

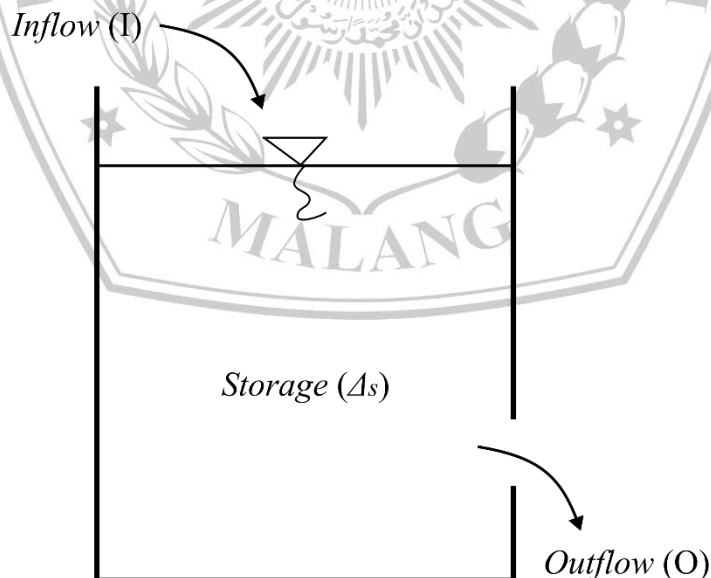
BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Neraca Air (*Water Balance*)

Neraca air (*water balance*) merupakan konsep perencanaan dalam hidrologi yang menjelaskan terkait hubungan antara arah gerakan aliran masuk dan arah gerakan aliran keluar pada suatu mekanisme. Dalam analisis neraca air dilakukan penyederhanaan yang menyesuaikan dengan kondisi lokasi perencanaan. Sebab, dalam analisis neraca air memiliki kriteria pengukuran yang rumit sewaktu di lapangan, utamanya yang berkorelasi dengan kriteria air tanah (Hadisusanto, 2010). Analisis neraca air dilakukan dengan tujuan sebagai berikut.

1. Mengetahui perhitungan kapasitas tersedianya air pada permukaan tanah serta lapisan bawah tanah.
2. Memperkirakan susunan pemakaian air yang tersedia.
3. Memberikan pengetahuan mengenai keseimbangan kelebihan jumlah air serta kekurangan air.
4. Sebagai dasar pada analisis untuk desain pada manajemen sda untuk memperoleh hasil yang optimal.



Gambar 2. 1 Kontinuitas Tampunguan Air pada Sistem Hidrologi
(Sumber: Hadisusanto, 2010)

Prinsip perhitungan neraca air didasarkan pada konsep persamaan kontinuitas, yang dinyatakan pada rumus berikut.

$$I - O = \Delta_s \quad (2.1)$$

2.2 Kolam Retensi

Kolam retensi merupakan infrastruktur air berupa tempat penyimpanan air pada interval tertentu yang didesain untuk memangkas puncak debit banjir didalam sungai, sehingga kolam retensi merupakan infrastruktur yang tergolong sebagai bangunan pengendali banjir. Kolam retensi termasuk sistem drainase ramah lingkungan, sebab karakteristik dari kolam retensi berupa cekungan yang dapat menyimpan serta menyerap air yang bergantung dari material dinding dan dasar pada kolam.

Kolam retensi memiliki 2 model, yaitu kolam yang secara alami terbentuk serta kolam yang dibuat oleh manusia. Kolam alami terbentuk berupa lahan resapan yang muncul secara alamiah pada kondisi aslinya, misalnya danau atau rawa. Untuk kolam buatan manusia berupa kolam yang didesain untuk menampung kapasitas tertentu dengan bahan material yang kuat, seperti beton. Pada kolam non-alami, kapasitas tampungan yang masuk pada kolam harus mampu menampung kapasitas yang sesuai dengan perencanaan agar fungsi dari kolam retensi tercapai, yaitu untuk memotong debit puncak banjir (*peak flow*) pada saat terjadi luapan banjir.

2.2.1 Tipe Kolam Retensi

Kolam retensi memiliki beberapa tipe yang penggunaannya menyesuaikan dengan kondisi sungai maupun topografi daerah aliran sungai. Adapun jenis dari kolam retensi berdasarkan letak kolamnya yaitu yang terletak pada sisi samping sungai atau kolam retensi tipe samping (*separate retarding basin*), selain itu terdapat kolam retensi pada badan sungai, serta kolam retensi yang berada di badan sungai dengan tipe memanjang (*long storgae*). Masing-masing dari tipe kolam retensi memiliki kelengkapan sistem dan kesesuaian tipe penggunaan kolam. Adapun ringkasan dari perbandingan kelengkapan sistem kolam diringkas pada tabel berikut.

Tabel 2. 1 Perbandingan Kelengkapan Sistem Kolam Retensi

Kelengkapan Sistem		
Tipe Samping	Tipe di Dalam Badan Sungai	Tipe Long Storage
1. Kolam retensi	1. Kolam retensi	1. Saluran yang lebar dan dalam
2. Pintu inlet	2. Tanggul keliling	2. Cek dam/bendung setempat
3. Bangunan pelimpah samping	3. Pintu <i>outlet</i>	
4. Pintu outlet	4. Bendung	
5. Jalan akses menuju kolam retensi	5. Saringan sampah	
6. Ambang rendah di depan pintu outlet	6. Kolam penangkap sedimen	
7. <i>Trashrack</i>		
8. Kolam penangkap sedimen		

(Sumber: PUPR, 2012)

