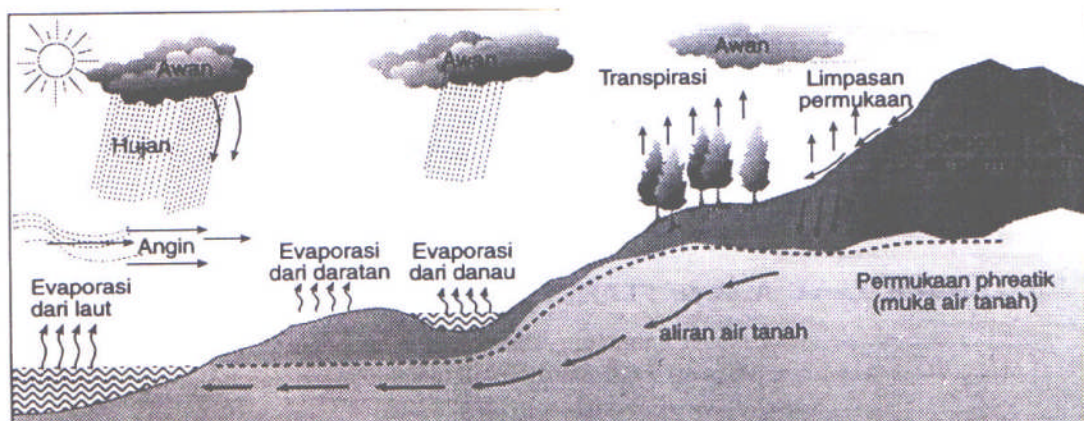
Gambar 2.2. : Siklus Hidrologi Panjang

Sebenarnya sistem siklus hidrologi tersebut tidak sesederhana itu, tetapi lebih kompleks lagi dan susah untuk diamati langsung. Yang perlu dicatat atas siklus hidrologi adalah sebagai berikut :

- Siklus tersebut dapat merupakan siklus pendek, yaitu ; hujan yang jatuh di laut, danau atau sungai; yang segera dapat mengalir kembali ke laut.
- Tidak adanya keseragaman waktu yang diperlukan oleh suatu siklus. Pada musim kemarau sepertinya siklus hidrologi terhenti, sedang pada musim hujan berjalan kembali.

- Intensitas dan frekuensi siklus hidrologi tergantung pada keadaan geografi serta iklim, yang mana hal tersebut merupakan akibat adanya gerakan matahari yang berubah-ubah letaknya, terhadap meridian bumi sepanjang tahun.
- Berbagai bagian siklus hidrologi dapat menjadi sangat kompleks, sehingga hanya dapat diamati bagian akhirnya saja atas hujan yang jatuh di atas bumi yang kemudian mengalir kembali ke laut.

Meskipun konsep siklus hidrologi telah disederhanakan, namun dapat membantu dalam memberikan gambaran mengenai proses-proses penting dalam siklus hidrologi.



Gambar 2.3. : Siklus Hidrologi

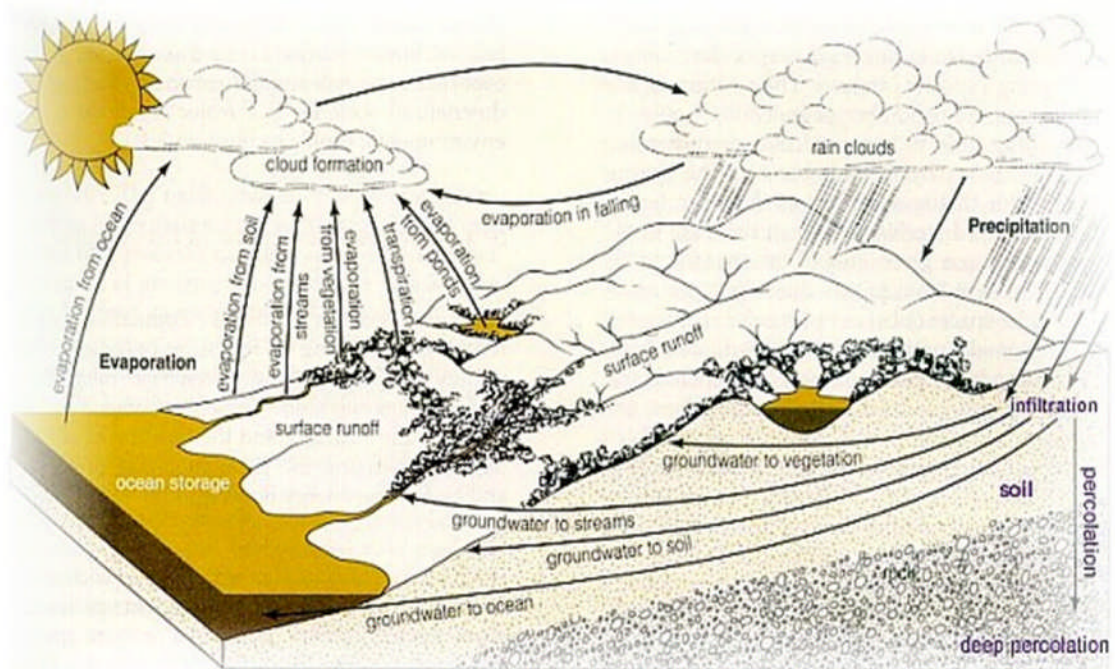
Dari Gambar 2.3., dapat dijelaskan bahwa air laut menguap karena adanya panas dari sinar matahari (*radiation*), yang dapat membentuk awan (karena air menjadi uap), karena tertiuap angin, maka bergerak di atas daratan. Sampai pada dataran tinggi yang dingin, uap air tersebut akan menjadi air, yang berwujud sebagai hujan atau salju dimana jatuh ke permukaan tanah (*precipitation*).

Dengan turunnya hujan dan salju, maka akan terjadi limpasan permukaan (*surface run off*) yang mengalir di atas permukaan tanah, kemudian masuk ke dalam sungai atau langsung ke laut. Beberapa diantaranya (selain mengalir di atas tanah), juga masuk ke dalam tanah (*infiltration*) yang terus bergerak ke bawah lagi sebagai aliran dalam tanah (*percolation*), sampai ke daerah jenuh air (*saturated zone*) yang terletak di bawah permukaan air tanah (*phreatic*). Air dalam tanah di daerah jenuh air ini, perlahan-lahan melewati akuifer (*aquifer*) masuk ke sungai atau langsung ke laut.

BAB 3 HIDROLOGI UNTUK TEKNIK SIPIL

Ada 6 (enam) macam proses dalam siklus hidrologi yang penting dipelajari dari sudut pandang Teknik Sipil untuk kegiatan merencanakan bangunan air, yaitu :

- presipitasi (hujan, *precipitation*),
- evaporasi (penguapan, *evaporation*),
- transpirasi (penguapan daun tumbuhan, *evaporation*),
- infiltrasi (*infiltration*),
- perkolasi (*percolation*)
- limpasan permukaan (*surface run off*), dan limpasan air tanah (*sub surface run off*).



Gambar 3.1. Proses hidrologi yang penting

Hujan (**presipitation**) adalah besarnya atau tingginya hujan yang terjadi pada suatu wilayah yang ada hubungannya dengan banjir. Penguapan (**evaporation**) adalah penguapan dari air laut atau danau atau penguapan air yang ada di permukaan tanah. Penguapan (**transpiration**) adalah penguapan yang berasal dari permukaan daun tumbuhan. Peresapan air (**infiltration**) adalah masuknya air hujan kedalam lapisan tanah tetapi tidak mencapai ke dalam muka air tanah. Peresapan air (**percolation**) adalah masuknya air hujan kedalam lapisan tanah (infiltrasi) yang

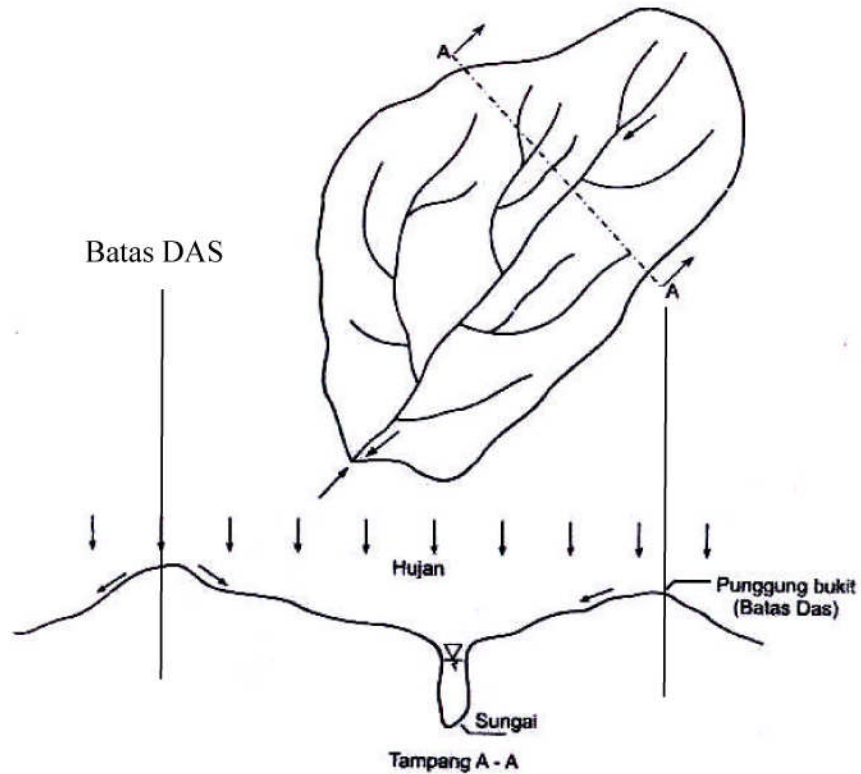
berlanjut masuk mencapai ke dalam muka air tanah. Aliran permukaan (*surface run off*), adalah besarnya air yang mengalir di permukaan tanah , yang nilainya tergantung dari jenis permukaan tanahnya.. Serta aliran bawah permukaan (*sub surface run off*), adalah aliran air yang berasal dari infiltrasi yang mengalir menuju aliran dasar sungai (*base flow*).

Seorang ahli hidrologi harus dapat menginterpretasikan data yang tersedia yang diperuntukan bagi studinya, serta dapat meramalkan suatu besaran ekstrim (debit banjir serta debit minimum). Selain itu harus dapat memilih frekuensi banjir yang mana paling mungkin terjadi, agar dapat dipakai dalam menetapkan debit banjir rencana (*design flood*), dalam merencanakan bangunan air.

Debit banjir yang terjadi pada sungai tergantung besarnya hujan (mm) dan luas Daerah aliran sungai yang menjadi wilayah kekuasaan sungai tersebut. Daerah aliran sungai (DAS) menurut definisi adalah suatu daerah yang dibatasi (dikelilingi) oleh garis ketinggian dimana setiap air yang jatuh di permukaan tanah akan dialirkan melalui satu outlet. Komponen yang ada di dalam sistem DAS secara umum dapat dibedakan dalam 3 kelompok, yaitu komponen masukan yaitu curah hujan, komponen output yaitu debit aliran dan polusi / sedimen, dan komponen proses yaitu manusia, vegetasi, tanah, iklim, dan topografi. Setiap komponen dalam suatu DAS harus dikelola sehingga dapat mencapai tujuan yang kita inginkan. Tujuan dari pengelolaan DAS adalah melakukan pengelolaan sumberdaya alam secara rasional supaya dapat dimanfaatkan secara maksimum lestari dan berkelanjutan sehingga dapat diperoleh kondisi tata air yang baik. Sedangkan pembangunan berkelanjutan adalah pemanfaatan dan pengelolaan sumberdaya alam bagi kepentingan umat manusia pada saat sekarang ini dengan masih menjamin kelangsungan pemanfaatan sumberdaya alam untuk generasi yang akan datang.

DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis-garis kontur. Untuk maksud tersebut dapat digunakan peta topografi skala 1:50000. Garis-garis kontur dipelajari untuk menentukan arah dari limpasan permukaan. Limpasan berasal dari titik-titik tertinggi dan bergerak menuju titik-titik yang lebih rendah dalam arah tegak lurus dengan garis kontur. Daerah yang dibatasi oleh garis yang menghubungkan titik-titik tertinggi tersebut adalah DAS. Gambar 2.4 menunjukkan contoh bentuk DAS. Dalam gambar tersebut ditunjukkan pula penampang pada keliling DAS. Garis yang mengelilingi DAS tersebut merupakan titik-titik tertinggi. Air hujan yang jatuh di dalam DAS akan mengalir menuju sungai utama

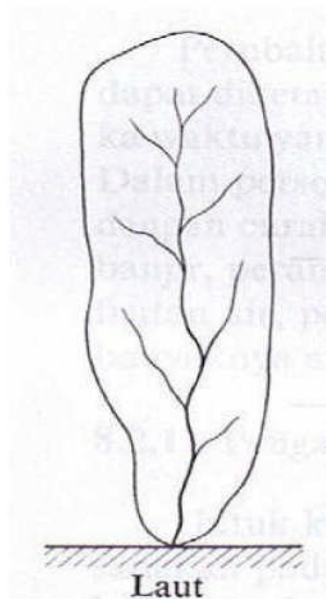
yang ditinjau, sedang yang jatuh di luar DAS akan mengalir ke sungai lain di sebelahnya.



Gambar 3.2. Daerah Aliran Sungai

- Daerah pengaliran berbentuk bulu burung

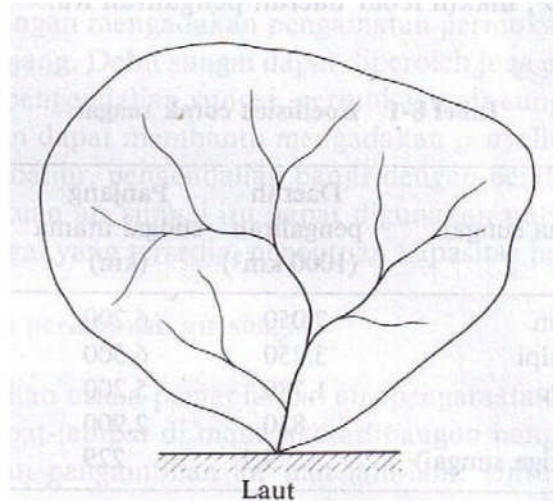
Daerah pengaliran yang berbentuk seperti bulu burung mempunyai debit banjir yang kecil, oleh karena waktu tiba banjir dari anak-anak sungai itu berbeda-beda dan juga akan terjadi banjirnya berlangsung agak lama.



Gambar 3.2 Daerah Pengaliran Berbentuk Bulu Burung

- Daerah pengaliran radial

Daerah pengaliran yang berbentuk kipas atau lingkaran dimana anak-anak sungainya mengkonsentrasi ke suatu titik secara radial disebut daerah pengaliran radial. Daerah pengaliran dengan corak demikian mempunyai banjir yang besar di dekat titik pertemuan anak-anak sungai.

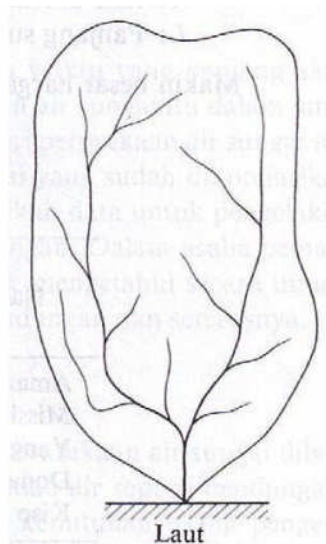


(Sumber : Suyono Sosrodarsono, Hidrologi untuk pengairan, 2003)

Gambar 3.3. Daerah Pengaliran Radial

- Daerah pengaliran paralel

Bentuk ini mempunyai corak dimana dua jalur daerah pengaliran yang berada di bagian pengaliran yang sama, bersatu di bagian hilir. Banjir itu terjadi di sebelah hilir titik pertemuan sungai-sungai.



Gambar 3.4 Daerah Pengaliran Paralel

BAB 4. HUJAN RERATA

Hujan adalah butir-butir air yang jatuh ke bumi dari atmosfer. Hujan turun dari awan, tetapi adanya awan belum tentu menyebabkan turunnya hujan. Hujan baru turun bila butir-butir air di awan bersatu menjadi besar dan mempunyai daya berat yang cukup dan suhu di bawah awan harus lebih rendah dari suhu awan itu sendiri, maka butir-butir air yang telah besar dan berat jatuh sebagai hujan.

Data hujan perlu dikumpulkan untuk diketahui tinggi hujan (curah hujan, rainfall depth), waktu hujan (rainfall duration), dan kelembatan hujan (rainfall intensity) .. Curah hujan dapat disajikan dalam curah hujan harian, mingguan, dekade, bulanan, musiman maupun tahunan didapatkan dengan menjumlahkan curah hujan harian hasil pengukuran sesuai dengan periode waktu yang diperlukan.

Hujan harian adalah Curah hujan yang diukur berdasarkan jangka waktu satu hari (24 jam). Hujan kumulatif merupakan jumlah kumpulan hujan dalam suatu periode tertentu seperti mingguan, 10 harian, dan bulanan, serta tahunan. Hari hujan merupakan kejadian hujan dengan curah hujan lebih besar atau sama dengan 0,5 mm.

Hujan jangka pendek-intensitas hujan adalah Hujan yang diukur kontinyu selama waktu pendek seperti setiap satu jam, setengah jam, dua jam, dan sebagainya. Dalam istilah umum lebih tepat juga dengan intensitas hujan. Pengukuran ini dilakukan untuk mengetahui kekuatan kelembatan hujan selama kejadian hujan.

Curah hujan ini disebut curah hujan wilayah/daerah dan dinyatakan dalam mm. Curah hujan daerah ini harus diperkirakan dari beberapa titik pengamatan curah hujan. Studi yang dilakukan untuk menganalisis curah hujan ini dilakukan pada stasiun

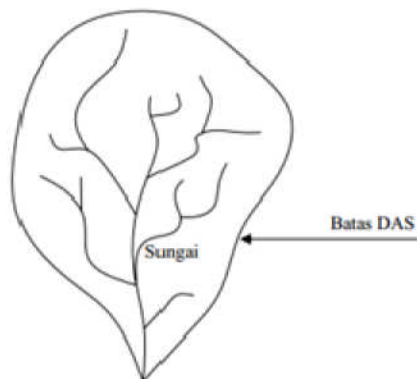
Curah hujan dibatasi sebagai tinggi air (dalam mm) yang diterima di permukaan sebelum mengalami aliran permukaan, evaporasi dan peresapan/perembesan ke dalam tanah. Jumlah hari hujan umumnya di batasi dengan jumlah dengan curah hujan 0,5 mm atau lebih. Jumlah hari hujan dapat dinyatakan per-minggu,dekade,bulan,tahun atau periode tanam (tahap pertumbuhan tanaman). Intensitas hujan adalah curah hujan dibagi dengan selang waktu terjadinya hujan.

Dalam satu Daerah Aliran Sungai (DAS), biasanya mempunyaitinggi hujan yang sama atau merata di seluruh lokasi dalam DAS tersebut. Untuk itu diperlukan pemasangan alat pengukur hujan di berbagai tempat dalam satu DAS. Untuk analisis

diperlukan mengetahui rata-rata curah hujan wilayah yang dihitung dari beberapa stasiun yang berada ada wilayah DAS (harus masih dalam satu wilayah DAS) tersebut.

Menurut Triatmodjo (2008), Daerah Aliran Sungai (DAS) adalah daerah yang dibatasi oleh punggung-punggung gunung atau pegunungan dimana air hujan yang jatuh di daerah tersebut akan mengalir menuju sungai utama pada titik atau stasiun yang ditinjau. DAS ditentukan dengan menggunakan peta topografi yang dilengkapi dengan garis-garis kontur. Garis-garis kontur tersebut untuk menentukan arah limpasan permukaan. Limpasan berasal dari titik-titik tertinggi dan bergerak menuju titik-titik yang lebih rendah dalam arah tegak lurus dengan garis-garis kontur.