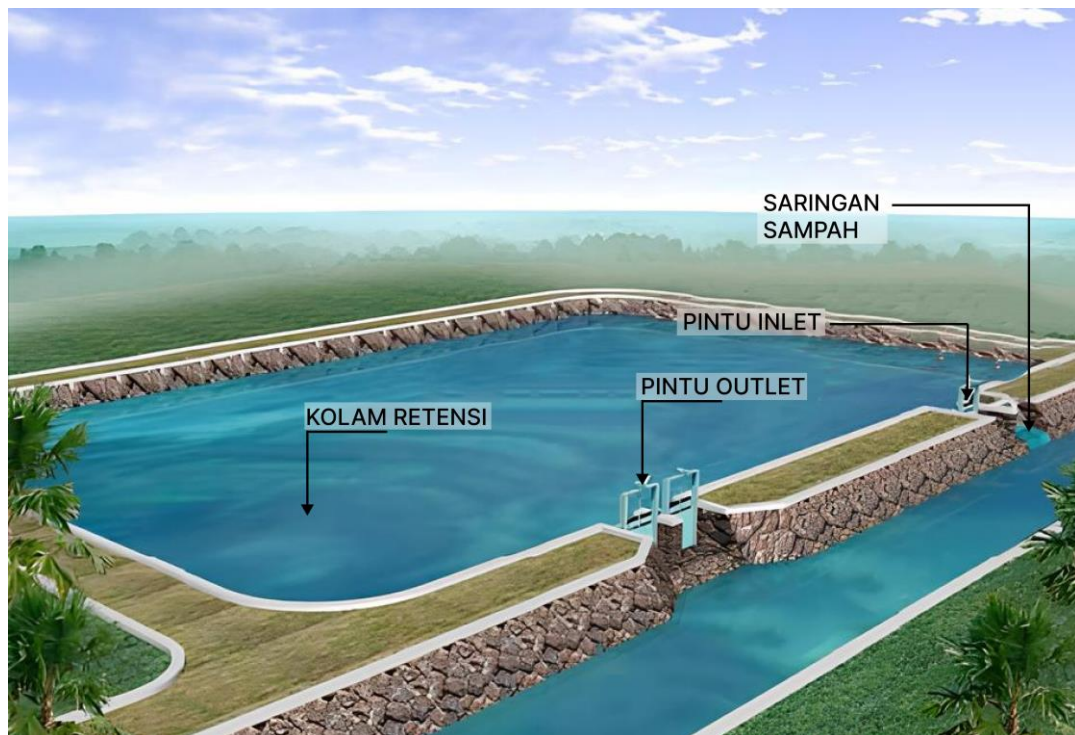
Perbandingan untuk kesesuaian tipe dalam perencanaan kolam retensi diringkas pada tabel berikut.

Tabel 2. 2 Kesesuaian Tipe Perencanaan Kolam Retensi

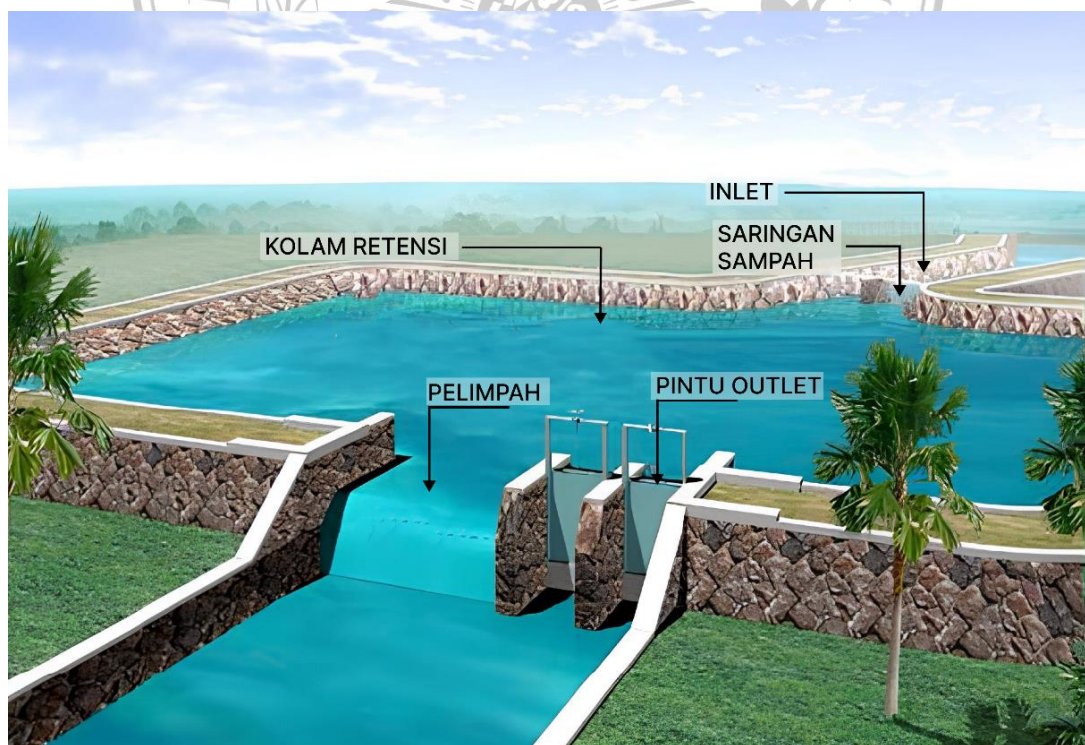
Kesesuaian Tipe		
Tipe Samping	Tipe di Dalam Badan Sungai	Tipe Long Storage
1. Dipakai apabila tersedia lahan kolam retensi	1. Dipakai apabila lahan sulit didapat	1. Mengoptimalkan saluran drainase yang ada karena lahan tidak tersedia
2. Kapasitas bisa optimal apabila lahan tersedia	2. Kapasitas kolam retensi terbatas	2. Kapasitasnya terbatas
3. Tidak mengganggu sistem aliran yang ada	3. Mengganggu aliran yang ada di hulu	3. Mengganggu aliran yang ada
4. Pemeliharaan lebih mudah	4. Pelaksanaan lebih sulit	4. Pelaksanaan yang sulit
5. Pelaksanaan lebih mudah	5. Pemeliharaan mahal	