Daerah yang dibatasi oleh garis yang menghubungkan titik-titik tertinggi tersebut adalah DAS. Gambar 4.1 menunjukkan contoh bentuk DAS, dimana garis yang mengelilingi DAS tersebut merupakan titik-titik tertinggi. Air hujan yang jatuh di dalam DAS akan mengalir menuju sungai utama yang ditinjau, sedang yang jatuh di luar DAS akan mengalir ke sungai lain di sebelahnya.



Gambar 4.1 Contoh Daerah Aliran Sungai

Data dari beberapa stasiun pengamatan tersebut dapat dihitung reratanya dengan metode rata-rata aritmatika, rata-rata berbobot (poligon thiessen) atau dari rata-rata menurut isohyet (dari luasan sub wilayah). Isohyet adalah garis yang menghubungkan tempat-tempat yang menerima curah hujan yang sama.

Metode Aritmatik

Metode aritmatik merupakan metode yang paling sederhana dalam pengukuran curah hujan. Pengukuran ini dilakukan dengan merata-ratakan hasil pengukuran curah

hujan pada seluruh stasiun hujan yang ada. Stasiun hujan yang digunakan dalam hitungan adalah stasiun hujan yang berada dalam daerah tangkapan hujan, namun stasiun hujan pada daerah yang masih berdekatan dengan daerah tangkapan juga dapat diperhitungkan.

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \quad \text{Atau } P = 1/n (P_1 + P_2 + \dots + P_n)$$

- Dengan, P = curah hujan rata-rata daerah
 P_i = curah hujan stasiun ke-i
 n = jumlah stasiun

Metode Isohyet

Isohyet adalah garis yang menghubungkan titik-titik dengan kedalaman hujan yang sama. Pada metode Isohyet, dianggap bahwa hujan pada suatu daerah di antara dua garis Isohyet adalah merata dan sama dengan nilai rata-rata dari kedua garis Isohyet tersebut. Metode Isohyet merupakan cara paling teliti untuk menghitung kedalaman hujan rata-rata di suatu daerah, pada metode ini stasiun hujan harus banyak dan tersebar merata, metode Isohyet membutuhkan pekerjaan dan perhatian yang lebih banyak dibanding dua metode lainnya (Triatmodjo, 2008).

$$P = \frac{\sum \left[A \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right) \right]}{\sum A}$$

- Dengan, P = curah hujan rata-rata daerah
 P₁/P_{i-1} = curah hujan pada stasiun ke n-1
 P₂/P_i = curah hujan pada stasiun ke-n } antara 2 garis
 A = luas daerah tangkapan hujan

Metode Poligon Thiessen

Metode ini memperhitungkan bobot dari masing-masing stasiun yang mewakili luasan di sekitarnya. Pada suatu luasan di dalam DAS dianggap bahwa hujan adalah sama dengan yang terjadi pada stasiun yang terdekat, sehingga hujan yang tercatat pada suatu stasiun mewakili luasan tersebut.

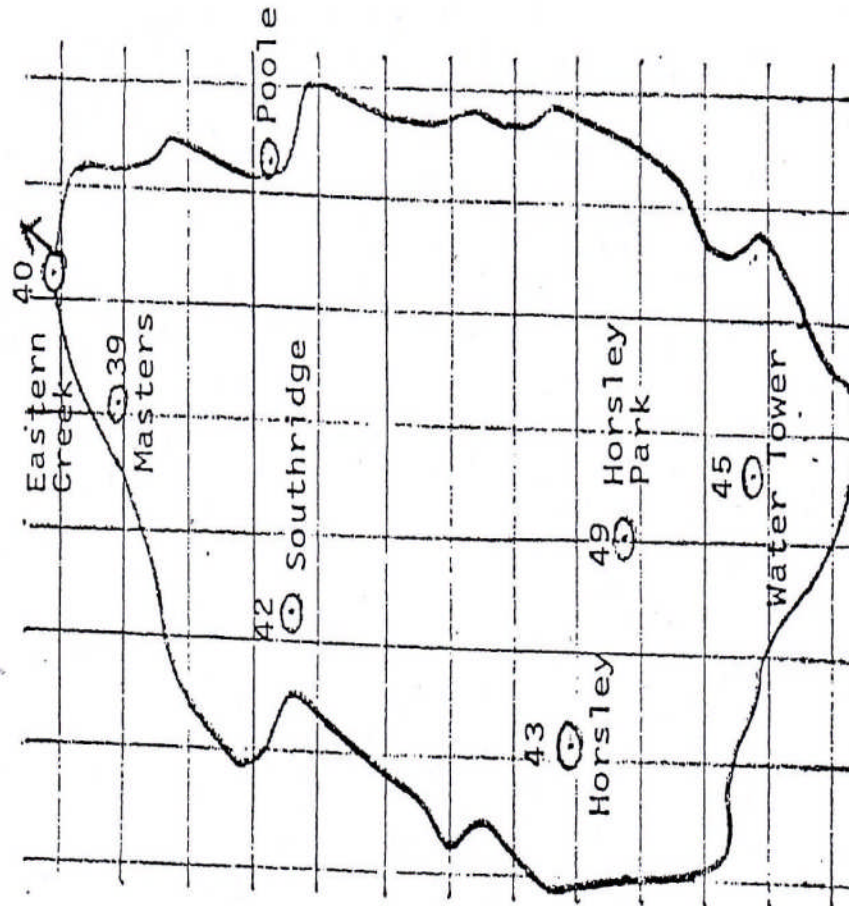
Cara ini diperoleh dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah garis penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup. Dengan menghitung perbandingan luas poligon untuk setiap stasiun yang besarnya = A_i/A dimana A = luas basin atau daerah penampungan dan apabila besaran ini diperbanyak dengan harga curah hujan per tiap poligon maka didapat curah hujan berimbang. Curah hujan rata-rata diperoleh dengan cara menjumlahkan curah hujan berimbang ini untuk semua luas yang terletak di dalam batas daerah penampungan.

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

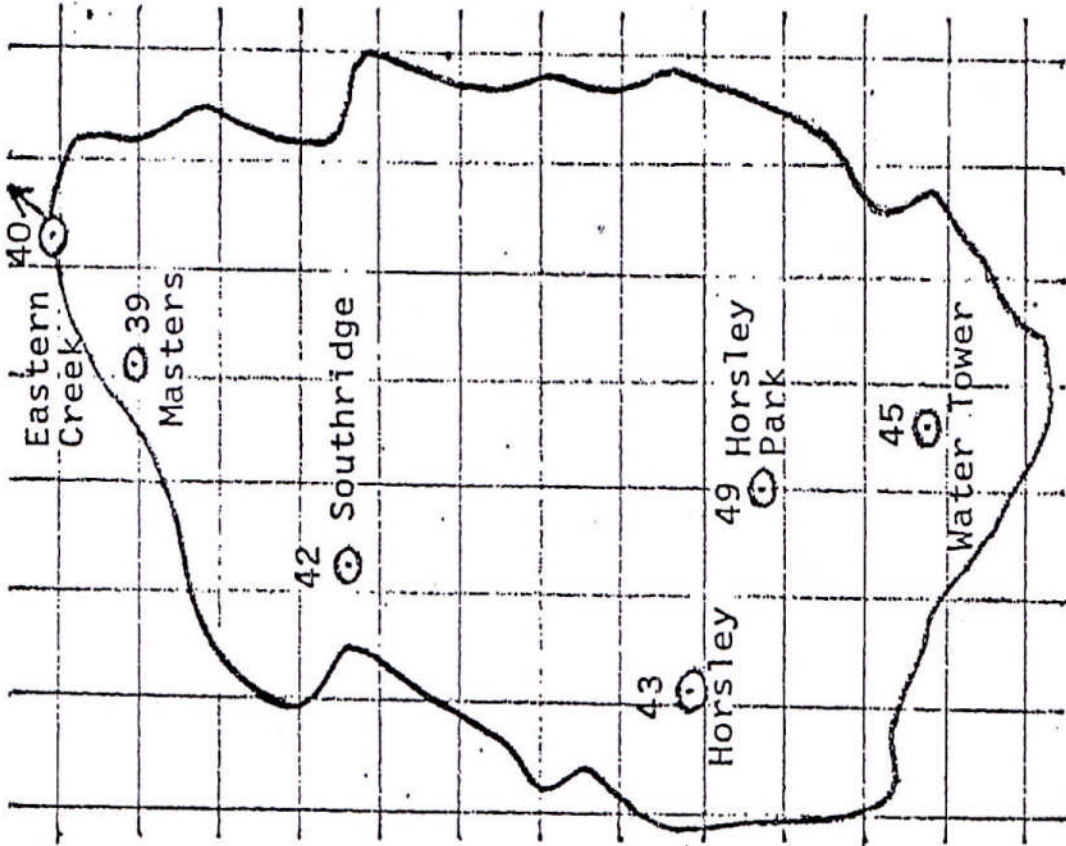
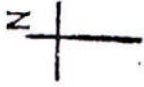
- Dengan, P = curah hujan rata-rata daerah
 P_i = curah hujan pada stasiun ke-i
 A_i = luas poligon stasiun ke-i
 ΣA_i = luas DAS

Berikut contoh penggunaan metode aritmetik, isohyet dan polygon thiessen.

Soal:



Scale—1:63360
10 mm square grid



48 mm/har
Prospect

THIESSEN
POLYGONS

H

Jawaban:

Dengan gambar yang telah diperbesar, maka panjang sisi kotak perseginya tidak lagi 1 cm namun 1,5 cm, sehingga skala yang tadinya **1:63360** menjadi **42240** (gambar isohyet dan poligon Thiessen terlampir)

1. Hasil dengan metode aritmatik

Nama Stasiun	Curah Hujan	P _{rata-rata}
Eastern Creek (P ₁)	40	43
Masters (P ₂)	39	
Southridge (P ₃)	42	
Horsley (P ₄)	43	
Horsley Park (P ₅)	49	
Water Tower (P ₆)	45	

Diuraikan dalam rumus:

$$\begin{aligned}
 P &= \frac{\sum_{i=1}^n P_i}{n} \\
 &= \frac{P_1 + P_2 + P_3 + P_4 + P_5 + P_6}{6} \\
 &= \frac{40 + 39 + 42 + 43 + 49 + 45}{6} \\
 &= \frac{258}{6} \\
 &= \mathbf{43}
 \end{aligned}$$

2. Hasil dengan metode isohyet

i	isohyet	P = (P _{i-1} + P _i)/2	jumlah kotak(a)	Skala (b)	A (a.b)	A.P	P _{rata-rata}
0	39	39.5	3	42240	126720	5005440	44.13978
1	40	41	12	42240	506880	20782080	
2	42	43	17	42240	718080	30877440	
3	44	45	19	42240	802560	36115200	
4	46	47	13	42240	549120	25808640	
5	48	48.5	4	42240	168960	8194560	
6	49						
					2872320	126783360	

Diuraikan dalam rumus:

$$P = \frac{\sum [A \left(\frac{P_1 + P_2}{2} \right)]}{\sum A}$$

$$= \frac{[126720 (39.5) + (506880 (41) + 718080 (43) + 802560 (45) + 549120 (47) + 168960 (48.5)]}{126720 + 506880 + 718080 + 802560 + 549120 + 168960}$$

$$= \frac{[5005440 + 20782080 + 30877440 + 36115200 + 25808640 + 8194560]}{126720 + 506880 + 718080 + 802560 + 549120 + 168960}$$

$$= \frac{126783360}{2872320}$$

$$= 44.13970588$$

$$= 44.14$$

3. Hasil dengan metode Poligon Thiessen

Nama Stasiun	Curah Hujan (P _i)	jumlah kotak (a _i)	Skala (b)	A _i (a _i .b)	P _i A _i	P rata-rata
Eastern Creek (P ₁)	40	3	42240	126720	5068800	43.924
Masters (P ₂)	39	8	42240	337920	13178880	
Southridge (P ₃)	42	18	42240	760320	31933440	
Horsley (P ₄)	43	9	42240	380160	16346880	
Horsley Park (P ₅)	49	16	42240	675840	33116160	
Water Tower (P ₆)	45	12	42240	506880	22809600	
Total				2787840	122453760	

Diuraikan dalam rumus:

$$P = \frac{\sum_{i=1}^n P_i A_i}{\sum_{i=1}^n A_i}$$

$$= \frac{(P_1 A_1) + (P_2 A_2) + (P_3 A_3) + (P_4 A_4) + (P_5 A_5) + (P_6 A_6)}{A_1 + A_2 + A_3 + A_4 + A_5 + A_6}$$

$$= \frac{(40 \times 126720) + (39 \times 337920) + (42 \times 760320) + (43 \times 380160) + (49 \times 675840) + (45 \times 506880)}{126720 + 337920 + 760320 + 380160 + 675840 + 506880}$$

$$= \frac{5068800 + 13178880 + 31933440 + 16346880 + 33116160 + 22809600}{126720 + 337920 + 760320 + 380160 + 675840 + 506880}$$

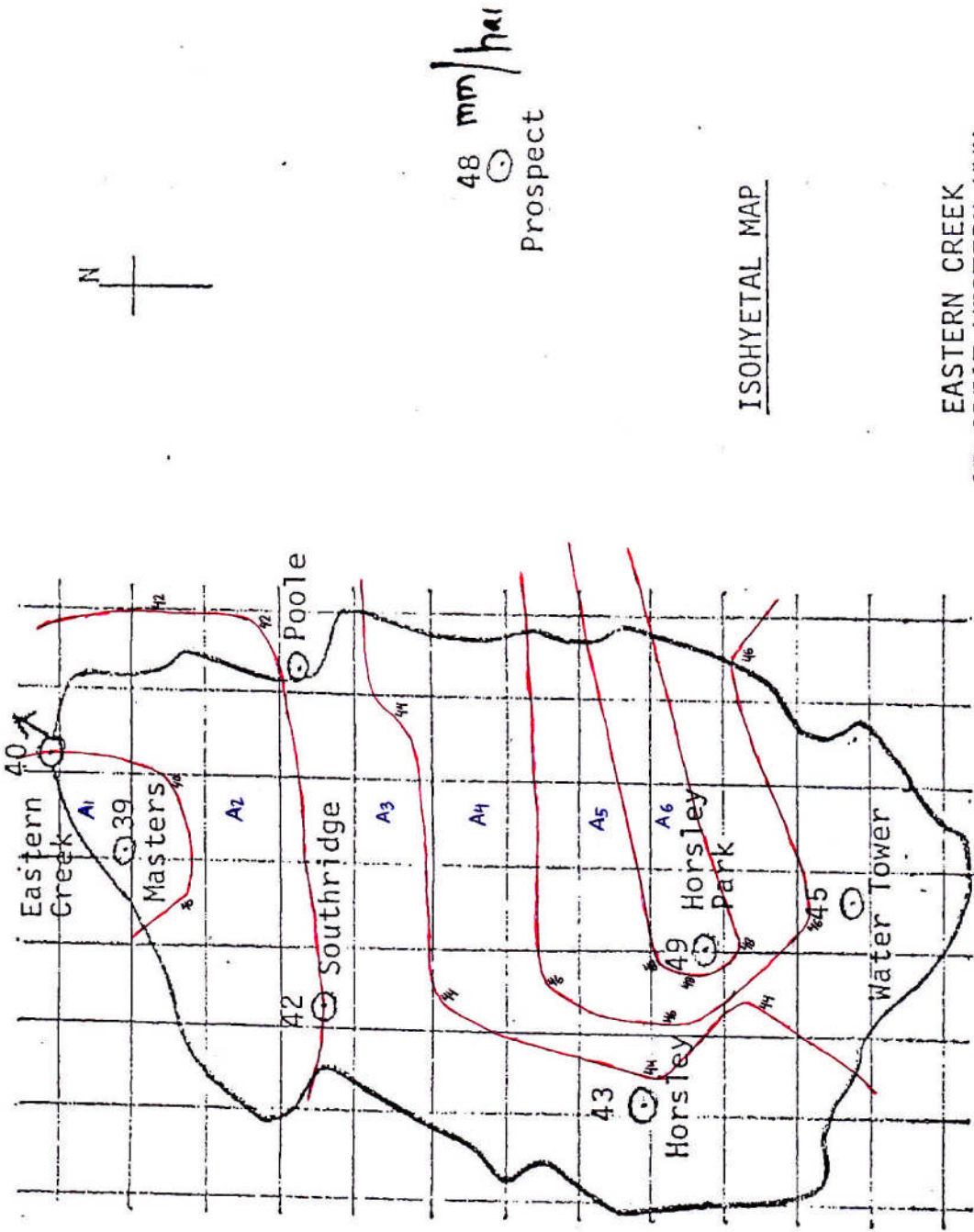
$$= \frac{122453760}{2787840}$$

$$= 43.9242422$$

$$= 43.92$$

Rekapitulasi hasil untuk ketiga metode

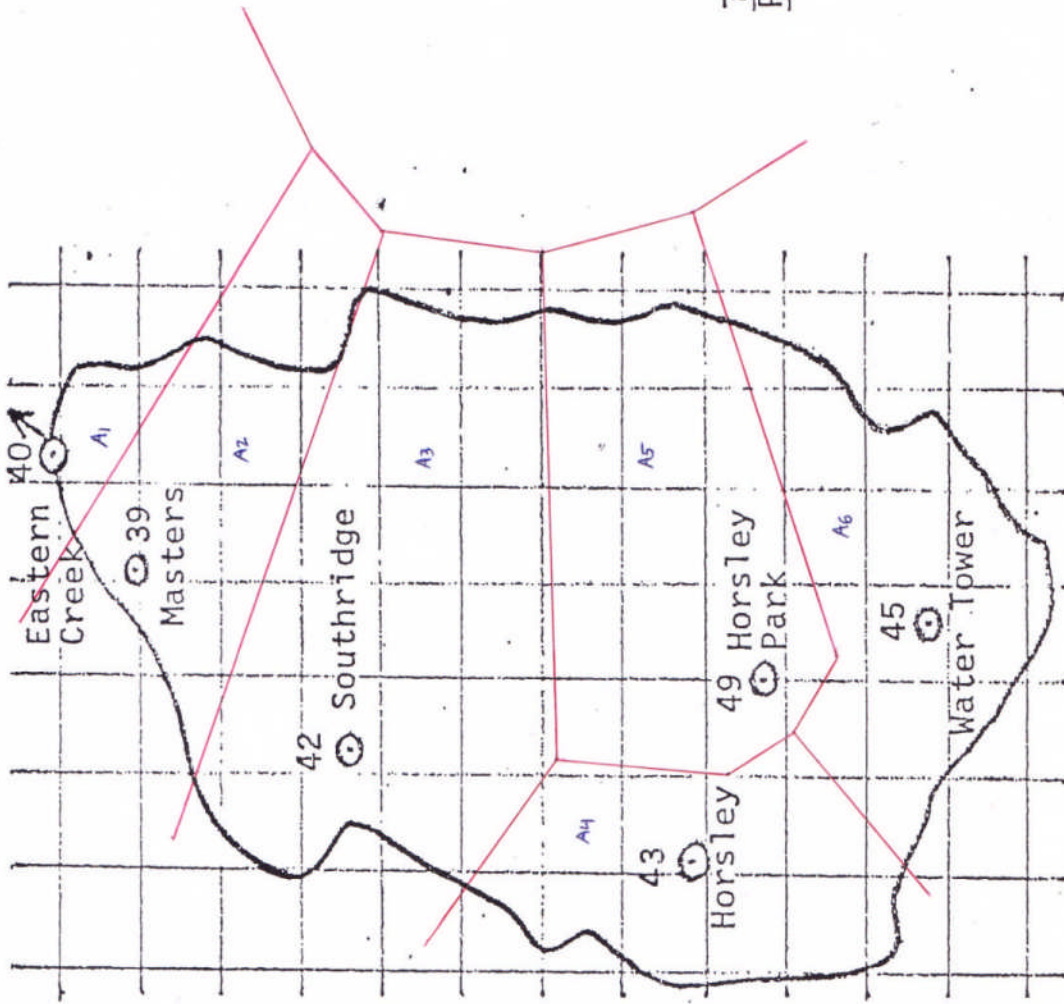
Metode		
Aritmatik	Isohyet	Poligon Thiessen
43	44.1397 dibulatkan 44.14	43.924 dibulatkan 43.92