(Sumber: PUPR, 2012)

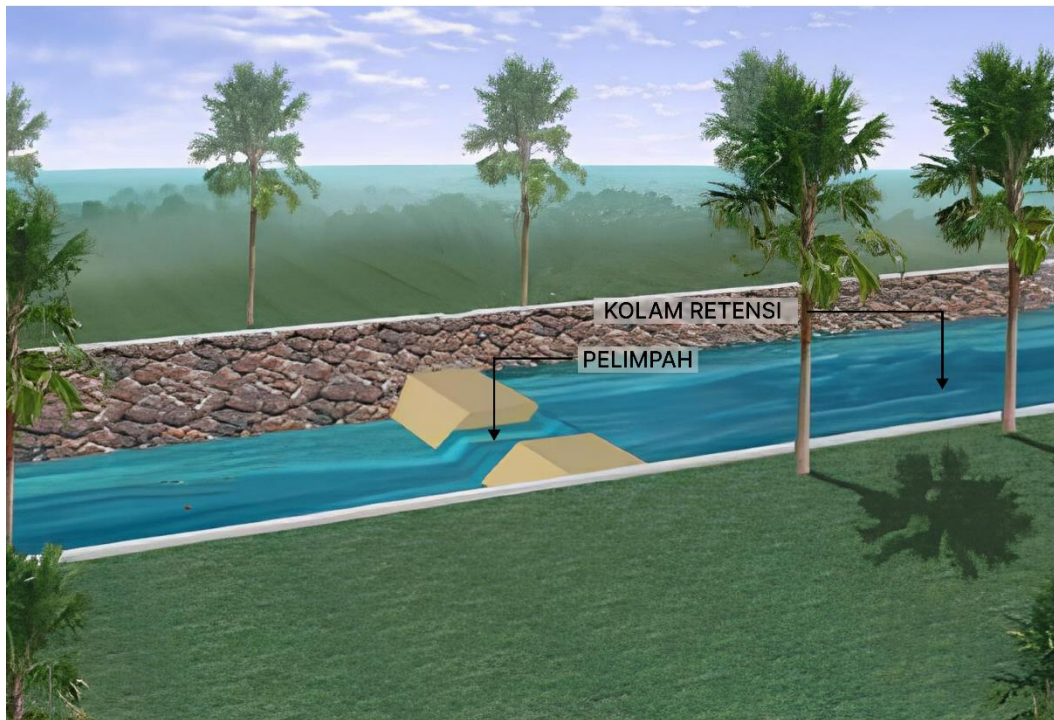
Visualisasi dari ketiga tipe kolam retensi disajikan pada gambar berikut



Gambar 2. 2 Kolam Retensi Tipe Sampah
(Sumber: PUPR, 2012)



Gambar 2. 3 Kolam Retensi di Dalam Badan Sungai
(Sumber: PUPR, 2012)



Gambar 2. 4 Kolam Retensi Tipe *Long Storage*
(Sumber: PUPR, 2012)

2. 3 Analisis Hidrologi

Analisis hidrologi merupakan analisis yang dilakukan untuk memperoleh debit banjir rencana. Dalam perencanaan ini, debit banjir rencana dihitung dengan periode kala ulang Q_{20th} . Adapun tahapan dalam analisis hidrologi tersaji pada poin berikut:

1. Curah Hujan
2. Uji Konsistensi Data
3. Distribusi Probabilitas
4. Uji Distribusi Probabilitas
5. Intensitas Hujan Rencana
6. Volume aliran Banjir Rancangan

2.3.1 Uji Konsistensi Data

Analisis data ini dilakukan untuk meminimalisir kesalahan yang terjadi saat perencanaan. Uji konsistensi dilakukan sebab sering dijumpai penyimpangan data hujan (Hadisusanto, 2010). Ada faktor yang dapat menimbulkan kurangnya akurasi data hujan dijelaskan sebagai berikut.

1. Perubahan posisi stasiun hujan.
2. Pergantian sistem pendataan data hujan
3. Pergantian iklim
4. Perubahan lingkungan

Untuk menghindari terjadinya penyimpangan data selama perencanaan, terdapat dua metode yaitu dengan *Double Mass Curve* dan RAPS (Kamiana, Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air, 2011).

2.3.1.1 Metode Double Mass Curve

Uji konsistensi dengan metode *Double Mass Curve* merupakan perbandingan antara nilai total hujan tahunan yang dilakukan proses koreksi dengan nilai total hujan rata-rata tahunan disekitar (Hadisusanto, 2010).

Akumulasi data hujan digambarkan pada grafik dengan menggunakan mekanisme koordinat kartesius (X-Y). Dengan menggunakan mekanisme tersebut terbentuk kurva sesuai data yang ada, kemudian dilakukan pengecekan pada perubahan kemiringannya. Kurva yang memiliki bentuk garis lurus menandakan data konsisten, sedangkan apabila terjadi patahan pada bentuk kurva menandakan bahwa koreksi data perlu dilakukan koreksi (Kamiana, Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air, 2011).

Metode *Double Mass Curve* dapat diekspresikan dalam rumus berikut.

$$\frac{\beta}{\alpha} \quad (2.2)$$

2.3.1.2 Metode Rescaled Adjusted Partial Sums (RAPS)

Uji konsistensi dengan RAPS dihitung untuk mengetahui kemencengan angka, terhadap angka rata-rata berdasarkan persamaan berikut (Kamiana, Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air, 2011).

$$SK^* = \sum_{i=1}^k (Y_i - \bar{Y}) \quad (2.3)$$

$$\bar{Y} = \frac{\sum Y_i}{N} \quad (2.4)$$

$$Dy^2 = \sum_{i=1}^N \frac{(Y_i - \bar{Y})^2}{N} \quad (2.5)$$

$$Sk^{**} = \frac{Sk^*}{Dy} \quad (2.6)$$

Metode pengujian data dengan RAPS mengontrol antara hasil perhitungan dan nilai kritis. Berikut merupakan tabel nilai kritis yang dapat digunakan untuk mengontrol konsistensi data dari hasil perhitungan.

Tabel 2.3 Nilai Q_{kritis} dan R_{kritis}

N	$\frac{Q}{\sqrt{n}}$			$\frac{Q}{\sqrt{n}}$
	90%	95%	99%	
10	1,05	1,14	1,24	1,21
20	1,10	1,22	1,42	1,34
30	1,12	1,24	1,46	1,40
40	1,13	1,26	1,50	1,42
50	1,14	1,27	1,52	1,44
100	1,17	1,29	1,55	1,50
≈	1,22	1,36	1,63	1,62

(Sumber: Sri Harto, Br., 1993)

2.3.2 Curah Hujan Rata-Rata

Dalam perhitungan hujan rata-rata, dianggap bahwa CH yang terjadi pada suatu DAS memiliki persebaran yang merata. Masing-masing dari ketiga metode tersebut digunakan sesuai dengan kondisi dari lokasi daerah aliran sungai. Adapun metode dalam perhitungan serta ketentuannya dirangkum sebagai berikut.

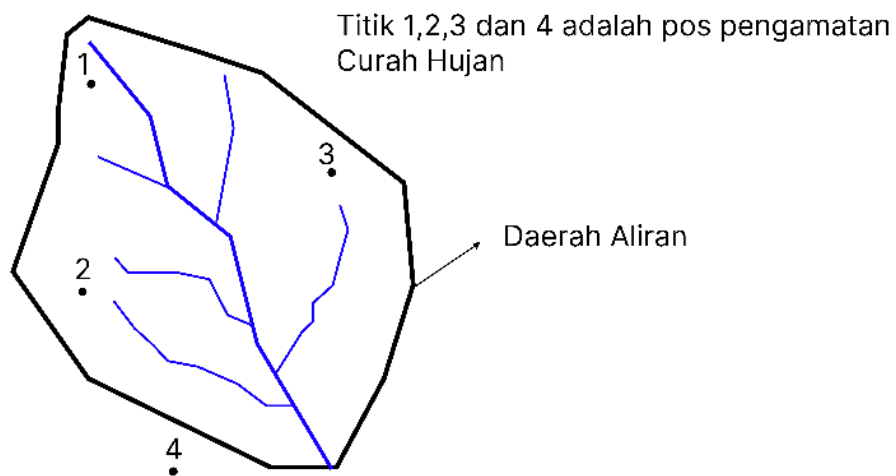
Tabel 2.4 Jenis Metode Perhitungan Curah Hujan Rata-Rata

No.	Distribusi	Persyaratan
1.	Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
2.	Normal	$C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$
3.	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$ $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
4.	Log Pearson III	Selain dari nilai di atas

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

2.4.2.1 Metode Arithmatik

Proses analisa curah hujan rata-rata dengan metode aritmatik yaitu pembagian secara merata antara jumlah hujan dari hasil rekaman stasiun dengan jumlah stasiun hujan pencatat yang berada pada daerah aliran sungai.



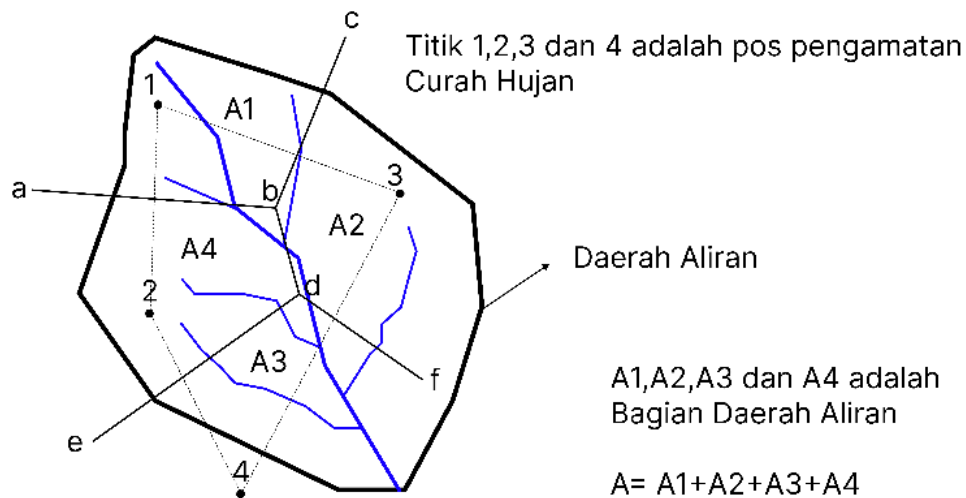
Gambar 2. 5 Metode Arithmatik
Metode arithmatik dirumuskan sebagai berikut.

$$P = \frac{P_1 + P_2 + P_3 + \dots + P_n}{n} \quad (2.7)$$

2.4.2.2 Metode Polygon Thiessen

Dalam melakukan analisis curah hujan rata-rata dengan metode polygon thiessen dapat dilakukan dengan tahapan berikut.