ISOHYETAL MAP

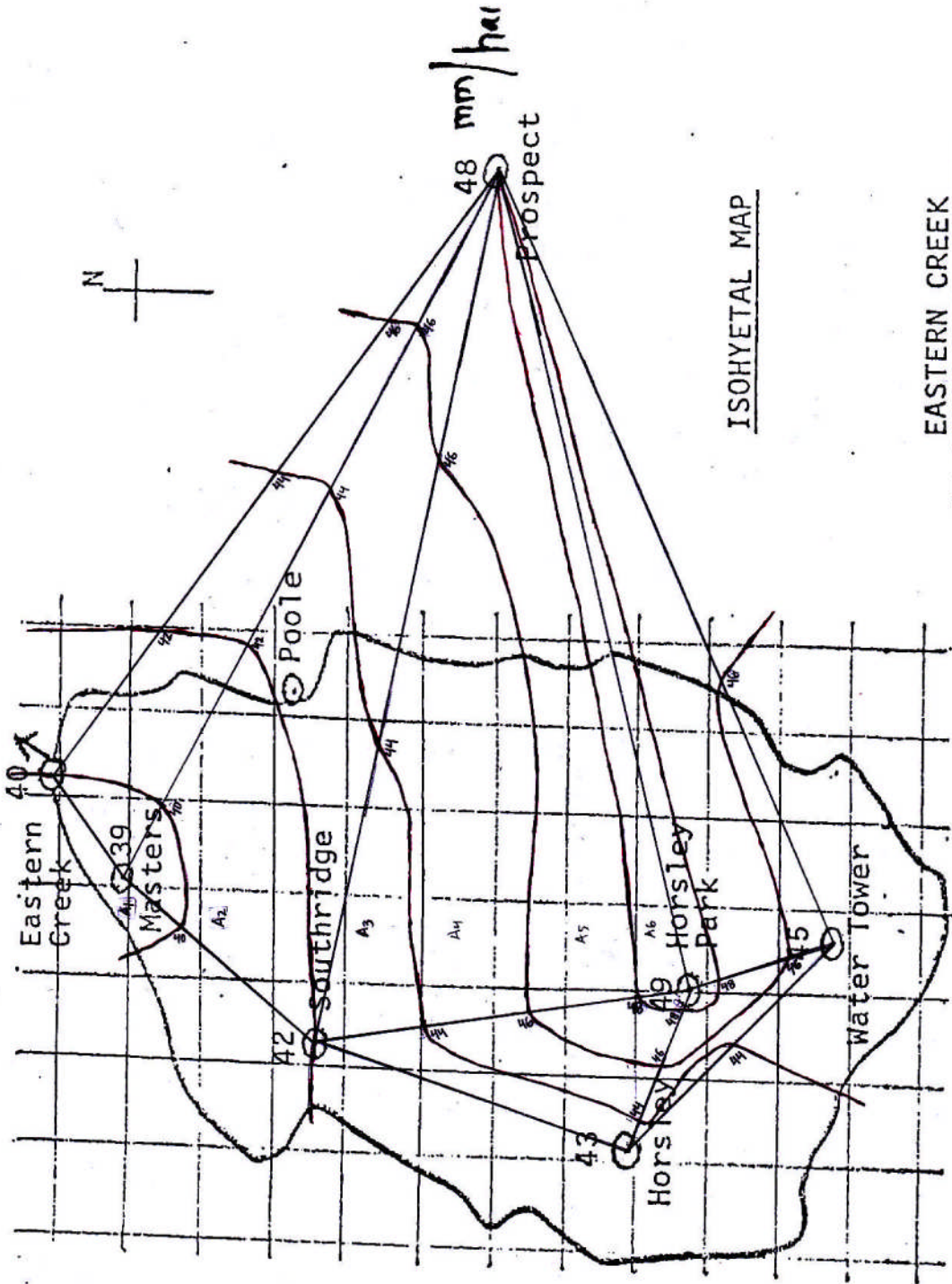
EASTERN CREEK
AT GREAT WESTERN HWY
Scale--1:63360
10 mm square grid

Scale—1:63360
10 mm square grid



48 mm/har
Prospect

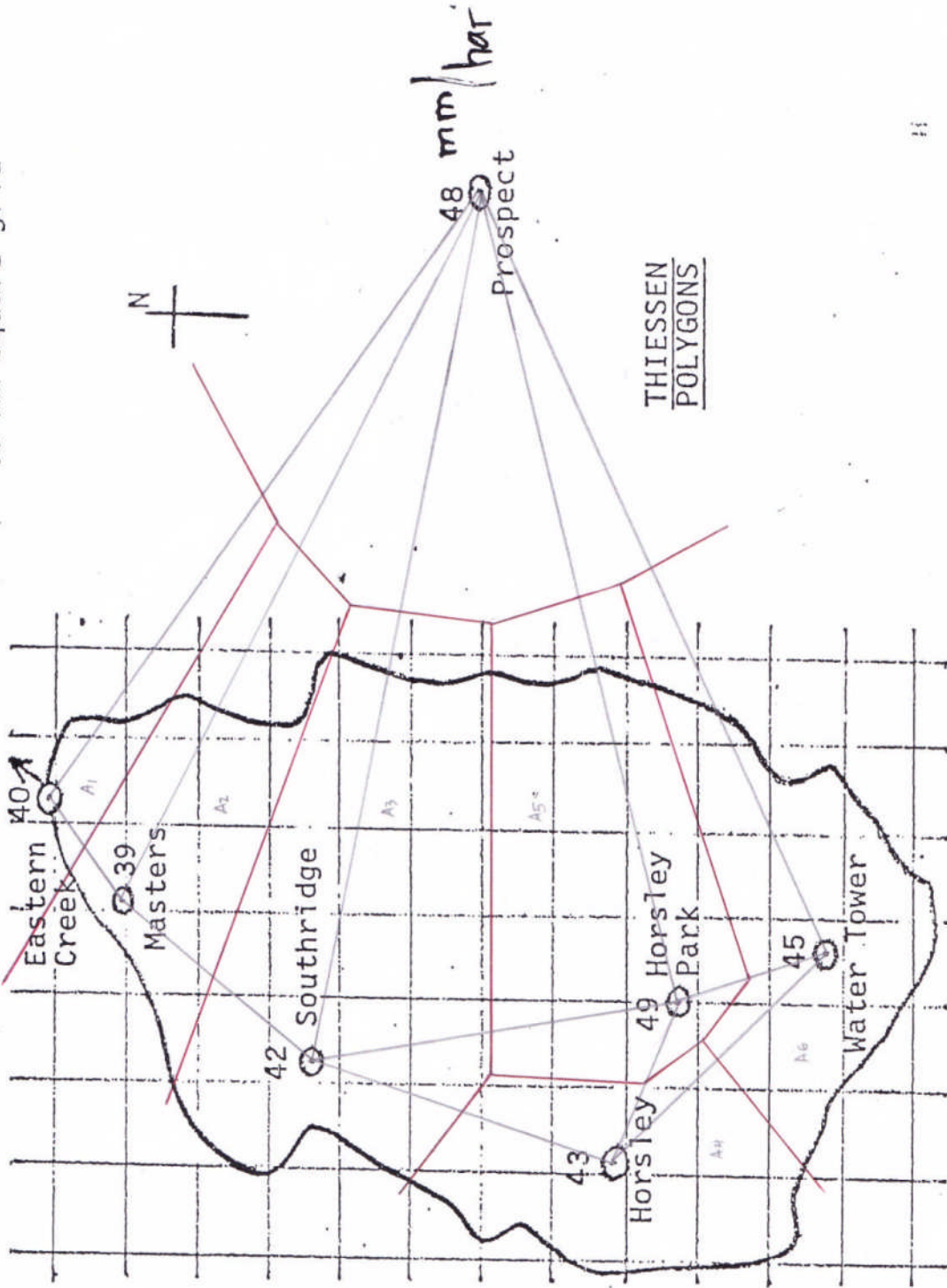
THIESSEN
POLYGONS



ISOHYETAL MAP

EASTERN CREEK
 AT GREAT WESTERN HWY
 Scale—1:63360
 10 mm square grid

Scale—1:63360
10 mm square grid



Kelebihan dan Kekurangan dari metode aritmatik

Kelebihan:

1. dapat memberikan perhitungan yang cepat dengan hasil yg objektif ,

Kekurangan:

1. hanya cocok untuk daerah pada daerah dengan topografi datar,
2. stasiun hujan harus tersebar secara merata di DAS,
3. distribusi hujan harus relatif merata pada seluruh DAS,
4. hanya dapat digunakan pada daerah yang variasi curah hujannya tidak terlalu besar.

Kelebihan dan Kekurangan dari metode isohyet

Kelebihan:

1. memperhatikan topografi wilayah DAS (Wiesner,1970),
2. dapat digunakan untuk daerah yang jaraknya jauh dari laut (Wiesner,1970),
3. cocok untuk perhitungan curah hujan harian, mingguan dan bulanan, dengan variasi curah hujan yang besar (Wiesner,1970),
4. cocok untuk menghitung curah hujan dengan berbagai variabel tambahan seperti: hujan badai dan debit hujan yang dapat membuat air sungai meluap (Wiesner,1970).

Kekurangan:

1. memerlukan stasiun hujan yang banyak dan jumlahnya merata,
2. pembuatan garis kontur yang sangat dipengaruhi oleh si pembuat kontur, sehingga bersifat subyektif. Dengan data yang sama, tiga orang yang berbeda dapat melukis garis kontur yang berbeda dan menghasilkan nilai rerata hujan daerah yang berbeda pula.

Kelebihan dan Kekurangan dari metode Poligon Thiessen

Kelebihan:

1. dapat digunakan apabila penyebaran stasiun hujan di daerah yang ditinjau tidak merata,
2. hitungan curah hujan rata-rata dilakukan dengan memperhitungkan daerah pengaruh dari tiap stasiun.

Kekurangan:

1. memerlukan stasiun hujan yang ada di dalam dan di luar DAS yang dekat,
2. cara ini tidak memperhatikan topografi, sehingga daerah di dalam poligon curah hujannya dianggap sama dengan curah hujan yang tercatat pada stasiun dalam poligon,
3. apabila terdapat perubahan jaringan stasiun hujan seperti pemindahan, penambahan atau pengurangan stasiun, maka harus dibuat lagi poligon yang baru (Triatmodjo, 2008),
4. penentuan titik pengamatan dan pemilihan ketinggian akan mempengaruhi ketelitian hasil yang didapat.

BAB 5. HUJAN RANCANGAN DAN PERIODE ULANG

Pemilihan data hujan

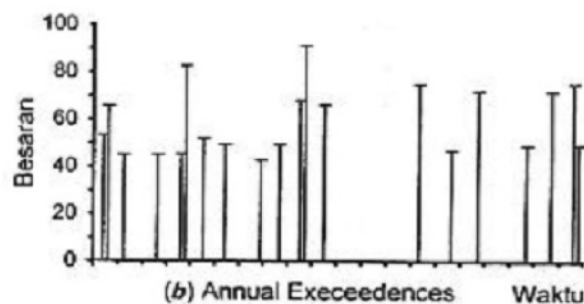
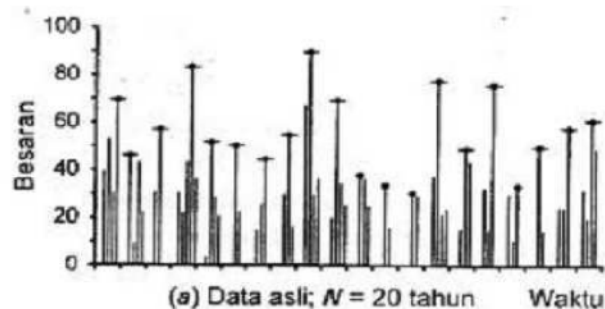
Untuk menghitung debit banjir atau **hujan rancangan** maka data yang digunakan untuk analisis frekuensi dipilih dari seri data lengkap hasil observasi selama beberapa tahun. Penjelasan mengenai seri data yang digunakan dalam analisis frekuensi diberikan dalam Gambar 5.1 (Chow et al., 1988). Gambar 5.1.a. menunjukkan seri data lengkap yang berisi seluruh data sepanjang tahun pencatatan. Apabila data debit adalah harian, maka dalam satu tahun terdapat 365 data debit atau 365 data hujan. Data yang digunakan untuk analisis frekuensi dapat dibedakan menjadi dua tipe berikut ini.

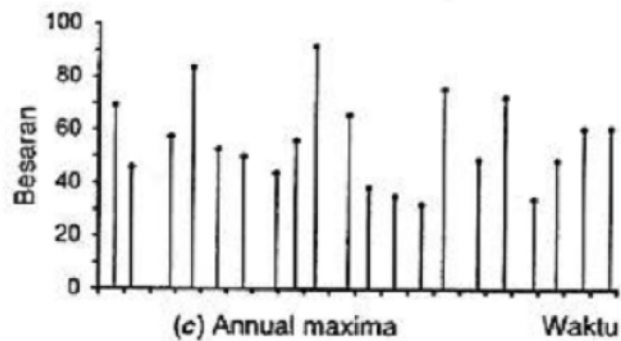
1. *Partial Duration series*

Metode ini digunakan apabila jumlah data kurang dari 10 tahun data runtut waktu. *Partial duration series* yang juga disebut dengan (*peaks over treshold*, POT) adalah rangkaian data debit banjir/hujan yang besarnya di atas suatu nilai batas bawah tertentu. Dengan demikian dalam satu tahun bisa terdapat lebih dan satu data yang digunakan dalam analisis. Dari setiap tahun data dipilih 2 sampai 5 data tertinggi. Tipe data ini ditunjukkan dalam Gambar 5.1.b.

2. *Annual Maximum Series*

Metode ini digunakan apabila tersedia data debit atau hujan minimal 10 tahun data runtut waktu. Tipe ini adalah dengan memilih satu data maksimum setiap tahun. Dalam satu tahun hanya ada satu data, seperti ditunjukkan dalam Gambar 5.1.c. Dengan cara ini, data terbesar kedua dalam suatu tahun yang mungkin lebih besar dari data maksimum pada tahun yang lain tidak diperhitungkan.





Gambar 1.1 Seri Data Hidrologi
(Sumber : Ven Te Chow, 1988)

Periode Ulang

Periode ulang (*return period*) didefinisikan sebagai waktu hipotetik di mana debit atau hujan dengan suatu besaran tertentu (x_T) akan disamai atau dilampaui sekali dalam jangka waktu tersebut. Berdasarkan data debit atau hujan untuk beberapa tahun pengamatan dapat diperkirakan Debit/hujan yang diharapkan disamai atau dilampaui satu kali dalam T tahun; dan debit/hujan tersebut dikenal sebagai debit/hujan dengan periode ulang T tahun atau debit/hujan T tahunan.

bahwa suatu kejadian atau peristiwa akan terjadi dalam satu tahun mempunyai bentuk berikut

$$P(Q \geq Q_T) = \frac{1}{T}$$

Probabilitas tidak terjadinya debit dengan periode ulang T tahun adalah :

$$F(Q \geq Q_T) = 1 - \frac{1}{T}$$

Probabilitas tidak terjadinya debit dengan periode ulang T tahun dalam n tahun yang berurutan adalah:

$$F(Q \geq Q_T)^n = \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

Resiko atau probabilitas bahwa debit Q akan terjadi paling tidak satu kali dalam n tahun yang berurutan :

$$R = 1 - F(Q)^n = 1 - \left(1 - \frac{1}{T}\right)^n$$

dengan menggunakan persamaan di atas akan dapat dihitung periode ulang dari debit rencana untuk suatu bangunan dengan umur rencana n tahun, tingkat risiko yang dikehendaki R dan probabilitas p.

Hujan Rancangan

Menurut buku Triatmodjo (2008) curah hujan rencana merupakan curah hujan terbesar tahunan (diambil data hujan yang terbesar pada setiap tahunnya) dengan suatu kemungkinan periode ulang tertentu. Analisa curah hujan rencana bertujuan untuk menentukan periode ulang pada peristiwa hidrologis masa yang akan datang.

Analisa hujan rencana maupun debit rencana dapat diperhitungkan untuk periode ulang 2 tahun, 5 tahun, 10 tahun, 25 tahun, 50 tahun dan 100 tahun.

Metode yang paling umum digunakan antara lain :

1. Distribusi NORMAL
2. Distribusi LOG NORMAL
3. Distribusi GUMBEL
4. Distribusi LOG PEARSON TIPE III

Distribusi Normal

Distribusi normal atau kurva normal disebut juga distribusi Gauss. Rumus yang di pakai pada distribusi normal adalah :

$$X_T = \bar{X} + K_T \cdot S$$

dengan :

X_T = nilai curah hujan kala ulang T-tahun (mm)

\bar{X} = nilai curah hujan maksimum rata-rata (mm)

S = Standar Deviasi

K_T = variable reduksi Gauss (Tabel 2.1)

Standart Deviasi dihitung dengan menggunakan rumus :

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

dengan :

X_i = Curah Hujan ke- i

n = Banyak data tahun pengamatan

Prosedur perhitungan :

- a. Hitung nilai curah hujan maksimum rata-rata
- b. Hitung nilai standar deviasi.
- c. Tentukan nilai K_T (Tabel 2.1)
- d. Hitung nilai curah hujan kala ulang T-tahun

Tabel II. 1 Nilai K untuk Sebaran Kekekrapan Teoritik Normal

No.	T (Tahun)	P = i/r	K
1.	2	0,50000	0,0000
2.	3	0,33333	0,4307
3.	4	0,25000	0,8239
4.	5	0,20000	0,8416
5.	8	0,12500	1,1503
6.	10	0,10000	1,2816
7.	15	0,06667	1,5011
8.	20	0,05000	1,6449
9.	25	0,04000	1,7507
10.	30	0,03333	1,8339
11.	40	0,02500	1,9600
12.	50	0,02000	2,0573
13.	60	0,01667	2,1218
14.	80	0,01250	2,2414
15.	100	0,01000	2,3263
16.	150	0,00667	2,4748
17.	200	0,00500	2,5758
18.	250	0,00400	2,6521
19.	300	0,00333	2,7120
20.	400	0,00250	2,8086
21.	500	0,00200	2,872

Sumber data : CD. Soemarto. 1995

Distribusi Log Normal

Rumus yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\log X = \overline{\log X} + K_T \times S \log X$$

dengan :

$\log X$ = nilai logaritma curah hujan T-tahun

$\overline{\log X}$ = nilai logaritma curah hujan maksimum rata-rata

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

$S \log X$ = nilai standar deviasi dari logaritma X

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

Prosedur perhitungan :

- Hitung nilai logaritma curah hujan maksimum rata-rata
- Hitung nilai standar deviasi dari logaritma X
- Hitung nilai curah hujan kala ulang T-tahun

Tabel II. 2 Nilai K Distribusi Log Normal

Koefisien Variasi (CV)	Peluang Kumulatif P (%) : P (X ≤ X)					
	50	80	90	95	98	99
	Periode Ulang (tahun)					
	2	5	10	20	50	100
0,0500	-0,0250	0,8334	1,2965	1,6863	2,1341	2,4570
0,1000	-0,0496	0,8222	1,3078	1,7247	2,2130	2,5489
0,1500	-0,0738	0,8085	1,3156	1,7598	2,2899	2,2607
0,2000	-0,0971	0,7926	1,3200	1,7911	2,3640	2,7716
0,2500	-0,1194	0,7746	1,3209	1,8183	2,4318	2,8805
0,3000	-0,1406	0,7647	1,3183	1,8414	2,5015	2,9866
0,3500	-0,1604	0,7333	1,3126	1,8602	2,5638	3,0890
0,4000	-0,1788	0,7100	1,3037	1,8746	2,6212	3,1870
0,4500	-0,1957	0,6780	1,2920	1,8848	2,6731	3,2799
0,5000	-0,2111	0,6626	1,2778	1,8909	2,7202	3,3673
0,5500	-0,2251	0,6379	1,2613	1,8931	2,7613	3,4488
0,6000	-0,2375	0,6129	1,2428	1,8915	2,7971	3,5211
0,6500	-0,2185	0,5879	1,2226	1,8866	2,8279	3,3930
0,7000	-0,2582	0,5631	1,2011	1,8786	2,8532	3,3663
0,7500	-0,2667	0,5387	1,1784	1,8677	2,8735	3,7118
0,8000	-0,2739	0,5118	1,1548	1,8543	2,8891	3,7617
0,8500	-0,2801	0,4914	1,1306	1,8388	2,9002	3,8056
0,9000	-0,2852	0,4686	1,1060	1,8212	2,9071	3,8137
0,9500	-0,2895	0,4466	1,0810	1,8021	2,9103	3,8762
1,0000	-0,2929	0,4254	1,0560	1,7815	2,9098	3,9035