1. Menyatukan persebaran pos curah hujan dengan garis membentuk polygon.
2. Menarik garis titik berat antara 2 pos curah hujan hingga ke garis titik berat berikutnya dalam satu titik polygon.
3. Luasan yang terbentuk dari pembagian garis dapat digunakan untuk mewakili pos hujan.



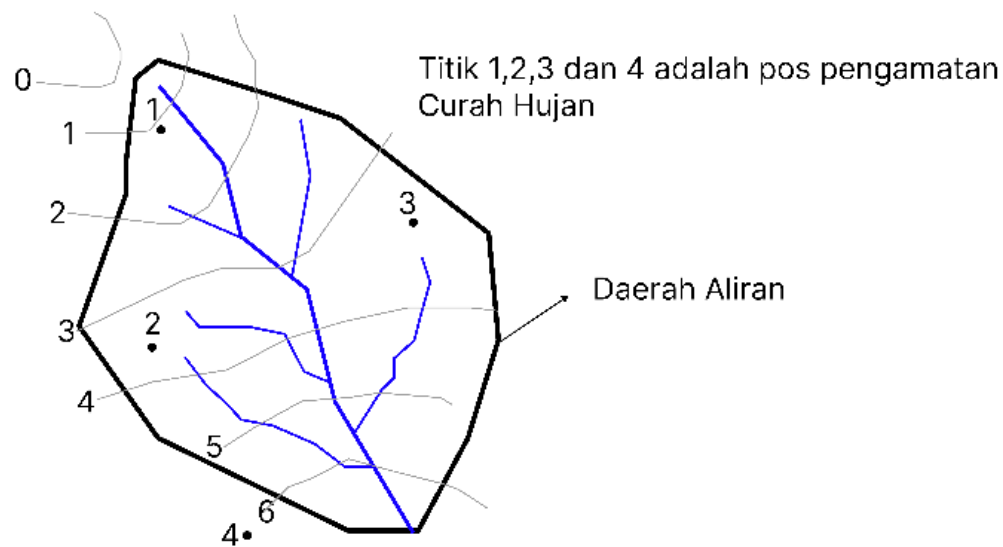
Gambar 2. 6 Metode Polygon Thiessen
Perhitungan pada suatu DAS dapat diekspresikan dengan rumus berikut.

$$P = \frac{P_1 A_1 + P_2 A_2 + P_3 A_3 + \dots + P_n A_n}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (2.8)$$

2.4.2.3 Metode Isohiet

Metode isohiet adalah salah satu metode analisis hujan rata-rata berupa garis penghubung pos curah hujan dengan jumlah hujan yang sama (Hadisusanto, 2010). Tahapan analisis metode isohiet dijelaskan pada poin berikut.

1. Menentukan titik lokasi hujan pada peta dasar
2. Melakukan pencatatan jumlah hujan pada setiap pos hujan
3. Melakukan interpolasi menggunakan garis kontur yang tersedia diantara pos hujan berdasarkan rentang yang diinginkan.



Gambar 2. 7 Metode Isohyet

$$P = \frac{\left[\left(\frac{X_1 + X_2}{2}\right) \times A_1\right] + \left[\left(\frac{X_2 + X_3}{2}\right) \times A_2\right] + \left[\left(\frac{X_3 + X_4}{2}\right) \times A_3\right] + \left[\left(\frac{X_{n1} + X_{n2}}{2}\right) \times A_n\right]}{A_1 + A_2 + A_3 + \dots + A_n} \quad (2.9)$$

2.3.3 Distribusi Frekuensi

Dalam perencanaan bangunan air, debit maksimum diperhitungkan untuk mengidentifikasi kemandirian struktur bangunan air terhadap debit banjir dengan jangka waktu tertentu (Hadisusanto, 2010).

Untuk menentukan metode distribusi frekuensi yang sesuai, sehingga dilakukan pencocokkan parameter data dengan syarat masing-masing metode distribusi frekuensi. Persyaratan tersebut dirangkum pada tabel berikut.

Tabel 2. 5 Persyaratan Parameter Statistik suatu Distribusi

No.	Distribusi	Persyaratan
1.	Gumbel	$C_s = 1,14$ $C_k = 5,4$
2.	Normal	$C_s \approx 0$ $C_k \approx 3$
3.	Log Normal	$C_s = C_v^3 + 3C_v$ $C_k = C_v^8 + 6C_v^6 + 15C_v^4 + 16C_v^2 + 3$
4.	Log Pearson III	Selain dari nilai di atas

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

Dimana:

koefisien kepepcengan (C_s) :

$$\frac{n \sum_{i=1}^i (X_i \times \bar{X})^3}{(n-1)(n-2)(S)^3} \quad (2.10)$$

koefisien kurtosis (C_k) :

$$\frac{n^2 \sum_{i=1}^i (X_i \times \bar{X})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)(S)^4} \quad (2.11)$$

\bar{X} (nilai rata-rata dari X) :

$$\frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n} \quad (2.12)$$

Standar deviasi (S) :

$$\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i \times X)^2}{n-1}} \quad (2.13)$$

X_i : data hujan atau debit ke-i

n : jumlah data

2.3.4 Uji Distribusi Frekuensi

Uji distribusi frekuensi dilakukan untuk menentukan kesesuaian antara distribusi frekuensi empiris dari sampel data yang dipilih dengan fungsi distribusi frekuensi secara teoritis.

2.3.4.1 Uji Chi Kuadrat (X^2)

Metode Chi Kuadrat menguji kesamaan antara distribusi pengamatan dengan distribusi teoritis. Metode Chi Kuadrat diekspresikan dengan rumus berikut:

$$X^2 = \sum_{i=1}^n \frac{(O_f - E_f)^2}{E_f} \quad (2.14)$$

Derajat nyata tertentu (*level of significance*) yang sering diambil sebesar 5%. Derajat kebebasan (Dk) dapat dihitung dengan rumus berikut:

$$Dk = K - (p + 1) \quad (2.15)$$

$$K = 1 + 3,3 \log n \quad (2.16)$$

Nilai Chi Kuadrat terhitung harus lebih kecil dari nilai Chi Kuadrat kritis.

$$X^2 < X_{cr}^2 \quad (2.17)$$

Tabel 2. 6 Nilai Kritis untuk Distribusi Chi-Kuadrat (uji satu sisi)

dk	a derajat kepercayaan							
	0.995	0.99	0.975	0.95	0.05	0.025	0.01	0.005
1	0.0000393	0.000157	0.000982	0.00393	3.841	5.024	6.635	7.879
2	0.010	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.150	0.216	0.352	7.815	9.348	11.345	12.838
4	0.207	0.297	0.484	0.711	9.488	11.143	13.277	14.860
5	0.412	0.554	0.831	1.145	11.070	12.832	15.086	16.750
6	0.676	0.872	1.237	1.635	12.592	14.449	16.812	18.548
7	0.989	1.239	1.690	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.180	2.733	15.507	17.535	20.090	21.955
9	1.735	2.088	2.700	3.325	16.919	19.023	21.666	23.589
10	2.156	2.558	3.247	3.940	18.307	20.483	23.209	25.188
11	2.603	3.053	3.816	4.575	19.675	21.920	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.212	28.300
13	3.565	4.107	5.009	5.892	22.362	24.736	27.688	29.819
14	4.075	4.660	5.629	6.571	23.685	26.119	29.141	31.319
15	4.601	5.229	6.262	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.850	32.000	34.267
17	5.697	6.408	7.564	8.672	27.587	30.191	33.409	35.718
18	6.265	7.015	8.231	9.390	28.869	31.526	34.805	37.156
19	6.844	7.633	8.907	10.117	30.144	32.852	36.191	38.582
20	7.434	8.260	9.591	10.851	31.410	34.170	37.566	39.997
21	8.034	8.897	10.283	11.591	32.671	35.479	38.932	41.401
22	8.643	9.542	10.982	12.338	33.924	36.781	40.289	42.796
23	9.260	10.196	11.689	13.091	36.172	38.076	41.638	44.181
24	9.886	10.856	12.401	13.848	36.415	39.364	42.980	45.558
25	10.520	11.524	13.120	14.611	37.652	40.464	44.314	46.928
26	11.160	12.198	13.844	15.379	38.885	41.923	45.642	48.290
27	11.808	12.879	14.573	16.151	40.113	43.194	46.963	49.645
28	12.461	13.565	15.308	16.928	41.337	44.461	48.278	50.993
29	13.121	14.256	16.047	17.708	42.557	45.722	49.588	52.336
30	13.787	14.953	16.791	18.493	43.773	46.979	50.892	53.672

(Sumber: Kamiana, 2011)

2.3.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji Smirnov-Kolmogorov dilakukan untuk memperoleh nilai perbedaan antara peluang pengamatan dan peluang teoritis (Hadisusanto, 2010). Adapun rumus dari uji Smirnov-Kolmogorov sebagai berikut.

$$D = \text{maksimum}[P(X_m) - P'(X_m)] \quad (2.18)$$

$$P(X_m) = \frac{n+1}{m} \quad (2.19)$$

Dari pemeriksaan dengan uji metode Smirnov-Kolmogorov dapat diperoleh hal seperti:

1. Kebenaran antara hasil pengamatan dengan model sebaran yang diharapkan atau diperoleh secara teoritis.
2. Kebenaran hipotesa diterima atau ditolak.

Kebenaran hipotesa dapat diterima jika $D < \Delta_{kritis}$, sebaliknya jika $D > \Delta_{kritis}$ hipotesa ditolak. Nilai Δ_{kritis} untuk uji Smirnov-Kolmogorov dapat dilihat pada Tabel berikut.

Tabel 2. 7 Nilai Δ_{kritis} Uji Smirnov-Kolmogorov

N	Derajat Kepercayaan (α)			
	0,20	0,10	0,05	0,01
5	0,45	0,51	0,56	0,67
10	0,32	0,37	0,41	0,49
15	0,27	0,30	0,34	0,40
20	0,23	0,26	0,29	0,36
25	0,21	0,24	0,27	0,32
30	0,19	0,22	0,24	0,29
35	0,18	0,20	0,23	0,27
40	0,17	0,19	0,21	0,25
45	0,16	0,18	0,20	0,24
50	0,15	0,17	0,19	0,23
N > 50	$1,07 / \sqrt{N}$	$1,22 / \sqrt{N}$	$1,36 / \sqrt{N}$	$1,63 / \sqrt{N}$

(Sumber: Kamiana, 2011)

2.3.5 Intensitas Hujan Rencana

Intensitas hujan rencana adalah tingkat kederasan hujan yang direpresentasikan dalam satuan mm/jam (Hadisusanto, 2010). Besar intensitas hujan pada suatu daerah perlu diketahui untuk perhitungan banjir yang akan digunakan untuk perencanaan. Besar volume hujan diasumsikan tetap, maka korelasi intensitas hujan dengan durasi hujan berbanding terbalik. Sebab semakin cepat durasi hujan, tingkat intensitas hujan semakin tinggi. Sebaliknya, jika durasi hujan semakin lama, maka intensitas hujannya semakin rendah.