DISTRIBUSI GUMBEL

Apabila akan menghitung banjir rencana dalam perancangan untuk bangunan air, maka perlu bantuan ilmu Statistik. Salah satu cara dan yang paling banyak dipakai untuk perhitungan banjir rencana adalah menggunakan distribusi Gumbel. Rumus-rumus statistik yang akan dipakai antara lain :

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

dimana : S = *standard deviasi* banjir

X_i = harga-harga sample banjir

\bar{X} = harga rata-rata sampel banjir

n = banyaknya sampel banjir

$$X_T = \bar{X} - \frac{Y_n \cdot S}{S_n} + \frac{Y_T \cdot S}{S_n}$$

dimana : X_T = banjir rencana

\bar{X} = harga rata-rata sampel banjir

Y_n = reduced mean banjir

S = standard deviasi

S_n = reduced standard deviasi banjir

Y_T = reduced variate banjir

Tabel 9.1. : Reduced Variate (Y_T)

T_r (tahun)	Y_T (reduced variate)
2	0,36651
5	1,99400
10	2,25037
20	2,97019
50	3,90194
100	4,60015
200	5,29561
500	6,21361
1.000	6,90726
2.000	7,60065
5.000	8,51709
10.000	9,21029
20.000	9,90346
50.000	10,81977
100.000	11,51292

Tabel 9.2. : Reduced Mean (Y_n)

n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n	n	Y_n
10	0,4952	34	0,5396	58	0,5515	82	0,5672
11	0,4996	35	0,5402	59	0,5518	83	0,5574
12	0,5035	36	0,5410	60	0,5521	84	0,5576
13	0,5070	37	0,5418	61	0,5524	85	0,5578
14	0,5100	38	0,5424	62	0,5527	86	0,5580
15	0,5128	39	0,5430	63	0,5530	87	0,5581
16	0,5157	40	0,5436	64	0,5533	88	0,5583
17	0,5181	41	0,5442	65	0,5535	89	0,5585
18	0,5202	42	0,5448	66	0,5538	90	0,5586
19	0,5220	43	0,5453	67	0,5540	91	0,5587
20	0,5236	44	0,5458	68	0,5543	92	0,5589
21	0,5252	45	0,5463	69	0,5545	93	0,5591
22	0,5268	46	0,5468	70	0,5548	94	0,5592
23	0,5283	47	0,5473	71	0,5550	95	0,5593
24	0,5296	48	0,5477	72	0,5552	96	0,5595
25	0,5309	49	0,5481	73	0,5555	97	0,5596
26	0,5320	50	0,5485	74	0,5557	98	0,5598
27	0,5332	51	0,5489	75	0,5559	99	0,5599
28	0,5343	52	0,5493	76	0,5561	100	0,5600
29	0,5353	53	0,5497	77	0,5563		
30	0,5362	54	0,5501	78	0,5565		
31	0,5371	55	0,5504	79	0,5567		
32	0,5380	56	0,5508	80	0,5569		
33	0,5388	57	0,4411	81	0,5570		

Tabel 9.3. : Reduced Standard Deviasi (S_n)

10	0,9496	34	1,1255	58	1,1721	82	1,1953
11	0,9676	35	1,1287	59	1,1734	83	1,1959
12	0,9833	36	1,1313	60	1,1747	84	1,1967
13	0,9971	37	1,1339	61	1,1759	85	1,1973
14	1,0095	38	1,1363	62	1,1770	86	1,1987
15	1,0206	39	1,1388	63	1,1782	87	1,1987
16	1,0316	40	1,1413	64	1,1793	88	1,1994
17	1,0411	41	1,1436	65	1,1803	89	1,2001
18	1,0493	42	1,1458	66	1,1814	90	1,2007
19	1,0565	43	1,1480	67	1,1824	91	1,2013
20	1,0628	44	1,1499	68	1,1834	92	1,2020
21	1,0696	45	1,1519	69	1,1844	93	1,2026
22	1,0754	46	1,1538	70	1,1854	94	1,2032
23	1,0811	47	1,1557	71	1,1854	95	1,2038
24	1,0864	48	1,1574	72	1,1873	96	1,2044
25	1,0915	49	1,1590	73	1,1881	97	1,2049
26	1,0861	50	1,1607	74	1,1890	98	1,2055
27	1,1004	51	1,1623	75	1,1898	99	1,2060
28	1,1047	52	1,1638	76	1,1906	100	1,2065
29	1,1086	53	1,1658	77	1,1915		
30	1,1124	54	1,1667	78	1,1923		
31	1,1159	55	1,1681	79	1,1930		
32	1,1193	56	1,1696	80	1,1938		
33	1,1226	57	1,1708	81	1,1945		

Contoh Soal :

Diketahui debit rata-rata harian maksimum tiap tahun dari suatu sungai sebagai berikut :

No.	Tahun	Q(m ³ /s)	No.	Tahun	Q(m ³ /s)	No.	Tahun	Q(m ³ /S)
1.	1923	19.300	16.	1938	18.300	31.	1953	14.100
2.	1924	21.200	17.	1939	19.100	32.	1954	15.700
3.	1925	14.000	18.	1940	17.900	33.	1955	18.000
4.	1926	17.700	19.	1941	19.400	34.	1956	16.300
5.	1927	17.500	20.	1942	22.900	35.	1957	11.300
6.	1928	15.500	21.	1943	16.200	36.	1958	11.500
7.	1929	20.500	22.	1944	14.300	37.	1959	11.500
8.	1930	18.100	23.	1945	20.200	38.	1960	18.200
9.	1931	15.800	24.	1946	17.700	39.	1961	18.300
10.	1932	14.900	25.	1947	18.900	40.	1962	15.400
11.	1933	16.300	26.	1948	15.600	41.	1963	15.800
12.	1934	14.900	27.	1949	14.800	42.	1964	17.200
13.	1935	17.600	28.	1950	15.200	43.	1965	14.000
14.	1936	17.000	29.	1951	16.300			
15.	1937	17.300	30.	1952	17.300			

Hitung debit rencana dengan kala ulang :

1. sepuluh tahunan,
2. dua ratus tahunan,
3. seribu tahunan.

Penyelesaian :

BANYAK DATA (n)	Q(m ³ /s) = Xi	$(X_i - \bar{X})^2$
1	19.300	6.651.602,064
2	21.200	20.062.068,060
3	14.000	7.403.460,064
4	17.700	958.578,065
5	17.500	606.950,065
6	15.500	1.490.670,064
7	20.500	14.281.370,060
8	18.100	1.901.834,064
9	15.800	848.112,065
10	14.900	3.315.786,064
11	16.300	177.182,065
12	14.900	3.315.786,064
13	17.600	772.764,065
14	17.000	77.880,065
15	17.300	335.322,065
16	18.300	2.493.462,064
17	19.100	5.659.974,064
18	17.900	1.390.206,064
19	19.400	7.177.416,064
20	22.900	38.180.906,060
21	16.200	271.368,065
22	14.300	5.860.902,064
23	20.200	12.103.928,060
24	17.700	958.578,065
25	18.900	4.748.346,064
26	15.600	1.256.484,064
27	14.800	3.689.972,064
28	15.200	2.313.228,064
29	16.300	177.182,065
30	17.300	335.322,065
31	14.100	6.869.274,064
32	15.700	1.042.298,064
33	18.000	1.636.020,064
34	16.300	177.182,065
35	11.300	29.386.482,060
36	11.500	27.258.110,060
37	11.500	27.258.110,060
38	18.200	2.187.648,064
39	18.300	2.493.462,064
40	15.400	1.744.856,064
41	15.800	848.112,065
42	17.200	229.508,065
43	14.000	7.403.460,064
Σ n = 43	719.000	257.351.161,200

$$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1}} = \sqrt{\frac{257.351.161,2}{43-1}} = 2.475,3603$$

$$\bar{X} = \frac{719.000}{43} = 16.720,93$$

$$n = 43 \rightarrow \text{Tabel 9.2.} : Y_n = 0,5453$$

$$\text{Tabel 9.3.} : S_n = 1,1480$$

$$T_r = 10 \text{ tahunan} \rightarrow Y_T = 2,25037$$

$$T_r = 200 \text{ tahunan} \rightarrow Y_T = 5,29561$$

$$T_r = 1.000 \text{ tahunan} \rightarrow Y_T = 6,90726$$

Jadi penyelesaiannya adalah :

$$\text{Rumus yang dipakai} : X_T = \bar{X} - \frac{Y_n \cdot S}{S_n} + \frac{Y_T \cdot S}{S_n}$$

$$\begin{aligned} \text{Banjir 10 tahunan} &= 16.720,93 - \frac{(0,5453)(2.475,3603)}{1,1480} + \frac{(2,25037)(2.475,3603)}{1,1480} \\ &= 20.397,4654m^3 / \text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Banjir 200 tahunan} &= 16.720,93 - \frac{(0,5453)(2.475,3603)}{1,1480} + \frac{(5,29561)(2.475,3603)}{1,1480} \\ &= 26.963,7251m^3 / \text{det} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Banjir 1.000 tahunan} &= 16.720,93 - \frac{(0,5453)(2.475,3603)}{1,1480} + \frac{(6,90726)(2.475,3603)}{1,1480} \\ &= 30.438,8248m^3 / \text{det} \end{aligned}$$

Distribusi Log Person Tipe III

Metode distribusi log Pearson tipe III banyak digunakan dalam analisa hidrologi terutama dalam analisa data maksimum dan minimum dengan nilai ekstrim. Persamaan yang digunakan :

$$\log X = \overline{\log X} + K_{TR} (S \log X)$$

K_{TR} merupakan *Skew curve faktor* (faktor kemencengan skewness), dihitung dengan menggunakan tabel II.5 dan tabel II.6

Faktor kemencengan skewness (C_s) dihitung dengan rumus :

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

dengan :

$$\log X_i = \text{Logaritma hujan harian maksimum (mm/jam)}$$

Prosedur perhitungan :

- Tentukan Logaritma dari semua X
- Hitung nilai rata-rata log X
- Hitung standar deviasi Log X
- Hitung nilai koefisien kemencengan skewness
- Hitung curah hujan kala ulang T-tahun

Tabel II. 3 Nilai K_{TR} untuk Distribusi Pearson III (kemencengan Positif)

Skew Coefficient Cs or Cw	Return Period in Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
1	2	3	4	5	6	7	8
3.0	-0.396	0.420	1.180	2.278	3.152	4.051	4.970
2.9	-0.390	0.440	1.195	2.277	3.134	4.013	4.909
2.8	-0.384	0.460	1.210	2.275	3.114	3.973	4.847
2.7	-0.376	0.479	1.224	2.272	3.093	3.932	4.783
2.6	-0.368	0.499	1.238	2.267	3.071	3.889	4.718
2.5	-0.360	0.518	1.250	2.262	3.048	3.845	4.652
2.4	-0.351	0.537	1.262	2.256	3.023	3.800	4.584
2.3	-0.341	0.555	1.274	2.248	2.997	3.573	4.515
2.2	-0.330	0.574	1.284	2.240	2.970	3.705	4.444
2.1	-0.319	0.592	1.294	2.230	2.942	3.656	4.372
2.0	-0.307	0.609	1.302	2.219	2.912	3.605	4.298
1.9	-0.294	0.627	1.310	2.207	2.881	3.553	4.223
1.8	-0.282	0.643	1.318	2.193	2.848	3.499	4.147
1.7	-0.268	0.660	1.324	2.179	2.815	3.444	4.069
1.6	-0.254	0.675	1.329	2.163	2.780	3.388	3.990
1.5	-0.240	0.690	1.333	2.146	2.743	3.330	3.910
1.4	-0.225	0.705	1.337	2.128	2.706	3.271	3.828
1.3	-0.210	0.719	1.339	2.108	2.666	3.211	3.745
1.2	-0.195	0.732	1.340	2.087	2.626	3.149	3.661
1.1	-0.180	0.745	1.341	2.066	2.585	3.087	3.575
1.0	-0.164	0.758	1.340	2.043	2.542	3.022	3.489
0.9	-0.148	0.769	1.339	2.018	2.498	2.957	3.401
0.8	-0.132	0.780	1.336	1.993	2.453	2.891	3.312
0.7	-0.116	0.790	1.333	1.967	2.407	2.824	3.223
0.6	-0.099	0.800	1.328	1.939	2.359	2.755	3.132
0.5	0.083	0.808	1.323	1.910	2.311	2.686	3.041
0.4	-0.660	0.816	1.317	1.880	2.261	2.815	2.949
0.3	-0.050	0.824	1.309	1.849	2.211	2.544	2.856
0.2	-0.033	0.830	1.301	1.818	2.159	2.472	2.763
0.1	-0.017	0.836	1.292	1.785	2.107	2.400	2.670
0.0	0	0.842	1.282	1.751	2.054	2.326	2.576

Sumber data : Bambang Triatmodjo, 2008

Tabel II. 4 Nilai K_{TR} untuk Distribusi Pearson III (kemencengan Negatif)

Skew Coefficient Cs or Cw	Return Period in Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Exceedence Probability						
	0.50	0.20	0.10	0.04	0.02	0.01	0.005
1	2	3	4	5	6	7	8
-0.1	0.017	0.846	1.270	0.716	2.000	2.252	2.482
-0.2	0.033	0.850	1.258	1.680	1.945	2.178	2.388
-0.3	0.050	0.853	1.245	1.643	1.890	2.104	2.294
-0.4	0.066	0.855	1.231	1.606	1.834	2.029	2.201
-0.5	0.083	0.856	1.216	1.567	1.777	1.955	2.108
-0.6	0.099	0.857	1.200	1.528	1.700	1.880	2.016
-0.7	0.116	0.857	1.183	1.488	1.663	1.806	1.926
-0.8	0.132	0.856	1.166	1.488	1.6,6	1.733	1.837
-0.9	0.148	0.854	1.147	1.407	1.549	1.660	1.749
-1.0	0.164	0.852	1.128	1.366	1.492	1.588	1.664
-1.1	0.180	0.848	1.107	1.324	1.434	1.518	1.581
-1.2	0.195	0.844	1.086	1.282	1.379	1.449	1.501
-1.3	0.210	0.838	1.064	1.240	1.324	1.383	1.424
-1.4	0.225	0.835	1.041	1.198	1.270	1.318	1.351
-1.5	0.240	0.825	1.018	1.157	1.217	1.256	1.282
-1.6	0.254	0.817	0.994	1.116	1.166	1.197	1.216
-1.7	0.268	0.808	0.970	0.075	1.116	1.140	1.155
-1.8	0.282	0.799	0.945	1.035	1.069	1.087	1.097
-1.9	0.294	0.788	0.920	0.996	1.023	1.037	1.044
-2.0	0.307	0.777	0.895	0.959	0.980	0.990	0.995
-2.1	0.319	0.765	0.869	0.923	0.939	0.946	0.949
-2.2	0.330	0.752	0.844	0.888	0.900	0.905	0.907
-2.3	0.341	0.739	0.819	0.855	0.864	0.867	0.869
-2.4	0.351	0.725	0.795	0.823	0.830	0.832	0.833
-2.5	0.360	0.711	0.771	0.793	0.798	0.799	0.800
-2.6	0.368	0.696	0.747	0.764	0.768	0.769	0.769
-2.7	0.376	0.681	0.724	0.738	0.740	0.740	0.741
-2.8	0.384	0.666	0.702	0.712	0.714	0.714	0.714
-2.9	0.390	0.651	0.681	0.683	0.689	0.690	0.690
-3.0	0.396	0.636	0.666	0.666	0.666	0.667	0.667

Sumber data : Bambang Triatmodjo, 2008

Penentuan Jenis Distribusi

Menurut buku Triatmodjo (2008) untuk menentukan jenis distribusi yang akan digunakan, maka harus disesuaikan dengan sifat-sifat dari distribusi tersebut, seperti yang ditunjukkan pada tabel II.7

Tabel II. 5 Parameter Statistik untuk menentukan jenis distribusi

No.	Distribusi	Persyaratan
1.	Normal	$(\bar{x} \pm s) = 68.27\%$ $(\bar{x} \pm 2.s) = 95.44\%$ $C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$
2.	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3 C_v$ $C_k = C_v^8 + 6 C_v^6 + 15 C_v^4 + 16 C_v^2 + 3$
3.	Gumbel	$C_s = 1.14$ $C_k = 5.4$
4.	Log Pearson III	Selain dari nilai di atas

Sumber data : Bambang Triatmodjo, 2008

Adapun rumus yang digunakan adalah :

$$C_s = \frac{n \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^3}{(n-1)(n-2) s^3}$$

$$C_v = \frac{s}{\bar{x}}$$

$$C_k = \frac{n^2 \sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^4}{(n-1)(n-2) s^4}$$

dengan :

- C_s = Faktor kemencengan
- C_v = Koefisien asimetri (*skewness*)
- C_k = Koefisien kurtosis

Uji kecocokan distribusi dilakukan untuk mengetahui jenis metode yang paling sesuai dengan data debit atau hujan. Uji metode dilakukan dengan uji keselarasan distribusi yang dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi peluang yang telah dipilih, dapat mewakili dari distribusi statistik sampel data yang dianalisis (Soewarno, 1995).

Ada dua jenis uji keselarasan yaitu uji Chi-Kuadrat (*Chi-Square*) dan Smirnov Kolmogorof.

1. Uji Chi-Kuadrat

Prinsip pengujian dengan metode ini didasarkan pada jumlah pengamatan yang diharapkan pada pembagian kelas, dan ditentukan terhadap jumlah data pengamatan yang terbaca di dalam kelas tersebut, atau dengan membandingkan nilai *chi square* (X^2) dengan nilai *chi square* kritis (X^2_{cr}). Uji keselarasan chi kuadrat menggunakan rumus (Soewarno, 1995) :

$$X^2 = \sum_{f=1}^N \frac{(Of - Ef)^2}{Ef} \dots\dots\dots (0.1)$$

dengan:

- X^2 = nilai Chi-Square terhitung
- Ef = frekuensi (banyak pengamatan) yang diharapkan sesuai dengan pembagian kelasnya
- Of = frekuensi yang terbaca pada kelas yang sama
- N = jumlah sub-kelompok dalam satu grup

Suatu distribusi dikatakan selaras jika nilai X^2 hitung diperoleh lebih kecil dari nilai X^2_{cr} (Chi-Kuadrat kritik), untuk suatu derajat nyata tertentu, yang sering diambil 5%.

Derajat kebebasan dihitung dengan persamaan berikut :

$$DK = K - (\alpha + 1) \dots\dots\dots (0.2)$$

dengan :

- DK = derajat kebebasan
- K = banyaknya kelas
- α = banyaknya keterikatan (banyaknya parameter), untuk uji Chi-Kuadrat = 2.

Nilai X^2_{cr} , diperoleh dari Tabel 2.5 dibawah ini. Disarankan agar banyaknya kelas tidak kurang dari 5 dan frekuensi absolut tiap kelas tidak kurang dari 5 pula.