Dalam perhitungan intensitas hujan rencana terdapat beberapa metode perhitungan seperti metode Talbot, Ishiguro, Sherman, dan Mononobe. Dalam perencanaan ini perhitungan intensitas hujan menggunakan metode Mononobe, sebab data yang tersedia hanya data hujan harian (Suripin, 2004). Adapun rumus Mononobe adalah sebagai berikut.

$$I = \frac{R_{24}}{24} \left(\frac{24}{tc} \right)^m \quad (2.20)$$

Dimana:

- I : intensitas hujan (mm/jam)
 R₂₄ : hujan harian (mm)
 tc : lamanya waktu konsentrasi (jam)
 m : konstanta ($\frac{2}{3}$)

2.3.6 Debit Banjir Rancangan

Banjir dari sudut pandang hidrolika merupakan kejadian ketika sungai tidak dapat menampung debit aliran sehingga terjadi luapan. Luapan dari banjir yang terjadi akan menggenang pada area genangan. Debit banjir diperoleh dari melakukan peninjauan korelasi antara hujan dan aliran sungai.

Dalam perkiraan debit puncak banjir terdapat beberapa metode analisis.

Berikut merupakan alternatif metode analisis debit puncak banjir:

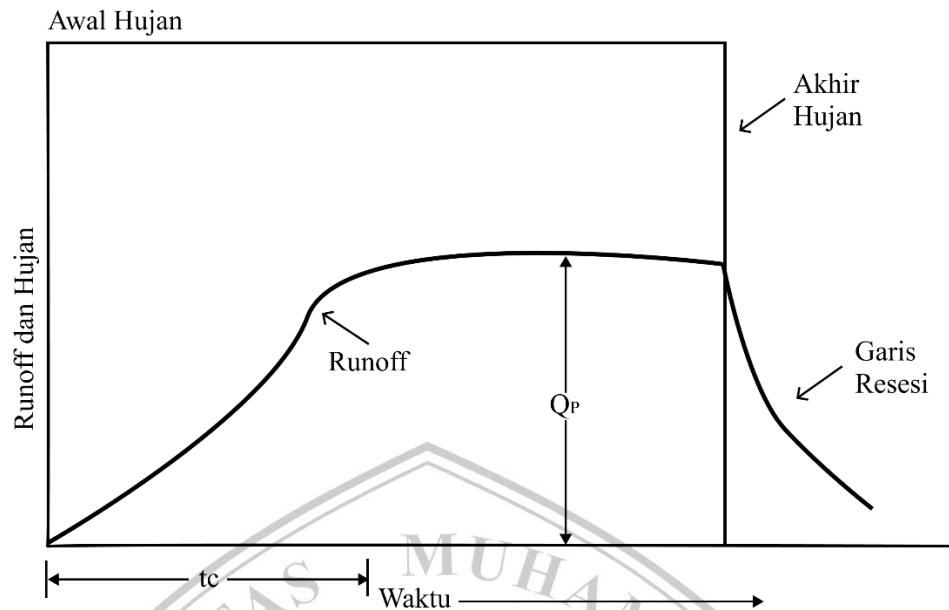
1. metode rasional;
2. metode empiris;
3. teknik unit-hidrograf; dan
4. studi frekuensi banjir.

Pemilihan metode analisis debit banjir bergantung pada beberapa hal seperti:

1. data yang tersedia;
2. tingkat detail perhitungan; dan
3. tingkat detail kerusakan akibat banjir.

2.3.6.1 Metode Rasional

Metode ini, mengasumsikan bahwa aliran naik secara bertahap dan mengalir dari jarak terjauh hingga mencapai *outlet* daerah aliran sungai. Waktu yang digunakan oleh aliran dari titik terjauh hingga *outlet* disebut dengan waktu konsentrasi T_c.



Gambar 2. 8 *Runoff* Hidrograf disebabkan Hujan Seragam
(Sumber: Hadisusanto, 2010)

Adapun rumus dari metode rasional adalah sebagai berikut:

$$Q = \frac{1}{3,60} C \times I \times A \quad (2. 21)$$

2.3.6.2 Koefisien Aliran

Koefisien aliran bergantung dari beberapa faktor seperti kondisi permukaan tanah, kemiringan lereng, kelembaban tanah, infiltrasi, dan intensitas hujan. Adapun tabel angka koefisien aliran untuk perencanaan drainase disajikan pada Tabel 2. 8.

Tabel 2. 8 Koefisien Aliran (C) untuk Perencanaan Drainase

Tipe Daerah Allran Sungai		Angka (C)
A. Daerah Urban	Rerumputan	tanah pasir, datar, 2%
		tanah pasir, rata-rata, 2% - 7%
		tanah pasir, curam, > 7%
Perumahan		daerah <i>single family</i>
		daerah multi unit
		daerah rumah apartemen
Industri		daerah industri ringan
		daerah industri berat
Bisnis		daerah kota
		daerah pinggiran
Jalan		beraspal
		beton
		makadam

Tabel 2. 8 Koefisien Aliran (C) untuk Perencanaan Drainase (Lanjutan)

Tipe Daerah Aliran Sungai		Angka (C)
Petanian, kuburan		0,10 - 0,25
Tempat bermain		0,60 - 0,90
B. Daerah Pertanian		
Datar	lempung padat, ditanami	0,50
	lempung padat, hutan	0,40
	sandy loam, ditanami	0,20
	sandy loam, hutan	0,10
Berbukit	lempung padat, ditanami	0,70
	lempung padat, hutan	0,60
	sandy loam, ditanami	0,40
	sandy loam, hutan	0,30

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

Untuk angka koefisien aliran yang memperhitungkan banjir pada daerah aliran sungai disajikan pada Tabel 2. 9.