Tabel 0.1 Nilai Chi Kuadrat Kritik

DK	Distribusi X^2					
	0.995	0.9	0.5	0.1	0.05	0.01
1	0	0.016	0.455	2.706	3.841	6.635
2	0.01	0.211	1.386	4.605	5.991	9.21
3	0.072	0.584	2.366	6.251	7.815	11.345
4	0.207	1.064	3.357	7.779	9.488	13.277
5	0.412	1.61	4.351	9.236	11.07	15.086
6	0.676	2.402	5.348	10.645	12.592	16.812
7	0.989	2.833	6.346	12.017	14.067	18.475
8	1.344	3.49	7.344	13.362	15.507	20.09
9	1.735	4.168	8.343	14.684	16.919	21.666
10	2.156	4.865	9.342	15.987	18.307	23.209

(Sumber: Soemarto, 1987)

2. Uji Smirnov Kolmogorof

Uji Smirnov Kolmogorof digunakan untuk menguji kesesuaian dari distribusi secara horizontal dari data. Pengujian ini dilakukan dengan membandingkan probabilitas tiap data antara sebaran empiris dan sebaran teoritis. Sebagai alternatif untuk menguji kesesuaian distribusi (*goodness of fit*), dapat digunakan Uji Smirnov-Kolmogorov. Caranya dengan mengurutkan data X dari kecil ke besar. Kemudian menghitung simpangan maksimum D dengan rumus:

$$D = \text{Max} | P_t(x) - P_e(x) | \dots\dots\dots (0.3)$$

Dengan:

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

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

Untuk mendapatkan $S_n(x)$ memakai posisi plotting dari *Weibull*, digunakan rumus berikut.

$$P_e(x) = \frac{m}{1+n} \dots\dots\dots (0.4)$$

sedangkan $P_t(x)$ adalah besarnya probabilitas dari sebaran yang diuji untuk data X . Apabila diketahui besarnya Pr (probabilitas terjadi), maka :

$$P_t = 1/Tr \dots\dots\dots (0.5)$$

$$Yt = -\ln \left[-\ln \frac{Tr(Q)-1}{Tr(Q)} \right] \dots\dots\dots (0.6)$$

dengan: Pr = Probabilitas data X untuk disamai atau dilampaui

Simpangan maksimum D dari hasil perhitungan lalu dibandingkan dengan nilai D kritis (D_{cr}) dari Tabel 2.6 berikut :

Tabel 0.2 Nilai D kritis (D_{cr}) Untuk Uji Smirnov Kolmogorov

Ukuran Sampel n	<i>Dcr</i>				
	Untuk Level of Significance α				
	20%	15%	10%	5%	1%
1	0.900	0.925	0.950	0.975	0.995
2	0.684	0.762	0.776	0.842	0.929
3	0.565	0.597	0.642	0.708	0.829
4	0.494	0.525	0.564	0.624	0.734
5	0.446	0.747	0.510	0.563	0.669
6	0.410	0.436	0.470	0.521	0.618
7	0.381	0.405	0.438	0.486	0.577
8	0.358	0.381	0.411	0.457	0.543
9	0.229	0.360	0.388	0.432	0.514
10	0.322	0.342	0.368	0.409	0.468
Rumus Asimtotik	$1,07 / (n)^{1/2}$	$1,14 / (n)^{1/2}$	$1,22 / (n)^{1/2}$	$1,36 / (n)^{1/2}$	$1,63 / (n)^{1/2}$

BAB 6. INTESITAS HUJAN

Intensitas curah hujan adalah ketinggian curah hujan yang terjadi pada suatu kurun waktu dimana air tersebut berkonsentrasi (Desi Supriyan, 2004). Intensitas curah hujan dinotasikan dengan huruf atau dengan satuan mm/jam, yang artinya tinggi curah hujan yang terjadi sekian mm dalam kurun waktu per jam.

Intensitas curah hujan adalah jumlah curah hujan yang dinyatakan dalam tinggi hujan atau volume hujan tiap satuan waktu, yang terjadi pada satu kurun waktu air hujan terkonsentrasi (Wesli, 2008). Besarnya intensitas curah hujan berbeda-beda tergantung dari lamanya curah hujan dan frekuensi kejadiannya. Intensitas curah hujan yang tinggi pada umumnya berlangsung dengan durasi pendek dan meliputi daerah yang tidak luas. Hujan yang meliputi daerah luas, jarang sekali dengan intensitas tinggi, tetapi dapat berlangsung dengan durasi cukup panjang. Kombinasi dari intensitas hujan yang tinggi dengan durasi panjang jarang terjadi, tetapi apabila terjadi berarti sejumlah besar volume air bagaikan ditumpahkan dari langit. (Suroso, 2006)

Apabila data hujan jam-jaman yang terinci tidak tersedia, yang ada hanya data hujan harian, maka intensitas hujan dapat dihitung dengan rumus Mononobe:

$$I = \left(\frac{R_{24}}{24} \right) \times \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

Dimana:

I = intensitas curah hujan (mm/jam)

t = lamanya curah hujan (jam)

R₂₄ = curah hujan maksimum dalam
24 jam (mm)

Contoh kasusnya seperti ini, jika anda ingin mengetahui intensitas curah hujan dari data curah hujan harian selama 5 menit, pengerjaannya adalah sebagai berikut (jika diketahui curah hujan selama satu hari bernilai 56 mm/hari) :

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{\frac{2}{3}}$$

$$I_2 = \frac{56}{24} \left(\frac{24}{5/60} \right)^{0,14} = 101,76 \text{ mm/jam} \quad -$$

Ubah satuan waktu dari menit menjadi jam. Contoh durasi selama 5 menit menjadi durasi selama 5/60 atau selama 0,833 jam.

Metode Van Breen

Berdasarkan penelitian Ir. Van Breen di Indonesia, khususnya di Pulau Jawa, curah hujan terkonsentrasi selama 4 jam dengan jumlah curah hujan sebesar 90% dari jumlah curah hujan selama 24 jam (*Anonim dalam Melinda, 2007*).

Perhitungan intensitas curah hujan dengan menggunakan Metode Van Breen adalah sebagai berikut :

$$I_T = \frac{54R_T + 0,07R_T^2}{t_c + 0,3R_T}$$

dimana :

I_T : Intensitas curah hujan pada suatu periode ulang (T tahun)

R_T : Tinggi curah hujan pada periode ulang T tahun (mm/hari)

Oke, dengan nilai yang sama dengan nilai yang digunakan dalam Metode Mononobe, maka perhitungan intensitas curah hujan dengan Metode Van Breen, menghasilkan nilai sebagai berikut :

$$I_T = \frac{54R_T + 0,07R_T^2}{t_c + 0,3R_T}$$

$$I_T = \frac{54R_T + 0,07R_T^2}{t_c + 0,3R_T}$$

$$I_T = \frac{(54 \times 56) + (0,07 \times (56)^2)}{5 + (0,3 \times 56)} = 148,78 \text{ mm/jam}$$

-

Jadi nilai intensitas curah hujan selama 5 menit dengan nilai curah hujan harian mencapai 56 mm/hari dengan menggunakan Metode Van Breen, nilainya lebih besar dibandingkan dengan perhitungan intensitas curah hujan menggunakan Metode Mononobe.

·Metode Haspers dan Der Weduwen

Metode ini berasal dari kecenderungan curah hujan harian yang dikelompokkan atas dasar anggapan bahwa curah hujan memiliki distribusi yang simetris dengan durasi curah hujan lebih kecil dari 1 jam dan durasi curah hujan lebih kecil dari 1 sampai 24 jam (*Melinda, 2007*)

Perhitungan intensitas curah hujan dengan menggunakan Metode Haspers & der Weduwen adalah sebagai berikut :

$$R_i = X_t \left(\frac{1218t + 54}{X_t(1 - t) + 1272t} \right)$$

dimana :

- t : Durasi curah hujan dalam satuan jam
- X_t : Curah hujan maksimum yang terpilih

$$I = \frac{R}{t}$$

Untuk $1 \leq t < 24$ jam :

$$R = \sqrt{\frac{11300t}{t + 3,12} \left[\frac{X_i}{100} \right]}$$

dimana :

- I : Intensitas curah hujan (mm/jam)
- R, R_t : Curah hujan menurut Haspers dan Der Weduwen
- t : Durasi curah hujan (jam)
- X_t : Curah hujan harian maksimum yang terpilih (mm/hari)

Dengan nilai contoh yang sama, akan tetapi dengan ditambah dengan durasi 60 menit :

- Durasi 5 menit

$$R_i = X_t \left(\frac{1218t + 54}{X_t(1-t) + 1272t} \right) = 56 \left(\frac{(1218 \times 5/60) + 54}{56(1 - 5/60) + (1272 \times 5/60)} \right) = 55,35$$

Untuk $0 \leq t < 1$ jam :

$$R = \sqrt{\frac{11300}{t + 3,12}} \left[\frac{R_i}{100} \right] = \sqrt{\frac{11300}{(5/60 + 3,12)}} \left[\frac{55,35}{100} \right] = 32,87$$

$$I = \frac{R}{t} = \frac{32,87}{\frac{5}{60}} = 394,46 \text{ mm/jam}$$

- Durasi 60 menit

$$R_i = X_t \left(\frac{1218t + 54}{X_t(1-t) + 1272t} \right) = 56 \left(\frac{(1218 \times 60/60) + 54}{56(1 - 60/60) + (1272 \times 60/60)} \right) = 56$$

Untuk $1 \leq t < 24$ jam :

$$R = \sqrt{\frac{11300t}{t + 3,12}} \left[\frac{X_i}{100} \right] = \sqrt{\frac{11300 \times 60/60}{(60/60 + 3,12)}} \left[\frac{56}{100} \right] = 29,33$$

$$I = \frac{R}{t} = \frac{29,33}{\frac{60}{60}} = 29,33 \text{ mm/jam}$$

BAB 7. HIDROGRAF BANJIR

Seperti dalam uraian siklus hidrologi di atas bahwa komponen air hujan ada yang masuk ke dalam tanah, ada yang tertinggal di daerah cekungan atau danau. Ada juga air hujan yang melimpas di permukaan tanah yang akhirnya masuk ke dalam sungai menambah debit sungai. Tambahan debit tersebut adalah banjir.

Hidrograf adalah hubungan antara debit/ aliran sungai dengan waktu (debit/aliran dari waktu ke- waktu)

Banjir atau tambahan debit pada sungai yang disebabkan oleh hujan, apabila diamati prosesnya akan berjalan sesuai dengan waktu (dari awal banjir sampai akhir banjir). Dengan demikian apabila digambar ke dalam grafik akan didapat waktu sebagai absis serta besarnya debit banjir sebagai ordinat. Grafik hubungan antara waktu serta debit tersebut dinamakan *hidrograf banjir*.

- a. Stage Hydrograph hubungan tinggi air dengan debit
- b. Discharge Hydrograph, hubungan debit dengan waktu
- c. Rating Curve atau Stage- Discharge Hydrograph

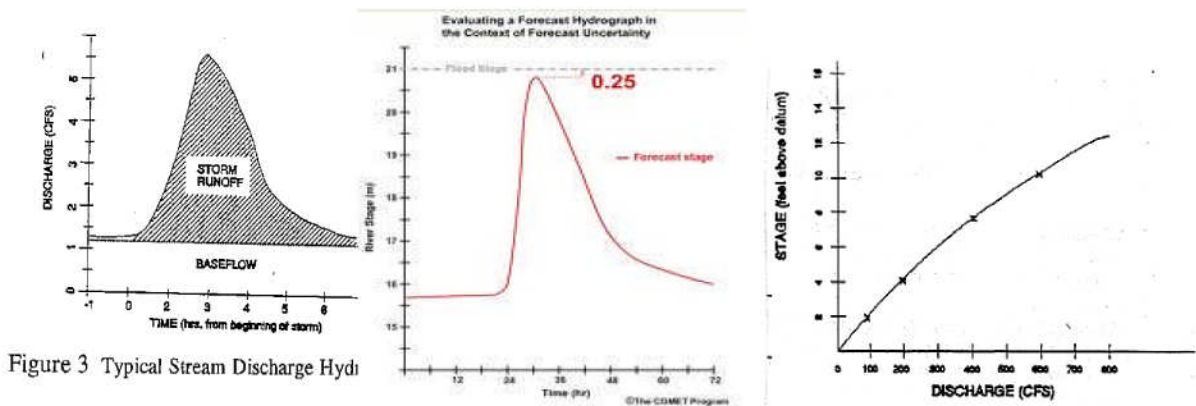
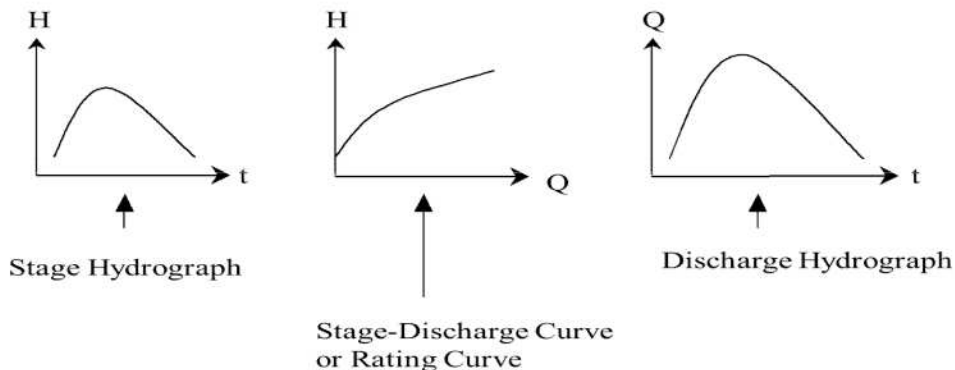


Figure 3 Typical Stream Discharge Hydrograph



Gambar 7.1. Jenis hidrograf

Menurut L.K. Sherman (1932), dikemukakan adanya suatu teori hidrograf banjir, yang disebut dengan *hidrograf satuan*. Hidrograf satuan menggunakan hujan efektif atau hujan netto sebagai penyebab banjirnya. *Hujan netto* adalah bagian dari *hujan total* yang mengakibatkan limpasan langsung.

Cara perhitungan hidrograf satuan cukup sederhana, yaitu dengan mengambil pengamatan serta perhitungan bahwa hujan netto yang terjadi dapat menambah debit sungai sedemikian rupa sehingga pada pertambahan waktu selanjutnya debit sungai akan sama lagi dengan sebelum ada hujan netto. Anggapan tersebut menunjukkan bahwa proses transformasi hujan netto menjadi limpasan langsung mengikuti *proses linier*, serta *tidak berubah oleh waktu (linier and time invariant process)*.

Analisa debit banjir yang dilakukan dengan periode ulang 2,5,10,25,50, dan 100 tahun. Proses perhitungan debit banjir dimulai dengan pengumpulan data hujan dan topografi. Setelah data curah hujan rata-rata dan curah hujan rencana didapat maka perhitungan debit banjir rencana dapat dilakukan dengan beberapa metode antara lain :

1. Metode Hasper
2. Metode Melchior
3. Metode Weduwen
4. Metode Rasional

2.5.1 Metode Hasper

Pada perhitungan debit banjir rencana metode Hasper, tinggi hujan yang diperhitungkan adalah tinggi curah hujan pada titik pengamatan. Persamaannya adalah :

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot f \cdot q$$

dengan :

Q = Debit banjir rencana untuk periode ulang T-tahun (m³/dtk)

α = Koefisien aliran

β = Koefisien reduksi

q = Hujan maksimum per satuan luas (m³/dtk/km²)

f = Luas daerah pengaliran (km²)

Besarnya koefisien aliran

$$\alpha = \frac{1 + 0.012 f^{0.7}}{1 + 0.075 f}$$

Nilai koefisien reduksi

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{(t + 3.7 \times 10^{-0.14t}) f^{3/4}}{t^2 + 15} \cdot \frac{1}{12}$$

Waktu hujan maksimum

$$t_c = 0.1 L^{0.8} |^{-0.3}$$

Hujan maksimum

$$q = \frac{R_t}{3.6t}$$

Kondisi batas :

Untuk $t < 2$ jam

$$Rt = \frac{t.R_T}{t+1 - [0.0008(200 - R_T)(2 + t^2)]}$$

Untuk $t = 2 - 19$ jam

$$Rt = \frac{t.R_T}{t+1}$$

Untuk $t = 19$ jam - 30 hari

$$Rt = 0.707 R_T (t+1)^{0.5}$$

dengan :

t = lama hujan (jam)

q = hujan maksimum (m³ / dtk / km²)

Rt = curah hujan maksimum (mm)

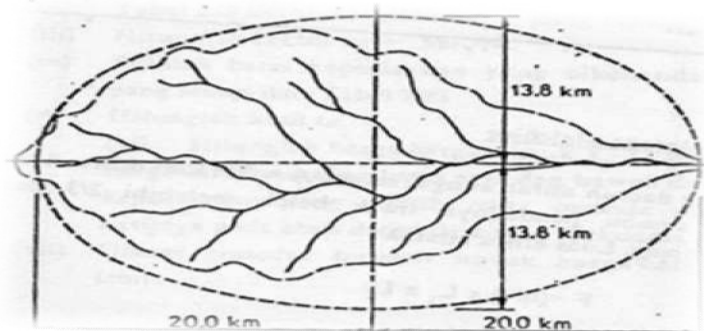
R_T = curah hujan kala ulang T tahun

Prosedur perhitungan :

- Hitung besarnya koefisien aliran
- Hitung nilai koefisien reduksi
- Hitung waktu hujan maksimum
- Hitung hujan maksimum persatuan luas
- Hitung debit banjir kala ulang T-tahun

Metode Melchior

Metode Melchior adalah metode perhitungan banjir rancangan untuk luas tangkapan hujan (*catchment area*) > 100 km².



Gambar 7. 2 Luasan Ellips Perhitungan Debit Melchior

Persamaannya adalah :

$$Q = \frac{R_r}{200} \times Q_n$$

$$Q_n = \alpha \cdot \beta \cdot q \cdot A$$

dengan :

Q_n = debit puncak banjir (m³/dt)

α = koefisien aliran melchior (tabel 2.10)

A = luas tangkapan hujan (km²)

Koefisien reduksi adalah perbandingan antara hujan rata-rata dan hujan maksimum pada suatu daerah pada waktu yang sama.

Waktu konsentrasi dihitung dengan menggunakan rumus :

$$t_c = \frac{10.L}{36.V}$$

$$V = 1.31(Q_s.I^2)^{0.2}$$

$$Q_s = \beta q A$$

dengan :

t_c = waktu konsentrasi (jam)

V = kecepatan aliran (m/s)

L = panjang sungai (m)

Q_s = debit akibat hujan maksimum

Koefisien reduksi (β) dihitung dengan menggunakan rumus :

$$F = \frac{1}{4} \pi L_1 L_2$$

$$F = \frac{1970}{\beta - 0.12} - 3960 + 1720\beta$$

dengan :

F = Luas ellips (km²)

L_1, L_2 = Sumbu ellips

Prosedur perhitungan :

- Lukis elips yang mengelilingi daerah aliran dengan sumbu panjang tidak lebih dari 1.5 x sumbu pendek.
- Hitung luas ellips
- Hitung koefisien reduksi
- Hitung kemiringan rata-rata sungai
- Perkirakan besar hujan maksimum sehari (q) yang ditunjukkan pada tabel 2.10
- Hitung debit Q_s
- Hitung kecepatan aliran
- Hitung waktu konsentrasi

- i. Tentukan persentase koefisien reduksi (β_2) terhadap hujan maksimum 24 jam yang ditunjukkan pada tabel 2.11, hitung nilai (q_2)

$$q_2 = \frac{\beta_2 R}{36t}$$
- j. R adalah curah hujan maksimum setempat sehari diperoleh dari data hujan Jakarta = 200 mm
- k. Jika $q_1 = q_2$ lanjutkan perhitungan selanjutnya.
- l. Karena waktu konsentrasi t_c harus sama dengan lamanya hujan, maka harga q_2 harus dipertinggi dengan suatu harga seperti yang ditunjukkan pada tabel 7.2.
- m. Hitung debit puncak banjir
- n. Hitung debit puncak banjir periode ulang T-tahun Untuk daerah di luar Jakarta.

Table 7.1 Harga-harga Koefisien Limpasan Air Hujan Melchior

<i>Tanah Penutup</i>	Kelompok Hidrologis C	Kelompok Hidrologis D
<i>1</i>	2	3
Hutan lebat (<i>vegetasi dikembangkan dengan baik</i>)	0,60	0,70
Hutan dengan kelembatan sedang (<i>vegetasi dikembangkan dengan cukup baik</i>)	0,65	0,75
Tanaman ladang dan daerah daerah gundul, terjal.	0,75	0,80

Deskripsi dari kelompok-kelompok tanah hidrologi adalah sebagai berikut:

Kelompok C adalah tanah-tanah dengan laju infiltrasi rendah pada waktu dalam keadaan sama sekali basah, dan terutama terdiri dari tanah-tanah yang lapisannya menghalangi gerak turun air atau tanah dengan tekstur agak halus sampai halus. Tanah-tanah ini mempunyai jalur transmisi yang sangat lambat.

Kelompok D adalah tanah dengan potensi limpasan air hujan yang tinggi. Laju infiltrasinya rendah pada saat tanah sama sekali basah, dan terutama pada tanah lempung dengan potensi mengembang yang tinggi. Tanah dengan tinggi muka air tanah yang tinggi dan permanen.

Tabel 7.2. Hubungan Luas ellips dengan hujan maksimum

Luas elips	q	luas elips	Q	luas elips	Q
1	2	3	4	5	6
0.14	29.60	144.00	4.75	720.00	2.30
0.72	22.45	216.00	4.00	1080.00	1.85
1.40	19.90	288.00	3.60	1440.00	1.55
7.20	14.15	360.00	3.30	2160.00	1.20
14.00	11.85	432.00	3.05	2880.00	1.00
29.00	9.00	504.00	2.85	4320.00	0.70
72.00	6.25	576.00	2.65	5760.00	0.54
108.00	5.25	648.00	2.45	7200.00	0.48

Tabel 7.3. Harga Persentase Koefisien Reduksi

F	Hujan selama beberapa jam													
	Km ²	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	16	20
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	44	64	80	89	92	92		93		94	95	96	98	100
10	37	57	70	80	82	84		87		90	91	95	97	100
50	29	45	57	66	70	74		79		83	88	94	96	100
300	20	33	43	52	57	61		69		77	85	93	95	100
	12	23	32	42	50	54		66		74	83	92	94	100

Tabel 7.4. Harga Persentase Curah Hujan Maksimum

T	%	T	%	T	%	T	%								
1	2	3	4	5	6	7	8								
	40	2	630	-	720	10	1330	-	1420	18	2035	-	2120	26	
40	-	115	3	720	-	810	11	1420	-	1510	19	2120	-	2210	27
115	-	190	4	810	-	895	12	1510	-	1595	20	2210	-	2295	28
190	-	265	5	895	-	980	13	1595	-	1680	21	2295	-	2380	29
270	-	360	6	980	-	1070	14	1680	-	1770	22	2380	-	2465	30
360	-	450	7	1070	-	1155	15	1770	-	1830	23	2465	-	2550	31
450	-	540	8	1155	-	1240	16	1830	-	1950	24	2550	-	2640	32
540	-	630	9	1240	-	1330	17	1950	-	2035	25	2640	-	2725	33
												2725	-	2815	34

Sumber data : CD. Soemarto. 1995

Metode Weduwen

Metode perhitungan banjir Der Weduwen diterbitkan pada tahun 1937. Metode tersebut cocok untuk *catchment area* $\leq 100 \text{ km}^2$.

Persamaannya adalah :

$$Q = \alpha \cdot \beta \cdot q_n \cdot A$$

dengan :

- α = koefisien limpasan air hujan weduwen (run off)
- β = koefisien reduksi weduwen
- q_n = debit persatuan luas ($\text{m}^3/\text{dt} \cdot \text{km}^2$)

Rumus-rumus yang digunakan :

$$\alpha = 1 - \frac{4.1}{\beta q_n + 7}$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} A}{120 + A}$$

$$q_n = \frac{Rn}{240} \times \frac{67.65}{t + 1.45}$$

dengan :

- Rn = Curah hujan harian maksimum (mm/hari)

Prosedur perhitungan :

- a. Hitung koefisien limpasan air hujan (run off)
- b. Hitung koefisien reduksi
- c. Hitung debit persatuan luas
- d. Hitung waktu (t)

$$t = \frac{0.476 A^{0.375}}{(\alpha \beta q_n)^{0.125} I^{0.25}}$$

- e. Hitung debit banjir rencana periode ulang T-tahun

Metode Rasional

Metode Rasional banyak digunakan untuk memperkirakan debit puncak yang ditimbulkan oleh hujan dengan luas DAS kecil. Beberapa ahli memandang apabila luas DAS kurang dari 2.5 km dianggap luas DAS kecil (Ponce 1989). Pemakaian metode Rasional sangat sederhana. Beberapa parameter hidrologi yang diperhitungkan adalah intensitas hujan, durasi hujan, frekuensi hujan, luas catchment area, absraksi (kehilangan air akibat evaporasi, intersepsi, infiltrasi, tampungan permukaan) dan konsentrasi aliran.

Metode Rasional didasarkan pada persamaan berikut:

$$Q = 0.278 C.I.A$$

dengan :

I = intensitas hujan (**mm/jam**)

C = Koefisien aliran yang tergantung pada jenis permukaan lahan yang ditunjukkan pada tabel 7.5.

A = Catchment Area (**km²**)

Tabel 7.5. Koefisien Aliran C

Keadaan Catchment	Run off coef.
Bergunung dan curam	0.75 – 0.90
Pegunungan tertier	0.70 – 0.80
Sungai dengan tanah dan hutan dibagian atas dan bawahnya	0.50 – 0.75
Tanah dasar yang ditanami	0.45 – 0.60
Sawah waktu diiri	0.70 – 0.80
Sungai bergunung	0.75 – 0.85
Sungai dataran	0.45 – 0.75

Sumber : SK SNI M – 1989 - F

Prosedur perhitungan :

a. Hitung nilai kecepatan pengaliran (**V = km/jam**) dengan rumus Dr. Rezha :

$$V = 0.72 \left(\frac{H}{L} \right)^{2/3}$$

b. H merupakan beda tinggi antara hulu sungai dengan lokasi bendung

c. Dianggap bahwa periode hujan yang akan menyebabkan debit banjir adalah sama dengan *time concentration* (t_c)

$$t_c = \frac{L}{V}$$

d. Menghitung intensitas hujan dengan rumus Dr. Mononobe.

$$I = \frac{R}{24} \left(\frac{24}{t} \right)^{2/3}$$

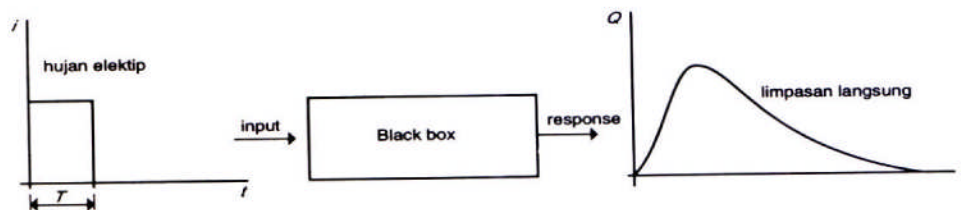
e. Menghitung debit puncak banjir rencana

$$Q = 0.278 C.I.A$$

BAB 8. TEORI KLASIK HIDROGRAF SATUAN

Teori klasik hidrograf satuan (*unit hydrograf*) berasal dari hubungan antara hujan efektif dengan limpasan langsung (*run off*). Hubungan tersebut merupakan salah satu dari *model watershed* yang umum.

Teori hidrograf satuan ini merupakan penerapan pertama dari teori sistim linier dalam hidrologi. Watershednya dipandang sebagai suatu *black box* dan sistimnya ditandai oleh *response* Q (debit) terhadap input tertentu. Inputnya berupa hujan merata, yaitu hujan dengan intensitas konstan sebesar i dan durasi tertentu t yang terbagi rata di atas *watershed*.



Gambar 8.1. : Gambaran Terjadinya Hidrograf banjir

Dengan demikian, hidrograf satuan didefinisikan sebagai limpasan langsung yang diakibatkan oleh suatu satuan volume hujan efektif yang terbagi rata dalam ruang dan waktu. Durasi hujan efektif seringkali disebut periode hidrograf satuan.

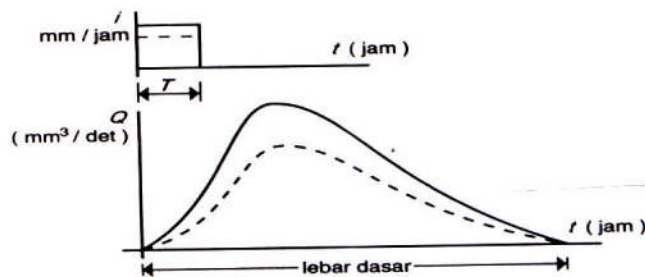
Untuk menghitung hidrograf akibat limpasan dari hujan lain, maka dapat diambil dua asumsi, yaitu :

- sistimnya linier dan tidak berubah karena waktu (*time invariant*).
- tidak ada pengaruh perubahan musim terhadap karakteristik permukaan daerah pengaliran.

Anggapan linieritas dan tidak berubah karena waktu, dapat dijelaskan dengan tiga dalil sebagai berikut :

1. Dalil Satu : Lebar Dasar Konstan

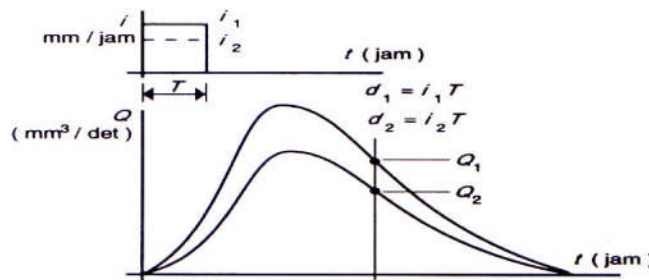
Dalam suatu daerah pengaliran, hidrograf satuan yang dihasilkan oleh hujan-hujan efektif yang sama durasinya, mempunyai lebar dasar yang sama (tidak memandang berapa besar intensitasnya)



Gambar 8.2. : Lebar Dasar Hidrograf Konstan

2. Dalil Dua : Linieritas

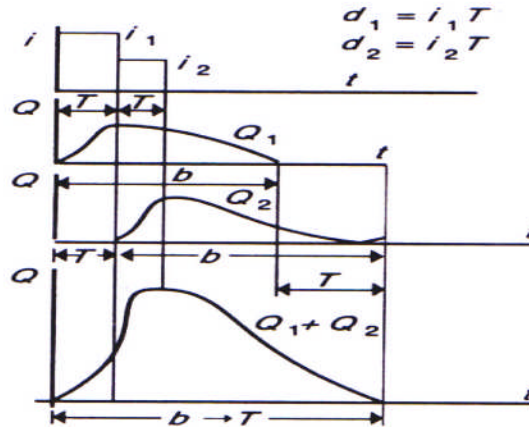
Dalam suatu daerah pengaliran, maka besarnya limpasan langsungnya berbanding lurus terhadap tinggi curah hujan efektifnya, yang berlaku bagi semua hujan dan dengan durasi yang sama.



Gambar 8.3. : Ordinatnya Berbanding Langsung

3. Dalil Tiga : Superposisi

Beberapa limpasan langsung yang dihasilkan oleh beberapa hujan efektifnya yang berurutan, besarnya sama dengan jumlah limpasan langsung yang dihasilkan masing-masing hujan efektif tersebut (dengan memperhitungkan waktu terjadinya).



Gambar 8.4. : Superposisi Dari Beberapa Hujan

Hidrograf satuan (*unit hydrograph*), akan memberikan distribusi waktu pada limpasan yang keluar dari daerah pengaliran sungai atau *watershed*, dengan tinggi tertentu.

Hidrograf satuan menunjukkan bagaimana hujan efektif yang terjadi ditransformasikan menjadi limpasan langsung di pelepasan (*outlet watershed*). Transformasi tersebut disertai anggapan berlakunya dari proses linier.

Hidrograf satuan mempunyai sifat khusus bagi suatu daerah pengaliran sungai (*watershed*) yang menunjukkan adanya efek terpadu dari sifat dan bentuk permukaan DAS (*watershed*) terhadap penelusuran (*routing*) hujan lewat daerah penangkapannya.

Untuk mendapatkan hidrograf satuan dari suatu daerah aliran sungai (= DAS; *watershed*) tertentu, maka diperlukan adanya beberapa pencatatan debit sekurang-kurangnya termasuk juga pencatatan banjir-banjir sedang.

Prinsip-prinsip hidrograf satuan dapat diaplikasikan dalam perhitungan-perhitungan banjir, antara lain untuk :

- Menaksir banjir rencana (*design flood*).
- Mengisi data banjir yang hilang.
- Meramal banjir jangka pendek yang didasarkan atas curah hujan yang tercatat (*recorder rainfall*).

4. Pemisahan Aliran Dasar (*Baseflow Separation*)

Teknik pemisahan aliran dasar dilakukan dengan berbagai metode. Salah satu metode untuk pemisahan *baseflow* yaitu metode grafik yang digunakan untuk menganalisis

aliran dasar pada hidrograf berdasarkan grafik hidrograf. Teknik yang terakhir disebut sering digunakan untuk memisahkan *baseflow* dari debit sungai dalam data kurun waktu yang panjang (Smakhtin, 2001: 9)

Metode yang umumnya digunakan dalam memplotkan komponen aliran dasar dari hidrograf kejadian banjir, termasuk titik aliran dasar yang memotong garis penurunan (*falling limb*).

Terdapat tiga macam pendekatan grafik dalam memisahkan aliran dasar, diantaranya:

a) Metode debit konstan

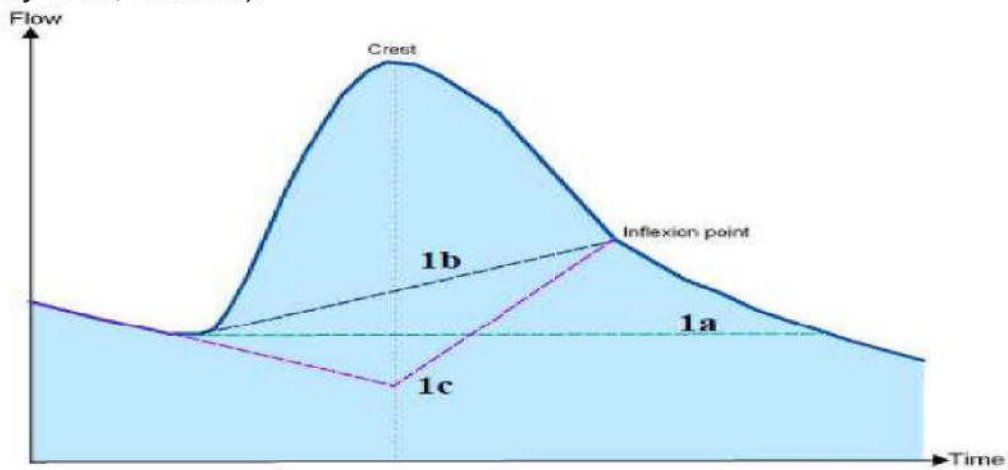
Metode garis lurus pada gambar 2.3 (1a) mengasumsikan bahwa aliran dasar ditentukan dengan garis lurus sebelum titik puncak limpasan. (Linsley *et al.*, 1958: 9).

b) Metode kemiringan konstan

Metode pada gambar 2.3 (1b) menghubungkan titik awal rising limb dengan titik perubahan pada *recession limb* (Linsley *et al.*, 1958: 10).

c) Metode cekung

Metode pada gambar 2.3 (1c) mengasumsikan penurunan awal aliran dasar selama garis naik dengan memproyeksikan kecenderungan penurunan hidrograf sebelum kejadian hujan untuk secara langsung berada di bawah titik puncak hidrograf (Linsley *et al.*, 1958:10).



Gambar 2.3 Teknik pemisahan aliran dasar: (1a) metode debit konstan; (1b) metode kemiringan konstan; (1c) metode cekung (Linsley *et al.*, 1958: 10)

BAB 9. CONTOH HITUNGAN HIDROGRAF SATUAN

Dalam metode ini dikemukakan bahwa unit hydrograph hasil pengolahan data dan pengukuran hidrograf banjir merupakan salah satu alat untuk memperkirakan hidrograf satuan jika diketahui data curah hujan, selama karakteristik fisik daerah aliran tidak mengalami banyak perubahan. Metode ini dipergunakan bila data-data yang tersedia didapatkan dengan periode pendek dan berlaku untuk D.A.S yang tidak terlalu besar.

Prosedure Pengerjaan Hidograf Satuan (Actual Unit Hydrograph):

1. Dari pencatatan hujan lebat, yang turun merata di suatu daerah, pilih beberapa intensitas dengan duration tertentu.
2. Dari pencatatan data debit banjir dengan waktu yang sama, dipersiapkan hidrograph banjir (Flood Hydrograph) selama beberapa hari sebelum sampai sesudah perioda hujan pada butir 1
3. Pisahkan aliran dasar (Base Flow): terhadap aliran permukaan dengan berbagai metoda yang ada
4. Dari hasil pemisahan ini, akan didapat/ dihitung ordinat aliran dasar dan ordinat limpasan langsung
5. Dihitung vol. limpasan langsung dengan persamaan:

$$H_{eff} = d_{eff} = \frac{V_{net}}{A} = \frac{\int_0^T Q_{net} dt}{A}$$

$$= \frac{\sum Q_{net} \Delta t}{A} \text{ (cm)}$$

dengan: A = luas daerah aliran (m²)

Q_{net} = Ordinat debit limpasan langsung

(Q_{net} = Q_{tot} - Q_{BF})

Q_{tot} = debit limpasan total

Q_{BF} = debit limpasan dasar

Δt = batas interval

6. Hitung ordinat-ordinat Hidrograph satuan dengan rumus.

$$\text{Ordinat-ordinat hidrograph satuan} = \frac{\text{Ordinat-ordinat limpasan langsung}}{h_{eff}}$$

Tabel No. 8.1. Contoh tabel Menghitung Hidrograf Satuan

Waktu Tgl. Jam	Debit Total (m ³ /det)	Aliran Dasar (m ³ /det)	Ordinat limpasan langsung (m ³ /det)	Ordinat hidrograph satuan (m ³ /det)
(1)	(2)	(3)	(4) = (2) – (3)	(5) = (4)/h _{eff}

$$\sum Q_{net} = \dots\dots\dots$$

$$h_{eff} = \frac{\sum Q_{net} \cdot \Delta t}{A} = \frac{Q_{net} \cdot x 60 \cdot x 60 \Delta t}{A}$$

Dimana:

Q = debit (m³/det)

A = Luas Daerah Aliran Sungai (DAS) (m²)

T = periode / durasi waktu lamanya debit aliran (detik atau jam)

Contoh soal 1 :

Data dibawah ini (Tabel 8.2) adalah hasil pengukuran aliran dan hujan lebat dengan duration 6 jam, luas daerah pengaliran sungai yang diukur ini = 316 Km².

Pertanyaan :

1. Hitung dan gambar unit hydrograph dengan duration 6 jam
2. Hitung tinggi hujan reff. Yang diwakili oleh Flood Hydrograph

Tabel No. 8.2. Data Debit Aliran

Waktu :	Aliran (m ³ / det)	Waktu	Aliran (m ³ / det)
1 Juni 0.00	17,0	3 Juni 0.00	53,8
6.00	113,2	6.00	42,5
12.00	254,5	12.00	31,1
18.00	198,0	18.00	22,64
2 Juni 0.00	150	1 Juni 0.00	17,0
6.00	113,2		
12.00	87,7		
18.00	67,9		

Jika disumsikan bahwa aliran dasarnya konstan = 17.0 m³/ det.

Penyelesain :

Langkah-langkah perhitungan

a) Pemisahan aliran dasar (base flow) terhadap aliran permukaan.

Debit total = limpasan langsung + aliran dasar atau

Ordinat limpasan langsung = debit total – aliran dasar

$$(4) \qquad (2) \qquad (3)$$

b) Menghitung jumlah debit limpasan langsung dari seluruh interval

$$\text{Waktu} \rightarrow \int_0^t Q_{net} dt = \sum Q_{net} \cdot \Delta t$$

$$= \sum (4) \Delta t$$

c) Menghitung volume limpasan langsung dengan persamaan

$$h_{eff} = \frac{\text{volume limpasan langsung}}{\text{luas daerah aliran}} = \frac{\int_0^t Q_{net} \cdot dt}{A}$$
$$= \frac{\sum Q_{net} \Delta t}{A}$$

A adalah luasan daerah aliran (pendekatan)

d) Menghitung ordinat-ordiant hydrograph satuan dengan rumus :

$$\text{Ordinat-ordiant hydrograph satuan} = \frac{\text{Ordinat limpasan langsung}}{h_{eff}}$$

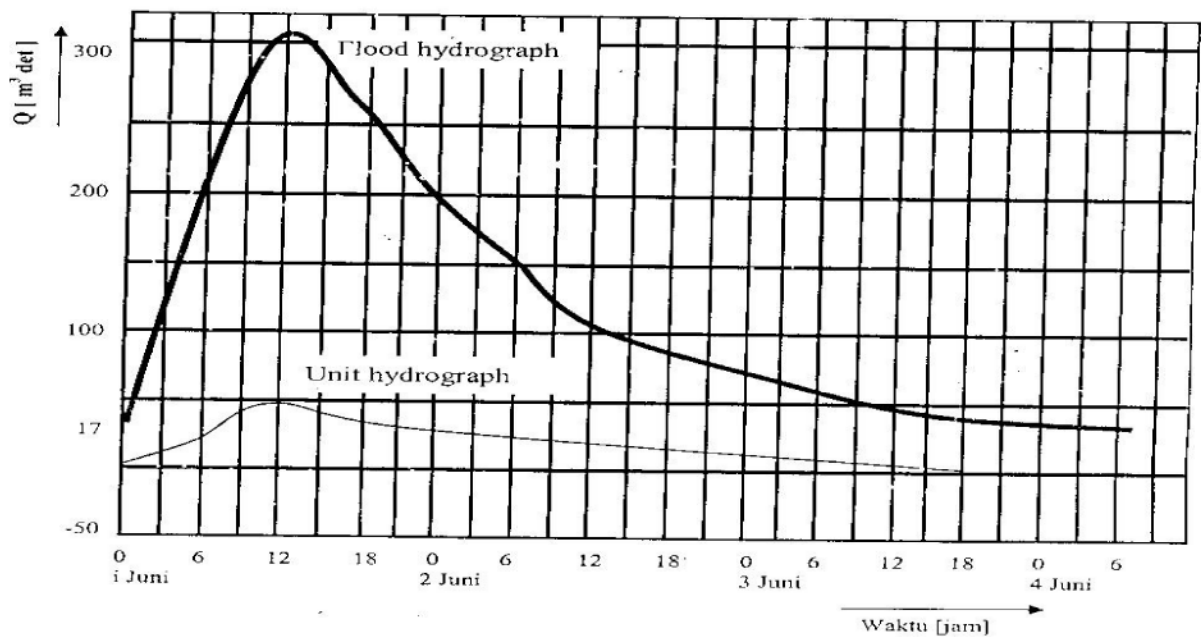
atau

$$\text{kol. (5)} = \frac{\text{kol (4)}}{h_{eff}}$$

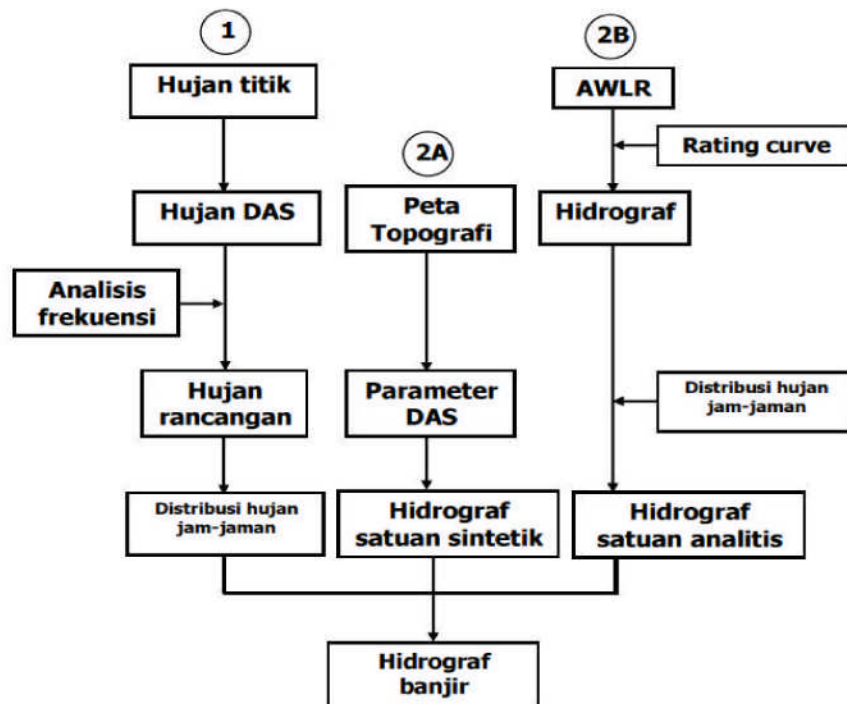
Tabel No. 8.3 Perhitungan Ordinat Hidrograf Satuan

Waktu Tgl. Jam	Debit Total (m ³ /det)	Aliran Dasar (m ³ /det)	Ordinat limpasan langsung (m ³ /det)	Ordinat hidrograph satuan (m ³ /det)	
(1)	(2)	(3)	(4) = (2) - (3)	(5) = (4)/h _{eff}	
1 Juni	0.00	17,0	17	0	0
	6.00	113,2	17	96,2	14,846
	12.00	254,5	17	237,5	36,651
	18.00	198,0	17	181	27,932
2 Juni	0.00	150	17	131	20,252
	6.00	113,2	17	96,2	14,846
	12.00	87,7	17	70,7	10,910
	18.00	67,9	17	50,9	7,855
3 Juni	0.00	53,8	17	36,8	5,679
	6.00	42,5	17	25,5	3,935
	12.00	31,1	17	14,1	2,176
	18.00	22,64	17	5,64	0,870
4 Juni	0.00	17,00	17	0	0
----- $\Sigma Q_{net} = 947,54$					

$$H_{eff} = \frac{947,54 \cdot 6 \cdot 60 \cdot 60}{316000000} = 0,0648 \text{ m} = 6,48 \text{ cm}$$



BAB 10. HIDROGRAF BANJIR RENCANA



Menentukan banjir rencana , misalnya banjir 10 tahunan, 25 tahun dan seterusnya, bisa dilakukan dengan metode langsung (cara 2A dan 2B) maupun metode tidak langsung (cara 1). Metode langsung adalah menganalisis data banjir berseri minimal 10 tahun dan dianalisis menggunakan analisis frekwensi baik normal, lognormal maupun Gumbel. Tetapi di Indonesia cara ini sangat sulit dilakukan karena terbatasnya data debit yang mempunyai jangka waktu yang panjang. Untuk itu analisis debit banjir rancangan lebih banyak dilakukan dengan cara tidak langsung yaitu menggunakan data curah hujan series yang kemudian dianalisis dengan analisis frekwensi yang sesuai untuk mendapatkan hujan rancangan 10 tahun, 50 tahun maupun 100 tahun.

Untuk cara tidak langsung telah dijelaskan pada bab sebelumnya, sedangkan cara langsung yaitu dengan menggunakan hidrograf satuan analitis maupun sintesis. Banyak metode yang dapat digunakan untuk analisis hidrograf satuan menjadi hidrograf banjir, diantaranya adalah metode Collins, Gamma 1 atau Gamma 2, Nakayasu, dan lainnya.

Model Collins

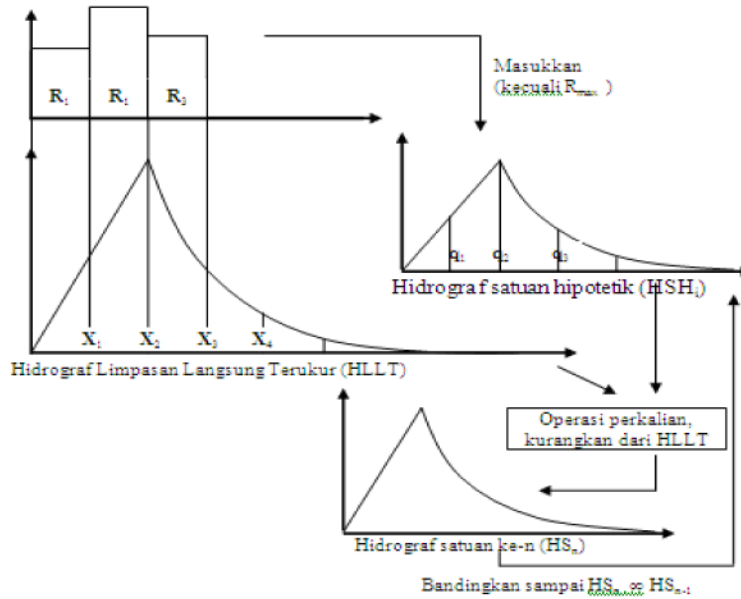
Hidrograf banjir dapat diturunkan dengan Hidrograf satuan terukur dengan cara Collins (Sri Harto, 2000), dengan tahapan sebagai berikut.

- a. Pilih kasus hujan atau rekaman AWLR (hidrograf tinggi muka air tunggal) yang terkait, dan tetapkan hidrografnya dengan liku kalibrasi yang berlaku.
- b. Hidrograf limpasan langsung diperoleh dengan memisahkan aliran dasar dari hidrograf tersebut. Selanjutnya hujan efektif ditetapkan dengan indeks Φ , sedemikian sehingga volume hujan mangkus sama dengan volume hidrograf limpasan langsung.
- c. Hidrograf satuan hipotetik ditetapkan sembarang, akan tetapi hidrograf satuan hipotetik yang pasti ditetapkan dengan ordinat-ordinatnya.
- d. Semua hujan yang terjadi, kecuali hujan yang maksimum ditransformasikan dengan hidrograf satuan hipotetik sehingga diperoleh sebuah hidrograf baru.
- e. Apabila hidrograf terukur dikurangi oleh hidrograf yang diperoleh pada butir (d), maka yang akan diperoleh adalah hidrograf yang ditimbulkan oleh hujan maksimum. Dengan demikian, maka hidrograf satuan 1 mm/jam baru dapat diperoleh dengan membagi semua ordinat hidrograf ini dengan intensitas hujan maksimum. Hidrograf satuan yang diperoleh terakhir ini dibandingkan dengan hidrograf satuan hipotetik. Jika perbedaannya cukup besar dari patokan yang telah ditetapkan, maka butir (d) diulangi lagi dengan menggunakan hidrograf satuan yang diperoleh dari butir (e).
- f. Lakukan prosedur ini berulang-ulang sehingga diperoleh sebuah hidrograf satuan yang tidak berbeda banyak dari yang ditetapkan.

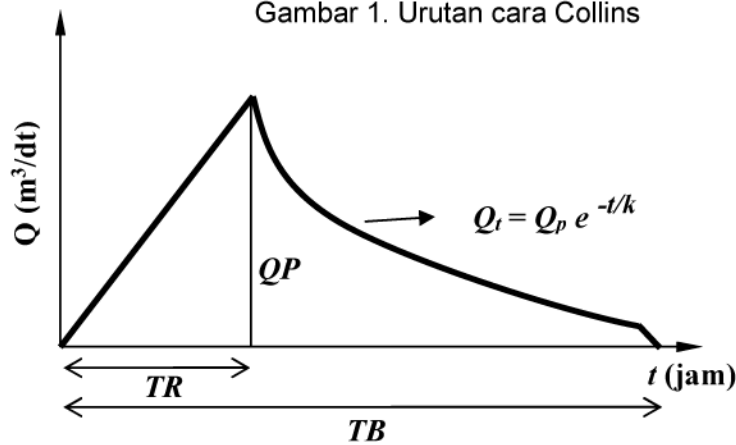
Model HSS Gama I

Transformasi hujan menjadi aliran yang digunakan dalam HSS Gama I mengikuti andaian, bahwa hujan yang jatuh di dalam DAS akan mengalir pertama sekali melewati sungai-sungai tingkat I (satu), yang selanjutnya mengalir ke sungai-sungai dengan tingkat yang lebih tinggi, sampai akhirnya sampai ke titik kontrol (titik yang ditinjau).

HSS Gama I terdiri dari empat variabel pokok yaitu waktu naik (*Time Of Rise*, TR), debit puncak (*Peak Of discharge*, QP), waktu Dasar (*Time of base*, TB) dan koefisien tampungan (*Storage Coefficient*, K).



Gambar 1. Urutan cara Collins



Gambar 2. Hidrograf satuan sintetik Gama I

Model HS Gama II

HSS Gama I hanya dapat digunakan untuk memperkirakan besaran hidrograf untuk besaran hujan tertentu (*event model*). Untuk dapat mewakili sifat hidrograf selama tidak ada hujan diperlukan persamaan sisi resesi dengan koefisien tampungan yang berbeda. Penggabungan antara konsep HSS Gama I dan persamaan aliran dasar ini melahirkan konsep baru, Hidrograf Sintetik Gama II (Sri Harto, 1990) yang dirumuskan dalam persamaan berikut ini.

$$Kg_2 = 100 (16,5395 + 0,6578 F^7 - 17,0379SN - 1,911D)^{0.5} \quad (1)$$

dengan :

Kg_2 = koefisien tampungan untuk HS Gama II

F = 'drainage frequency'

SN = frekuensi sumber yaitu perbandingan antara jumlah pangsa (segment) sungai-sungai tingkat satu dengan jumlah pangsa sungai semua tingkat,

D = kerapatan jaringan kuras, yaitu jumlah panjang sungai semua tingkat persatuan luas DAS.

Dengan demikian penggabungan kedua rumusan HSS Gama I dan HS Gama II dapat mewakili aliran sungai baik pada saat terjadi hujan maupun saat tidak terjadi hujan (*cumulatife flow*). Dari rumusan HSS Gama I dapat dilihat bahwa variabel yang tidak menentu adalah variabel kehilangan air (phi indeks), meskipun dalam penurunan HSS Gama I telah diberikan besaran perkiraannya. Besaran variabel tersebut juga merupakan satu-satunya variabel yang perlu ditetapkan terlebih dulu sebelum HS Gama II dapat dioperasikan. Oleh sebab itu HS Gama II masih memerlukan tahap kalibrasi untuk menetapkan besaran phi tersebut.

BAB 11. CONTOH HITUNGAN HIDROGRAF BANJIR

Contoh Soal 1

Diketahui suatu hujan selama satu jam dengan intensitasnya sebesar 20 mm/jam (merupakan hidrograf satuan karena hujan tunggal durasi satu jam). Hujan tersebut mengakibatkan debit pada suatu titik pengukuran di sungainya sebagai berikut :

t (jam)	Q (m ³ /det)
0	0
1	5
2	19
3	33
4	36
5	30
6	24
7	18
8	14
9	10
10	8
11	4
12	2
13	0

Gambar hidrograf banjir tersebut jika ada hujan 2 jam berturut-turut 40 mm/jam dan 10 mm/jam !.

Penyelesaian :

Perhitungan hidrograf banjir untuk hujan dua jam (40 mm dan 10 mm) :

T (jam)	Hujan 20 mm	Hujan 40 mm (Jam ke 0 – 1)	Hujan 10 mm (Jam ke 1 – 2)	Hujan Total (40mm + 10 mm)
0	0	$[40/20] \times 0 = 0$	-----	0
1	5	$[40/20] \times 5 = 10$	$[10/20] \times 0 = 0$	$10 + 0 = 10$
2	19	$[40/20] \times 19 = 38$	$[10/20] \times 5 = 2,50$	$38 + 2,50 = 40,50$
3	33	$[40/20] \times 33 = 66$	$[10/20] \times 19 = 9,50$	$66 + 9,50 = 75,50$
4	36	$[40/20] \times 36 = 72$	$[10/20] \times 33 = 16,50$	$72 + 16,50 = 88,50$
5	30	$[40/20] \times 30 = 60$	$[10/20] \times 36 = 18$	$60 + 18 = 78$
6	24	$[40/20] \times 24 = 48$	$[10/20] \times 30 = 15$	$48 + 15 = 63$
7	18	$[40/20] \times 18 = 36$	$[10/20] \times 24 = 12$	$36 + 12 = 48$
8	14	$[40/20] \times 14 = 28$	$[10/20] \times 18 = 9$	$18 + 9 = 37$
9	10	$[40/20] \times 10 = 20$	$[10/20] \times 14 = 7$	$20 + 7 = 27$
10	8	$[40/20] \times 8 = 16$	$[10/20] \times 10 = 5$	$16 + 5 = 21$
11	4	$[40/20] \times 4 = 8$	$[10/20] \times 8 = 4$	$8 + 4 = 12$
12	2	$[40/20] \times 2 = 4$	$[10/20] \times 4 = 2$	$4 + 2 = 6$
13	0	$[40/20] \times 0 = 0$	$[10/20] \times 2 = 1$	$0 + 1 = 1$
14	-----	-----	$[10/20] \times 0 = 0$	0

Coba saudara gambar hidrograf hujan dua jam ini !.

Contoh Soal 2

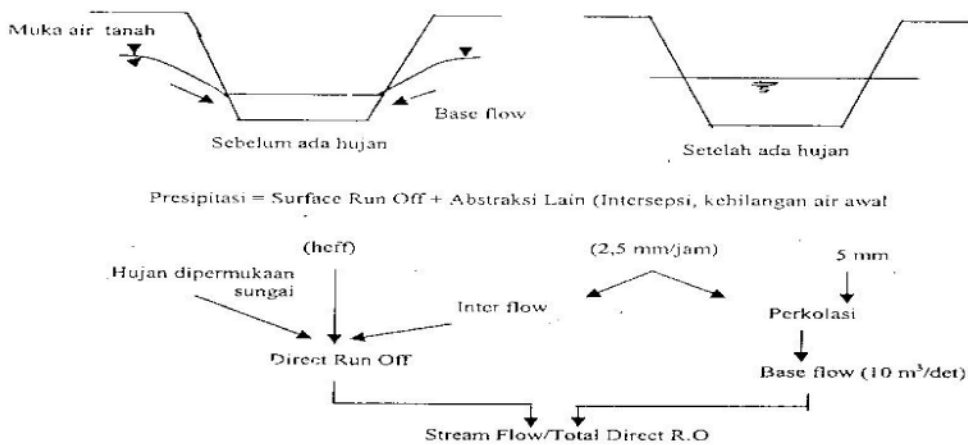
Hitung ordinat dari hidrograf banjir yang dihasilkan dari 3 jam hujan lebat. Masing - masing hujan efektif dengan besarnya 2 cm; 6,75 cm dan 3,75 cm dan dimulai selang 3 jam. Ordinat dari unit hidrografnya diberikan dalam tabel berikut.

Tabel No. 8.4. Debit Unit Hidrograf

Jam	03	06	09	12	15	18	21	24	03	06	09	12	15	18	21	24
Ordinat Unit Hid (m ³ /det)	0	110	365	500	390	310	250	235	175	130	95	65	40	22	10	0

Asumsikan kehilangan air awal = 5 mm, indeks infiltrasi = 2,5 mm/jam, aliran dasar (base flow) = 10 m³ / det

Penyelesaian :

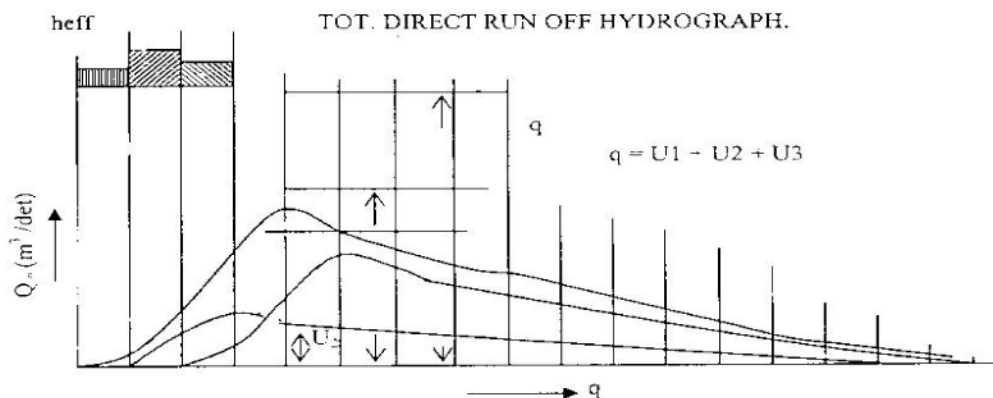


Gambar No. 14.3. Bagan Alir Total Aliran Air

Dianggap: Hujan dipermukaan sungai dan interflow sangat kecil dibandingkan surface run off, jadi hujan efektif seluruhnya akan menjadi direct run off. Jadi Infiltrasi dan kehilangan air awal tidak mempengaruhi hujan efektif.

Ordinat limpasan langsung = hujan efektif x ordinat unit hydrograph.

- Kolom (3) = 2 x kolom (2)
- Kolom (4) = 6,15 x kolom (2)
- Kolom (5) = 3,75 x kolom (2)



Tabel No. 8.5 Perhitungan Ordinal Limpasan

Jam	Ordinat unit Hidograph (m ³ /det)	Ordinat Limpasan Langsung				Bae Flow (m ³ /det)	Ordinat Limpasan (m ³ /det)
		U ₁ (m ³ /det)	U ₂ (m ³ /det)	U ₃ (m ³ /det)	U _{total} (m ³ /det)		
(1)	(2)	(2) x h _{eff} I	(2) x h _{eff} II	(2) x h _{eff} III	(6) = 3 - + (4) (5)	(7)	(8)=(6)+(7)
03	0	0			0	10	10
06	110	220	0		220	10	230
09	365	730	742,5	0	1472,5	10	1482,5
12	500	1000	2463,75	412,5	3876,25	10	3886,25
15	390	780	3375	1368,75	5522,75	10	5532,75
18	310	620	2632	1875	5127,5	10	5137,5
21	250	500	2092,5	1462,5	4055	10	4065
24	235	470	1687,5	1162,5	3320	10	3330
03	175	350	1586,25	937,5	2873,75	10	2883,75
06	130	250	1181,25	881,25	2322,5	10	2332,5
09	95	190	877,5	656,25	1723,75	10	1733,75
12	65	130	641,25	487,25	1258,5	10	1268,5
15	40	80	438,75	356,25	875	10	885
18	22	44	270	234,75	557,75	10	567,75
21	10	20	148,5	150	318,5	10	328,5
24	0	0	67,5	82,5	150	10	160
03			0	37,5	37,5	10	47,5
06				0	0	10	10
09							

Debit banjir = 5532,75 m³/det (= Ordinat Debit Limpasan Total Maksimum)

CONTOH SOAL 3

Hitung ordinat dari hidrograf banjir yang dihasilkan dari 3 jam hujan lebat. Masing-masing hujan eff. Besarnya 2,5; 6,5 dan 3,5 cm dan dimulai selang 3 jam. Ordinat dari unit hidrografnya diberikan dalam tabel berikut.

Tabel No. 8.4. Debit Unit Hidrograf

Jam	03	06	09	12	15	18	21	24	03	06	09	12	15	18	21	24
Ordinat Unit Hid (m ³ /det)	0	110	365	500	390	310	250	235	175	130	95	65	40	22	10	0

BAB 12. HIDROGRAF SATUAN SINTETIK

Untuk membuat hidrograf banjir pada sungai yang tidak ada atau sedikit sekali dilakukan observasi hidrograf banjirnya, maka perlu dicari karakteristik atau parameter daerah pengaliran tersebut terlebih dulu, misalnya :

- waktu untuk mencapai puncak hidrograf (*time to peak magnitude*),
- lebar dasar hidrograf,
- luas daerah pengaliran,
- kemiringan daerah,
- panjang alur terbesar (*length of the longest channel*),
- koefisien limpasan (*run off*),
- serta parameter lainnya.

Untuk itu digunakan *hidrograf sintetik* yang telah diperoleh dari daerah lain, dimana parameter-parameternya harus disesuaikan terlebih dulu dengan karakteristik daerah pengaliran yang akan ditinjau.

8.1. Jenis Hidrograf Satuan Sintetik

Dari hidrograf satuan sintetik ini dikenal dua jenis hidrograf satuan sintetik yang akan dibahas, yaitu :

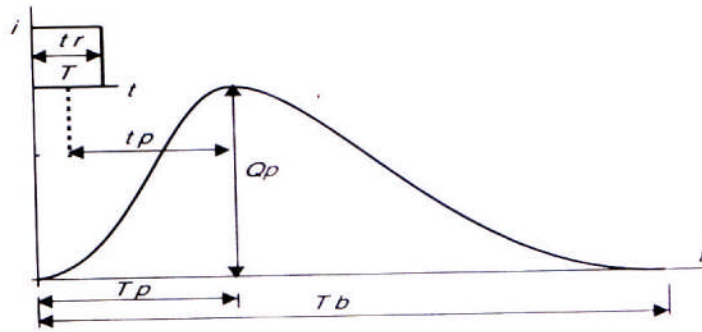
- a. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder.
- b. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

8.2. Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Pada awal tahun 1938, F.F. Snyder (USA) telah mengembangkan rumus empiris dengan koefisien-koefisien empiris yang menghubungkan unsur-unsur dari hidrograf satuan dengan karakteristik daerah pengaliran.

Hidrograf Satuan Sintetik ini ditentukan secara cukup baik dengan tinggi hujan 1 cm, serta ke tiga unsur yang lain, yaitu :

- Debit Puncak atau Q_p (m^3 / det).
- Lebar Dasar Hidrograf atau T_b (jam).
- Lama Hujan atau t_r (jam)



Gambar 8.1. : Hidrograf Satuan Sintetik Snyder

Unsur-unsur hidrograf satuan sintetik dari Snyder adalah sebagai berikut :

- A = luas daerah pengaliran (km^2).
- L = panjang aliran utama (km).
- L_c = jarak antara titik berat daerah pengaliran dengan pelepasan (outlet) yang diukur sepanjang aliran utama (km)

Dengan unsur-unsur tersebut di atas, Snyder membuat rumusan-rumusan untuk hidrograf sintetiknya sebagai berikut :

$$t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3} \dots\dots\dots 8.1.$$

$$t_r = \frac{t_p}{5,5} \dots\dots\dots 8.2.$$

$$Q_p = 2,78 \cdot \frac{C_p \cdot A}{t_p} \dots\dots\dots 8.3.$$

$$T_b = 72 + 3 \cdot t_p \dots\dots\dots 8.4.$$

Dimana :

C_t dan C_p harus ditentukan secara empiris, karena besarnya berubah-ubah antara daerah satu dengan lainnya.

$$C_t = 0,75 - 3,00$$

$$C_p = 0,90 - 1,40$$

8.3. Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Nakayasu dari Jepang telah mengamati hidrograf satuan pada beberapa sungai di Jepang. Kemudian Nakayasu membuat rumus empiris hidrograf satuan sintetik sebagai berikut :

$$Q_p = \frac{A \cdot R_0}{3,6 \cdot \{0,3 \cdot T_p + T_{0,3}\}} \dots\dots\dots 8.5.$$

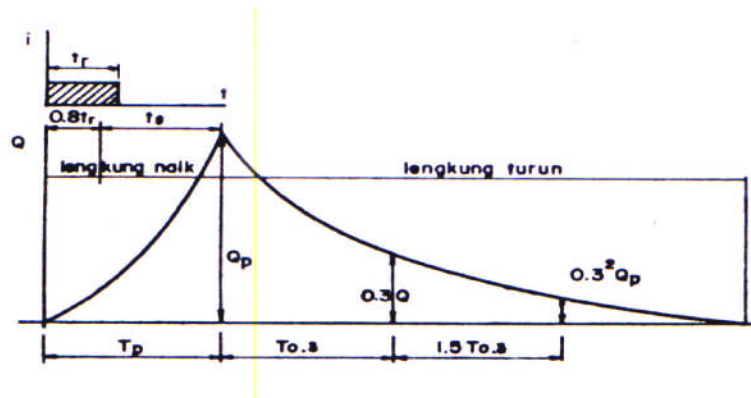
Dimana :

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 (jam)



Gambar 8.2. : Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Bagian lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan sintetik Nakayasu mempunyai persamaan sebagai berikut :

$$Q_a = Q_p \cdot \left\{ \frac{t}{T_p} \right\}^{2,4} \dots\dots\dots 8.6.$$

Dimana Q_a merupakan limpasan sebelum mencapai debit puncak (m^3 / det)

Bagian lengkung turun (*decreasing limb*) dimana selang waktu dari puncak sampai ke seperti sebelum ada banjir, mempunyai rumus sebagai berikut :

$Q_p > Q_{d1} > 0,3.Q_p$, maka :

$$Q_{d1} = Q_p \cdot \{0,3\}^a \dots\dots\dots 8.7.$$

$$\text{dimana : } a = \frac{t - T_p}{T_{0,3}}$$

$0,3.Q_p > Q_{d2} > (0,3)^2.Q_p$, maka :

$$Q_{d2} = Q_p \cdot \{0,3\}^b \dots\dots\dots 8.8.$$

$$\text{dimana : } b = \frac{t - T_p + 0,5.T_{0,3}}{1,5.T_{0,3}}$$

$Q_{d2} < (0,3)^2.Q_p$, maka :

$$Q_{d3} = Q_p \cdot \{0,3\}^c \dots\dots\dots 8.9.$$

$$\text{dimana : } c = \frac{t - T_p + 1,5.T_{0,3}}{2.T_{0,3}}$$

Besarnya T_p tergantung dari waktu tenggang (t_g) serta waktu hujan (t_r), dimana dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$T_p = t_g + 0,8.t_r \dots\dots\dots 8.10.$$

Untuk waktu tenggang (t_g), besarnya tergantung dari panjang sungainya (L), dimana dapat dirumuskan sebagai berikut :

$$L < 15km , \text{ maka : } t_g = (0,21).L^{0,7} \dots\dots\dots 8.11.$$

$$L > 15km , \text{ maka : } t_g = 0,4 + (0,058).L \dots\dots\dots 8.12.$$

Dimana :

L = panjang alur sungai (km)

t_g = waktu tenggang = waktu konsentrasi (jam)

t_r = (0,5-1) t_g (jam)

$T_{0,3}$ = $\alpha.t_g$ (jam)

- Untuk daerah pengaliran biasa, maka $\alpha = 2$.
- Untuk hidrograf dengan bagian naik lambat dan bagian menurun cepat, maka $\alpha = 1,5$.
- Untuk hidrograf dengan bagian naik cepat dan bagian menurun lambat, maka $\alpha = 3$

8.4. Contoh Soal Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu.

Luas daerah pengaliran sampai pelepasannya (*outlet*) = 2.400 km². Panjang sungainya = 75 km. Hitung ordinat hidrograf banjirnya !.

Penyelesaian :

$$L = 75 \text{ km} > 15 \text{ km} \rightarrow t_g = 0,4 + 0,058.L = 0,4 + 0,058.(75) = 4,75 \text{ jam}$$

$$\text{Ditetapkan untuk : } t_r = 0,5.t_g = 0,5.(4,75) = 2,375 \text{ jam}$$

$$T_p = t_g + 0,8.t_r = 4,75 + 0,8.(2,375) = 6,65 \text{ jam}$$

Ditetapkan bahwa pengaliran biasa, sehingga $\alpha = 2$

$$\text{Maka : } T_{0,3} = \alpha.t_g = 2.(4,75) = 9,5 \text{ jam}$$

$$\text{Sehingga : } 1,5.T_{0,3} = 1,5.(9,5) = 14,25 \text{ jam}$$

$$Q_p = \frac{A.R_0}{3,6.\{0,3.T_p + T_{0,3}\}} = \frac{(2.400).(1)}{3,6.\{(0,3).(6,65) + 9,5\}} = 57,996 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk menghaluskan Gambar 8.2., maka harus dicari tiap-tiap jam seperti berikut :

a. Pada Lengkung Naik :

$$Q_a = Q_p \left\{ \frac{t}{T_p} \right\}^{2,4}, \text{ karena } T_p \text{ dicapai sampai jam ke } 6,65, \text{ maka harga } t \text{ diisikan untuk masing-masing jam ke } 1, 2, 3, 4, 5 \text{ dan } 6.$$

$$Q_1 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{1}{6,65} \right\}^{2,4} = 0,6146 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$Q_2 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{2}{6,65} \right\}^{2,4} = 3,2441 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$Q_3 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{3}{6,65} \right\}^{2,4} = 8,5845 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$Q_4 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{4}{6,65} \right\}^{2,4} = 17,1226 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$Q_5 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{5}{6,65} \right\}^{2,4} = 29,2519 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$Q_6 = 57,996 \cdot \left\{ \frac{6}{6,65} \right\}^{2,4} = 45,3095 \text{ m}^3 / \text{det}$$

b. Pada Lengkung Turun :

Q_{d1} :

$$Q_{d1} = Q_p \cdot (0,3)^a, \text{ dimana : } a = \frac{t - T_p}{T_{0,3}} = \frac{t - 6,65}{9,5}$$

Harga t diisikan untuk jam antara jam Q_p sampai dengan jam $0,3 \cdot Q_p$,
yaitu : jam ke 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15 dan 16.

$$\text{Untuk jam ke 7 : } a = \frac{7 - 6,65}{9,5} = 0,0368, \text{ sehingga :}$$

$$Q_7 = 57,996 \cdot (0,3)^{0,0368} = 55,4825 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$\text{Untuk jam ke 8 : } a = \frac{8 - 6,65}{9,5} = 0,1421, \text{ sehingga :}$$

$$Q_8 = 57,996 \cdot (0,3)^{0,1421} = 48,8761 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$\text{Untuk jam ke 9 : } a = \frac{9 - 6,65}{9,5} = 0,2474, \text{ sehingga}$$

$$Q_9 = 57,996 \cdot (0,3)^{0,2474} = 43,0564 \text{ m}^3 / \text{det}$$

$$\text{Untuk jam ke 10 : } a = \frac{10 - 6,65}{9,5} = 0,3526, \text{ sehingga :}$$

$$Q_{10} = 57,996 \cdot (0,3)^{0,3526} = 37,9342 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 11 : $a = \frac{11-6,65}{9,5} = 0,4579$, sehingga :

$$Q_{11} = 57,996.(0,3)^{0,4579} = 33,4173 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 12 : $a = \frac{12-6,65}{9,5} = 0,5632$, sehingga :

$$Q_{12} = 57,996.(0,3)^{0,5632} = 29,4383 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 13 : $a = \frac{13-6,65}{9,5} = 0,6684$, sehingga :

$$Q_{13} = 57,996.(0,3)^{0,6684} = 25,9362 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 14 : $a = \frac{14-6,65}{9,5} = 0,7737$, sehingga :

$$Q_{14} = 57,996.(0,3)^{0,7737} = 22,8479 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 15 : $a = \frac{15-6,65}{9,5} = 0,8789$, sehingga :

$$Q_{15} = 57,996.(0,3)^{0,8789} = 20,1298 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 16 : $a = \frac{16-6,65}{9,5} = 0,9842$, sehingga :

$$Q_{16} = 57,996.(0,3)^{0,9842} = 17,7329 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Q_{d2} :

$$Q_{d2} = Q_p.(0,3)^b, \text{ dimana : } b = \frac{t - T_p + 0,5.T_{0,3}}{1,5.T_{0,3}}$$

Harga t diisikan untuk jam antara jam $0,3.Q_p$ sampai dengan jam $(0,3)^2.Q_p$, yaitu : jam ke 17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, dan 30.

Untuk jam ke 17 : $b = \frac{17 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,0596$, sehingga :

$$Q_{17} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,0596} = 16,1941 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 18 : $b = \frac{18 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,1298$, sehingga :

$$Q_{18} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,1298} = 14,8816 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 19 : $b = \frac{19 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,2$, sehingga :

$$Q_{19} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,2} = 13,6755 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 20 : $b = \frac{20 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,2702$, sehingga :

$$Q_{20} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,2702} = 12,5672 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 21 : $b = \frac{21 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,3404$, sehingga :

$$Q_{21} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,3404} = 11,5487 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 22 : $b = \frac{22 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,4105$, sehingga :

$$Q_{22} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,4105} = 10,6140 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 23 : $b = \frac{23 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,4807$, sehingga :

$$Q_{23} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,4807} = 9,7537 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 24 : $b = \frac{24 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,5509$, sehingga :

$$Q_{24} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,5509} = 8,9632 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 25 : $b = \frac{25 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,6211$, sehingga :

$$Q_{25} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,6211} = 8,2368 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 26 : $b = \frac{26 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,6912$, sehingga :

$$Q_{26} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,6912} = 7,5702 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 27 : $b = \frac{27 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,7614$, sehingga :

$$Q_{27} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,7614} = 6,9566 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 28 : $b = \frac{28 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,8316$, sehingga :

$$Q_{28} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,8316} = 6,3928 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 29 : $b = \frac{29 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,9018$, sehingga :

$$Q_{29} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,9018} = 5,8747 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 30 : $b = \frac{30 - 6,65 + (0,5) \cdot (9,5)}{14,25} = 1,9719$, sehingga :

$$Q_{30} = 57,996 \cdot (0,3)^{1,9719} = 5,3993 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Q_{d3}

$$Q_{d3} = Q_p \cdot (0,3)^c, \text{ dimana : } c = \frac{t - T_p + 1,5 \cdot T_{0,3}}{2 \cdot T_{0,3}}$$

Harga t diisikan untuk jam < jam $(0,3)^2 \cdot Q_p$ sampai dengan jam dimana Q sama dengan (atau mendekati) 0, yaitu : jam ke 31, 32, 33,.....

Untuk jam ke 31 : $c = \frac{31 - 6,65 + 1,5 \cdot (9,5)}{2 \cdot (9,5)} = 2,0316$, sehingga :

$$Q_{31} = 57,996 \cdot (0,3)^{2,0316} = 5,0248 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 32 : $c = \frac{32 - 6,65 + 1,5 \cdot (9,5)}{2 \cdot (9,5)} = 2,0842$, sehingga :

$$Q_{32} = 57,996 \cdot (0,3)^{2,0842} = 4,7164 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 33 : $c = \frac{33 - 6,65 + 1,5 \cdot (9,5)}{2 \cdot (9,5)} = 2,1368$, sehingga :

$$Q_{33} = 57,996 \cdot (0,3)^{2,1368} = 4,4270 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 34 : $c = \frac{34 - 6,65 + 1,5 \cdot (9,5)}{2 \cdot (9,5)} = 2,1895$, sehingga :

$$Q_{34} = 57,996 \cdot (0,3)^{2,1895} = 4,1548 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk jam ke 35 : $c = \frac{35 - 6,65 + 1,5 \cdot (9,5)}{2 \cdot (9,5)} = 2,2421$

Dst.....

Selanjutnya, hidrograf dapat digambarkan.

DAFTAR PUSTAKA

1. Hidrologi Untuk Pengairan, Ir. Suyono Sosrodarsono , Kensaku Takeda, PT. Pradnya Paramita, Jakarta , 1976.
2. Hydrotogi for Engineers, Ray K. Linsley Ir. Max. A. Kohler, Joseph L.H. Apaulhus.Mc.Grawhill, 1986.
3. Mengenal dasar dasar hidrologi, fr. Joice Martha, Ir. Wanny Adidarma Dipl. H. Nova, Bandung.
4. Hidrologi & Pemakaiannya, jilid I, Prof. Ir. Soemadyo, diktat kuliah ITS. 1976
5. C.D. Soemarto, 1995; *Hidrologi Teknik*, Erlangga Jakarta
6. Sri Harto, 1993; Analisis Hidrologi, Gramedia Pustaka Utama Jakarta
7. _____, 2000; Hidrologi, Nafiri Offs
8. Applied Hydrology, B.J. Barfield, Prof