Tabel 2. 9 Angka Koefisien Aliran (C) untuk Daerah Aliran Sungai

Kondisi Daerah Aliran Sungai	Angka (C)
Pegunungan curam	0,75 – 0,90
Pegunungan tersier	0,70 – 0,80
Tanah bergelombang dan hutan	0,50 – 0,75
Dataran pertanian	0,45 – 0,60
Persawahan yang diairi	0,70 – 0,80
Sungai di pegunungan	0,75 – 0,85
Sungai di dataran	0,45 – 0,75
Sungai besar yang sebagian alirannya di dataran rendah	0,50 – 0,75

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

2.3.6.3 Waktu Konsentrasi

Waktu konsentrasi merupakan waktu yang dibutuhkan air untuk sampai pada *outlet* daerah aliran sungai. Dengan kata lain, waktu konsentrasi dapat disebut dengan waktu tiba hujan. Waktu konsentrasi diperhitungkan untuk memperoleh debit banjir maksimum dengan metode rasional. Berikut merupakan waktu konsentrasi dengan menggunakan persamaan Kirpich.

$$tc = 0,01947L^{0,77}S^{-0,385} \quad (2. 22)$$

2.3.6.4 Hidrograf Satuan Sintetik

HSS dibuat ketika pada DAS yang ditinjau tidak mencatat data AWLR. Sehingga dalam pembuatan HSS perlu dilakukan peninjauan karakteristik dDAS. Hal ini untuk memperoleh parameter DAS dalam pembuatan HSS. Adapun parameter yang dimaksud adalah sebagai berikut.

Tabel 2. 10 Parameter Daerah Aliran Sungai (DAS) dalam Perhitungan Hidrograf Satuan Sintetik (HSS)

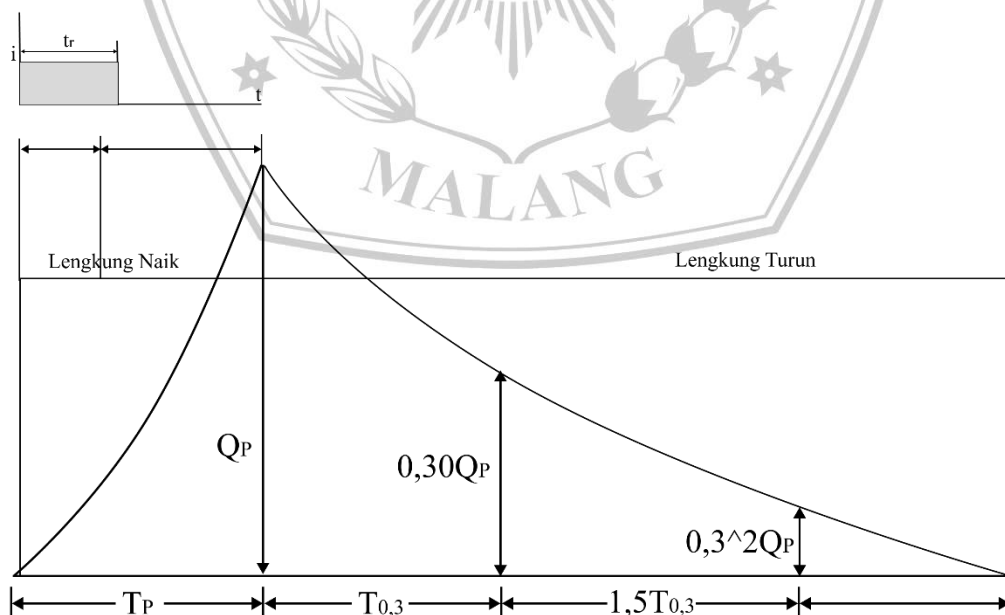
No.	Parameter
1.	waktu konsentrasi untuk mengetahui waktu mulai hujan dari pusat hujan pada hietograf hingga mulai kenaikan air banjir;
2.	waktu untuk mencapai puncak hidrograf;
3.	waktu dasar (<i>time base</i>) hidrograf yaitu waktu yang diperlukan dari mulai banjir hingga waktu akhir banjir;
4.	panjang sungai utama;
5.	kemiringan daerah aliran sungai;
6.	luas daerah aliran sungai;
7.	koefisien aliran dan sebagainya.

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

2.3.6.4.1 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

Pada daerah yang tidak memiliki data yang tersedia untuk perhitungan hidrograf satuan, alternatif yang dapat dilakukan adalah dengan membuat hidrograf satuan sintetik. Hidrograf satuan sintetik dapat dibuat berdasarkan karakteristik daerah tangkapan sungai/*catchment area*. Menurut (Hadisusanto, 2010) dalam pembuatan HSS diperlukan parameter yang berhubungan dengan karakteristik DAS, seperti:

1. luas daerah aliran sungai;
2. panjang sungai utama; dan
3. koefisien aliran.



Gambar 2. 9 Hidrograf Satuan Sintetik Nakayasu

(Sumber: Hadisusanto, 2010)

Adapun persamaan Hidrograf Satuan Sintetik (HSS) Nakayasu sebagai berikut.

$$Q_P = \frac{C \times A \times R_o}{3,60(0,30T_P + T_{0,30})} \quad (2.23)$$

Nilai tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak banjir, dihitung dengan persamaan berikut.

$$T_P = t_g + 0,80t_r \quad (2.24)$$

Waktu yang diperlukan penurunan debit, dari debit puncak sampai 30% dari debit puncak dihitung dengan persamaan berikut.

$$T_{0,30} = \alpha \times t_g \quad (2.25)$$

Persamaan lengkung naik (*rising limb*) hidrograf satuan sintetik diekspresikan dengan persamaan berikut.

$$0 \leq t \leq T_P$$

$$Q_t = Q_P \left(\frac{t}{T_P} \right)^{2,40} \quad (2.26)$$

Persamaan lengkung turun (*decreasing limb*) hidrograf satuan sintetik diekspresikan dengan persamaan berikut.

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

$$Q_t = Q_P 0,30 \left(\frac{t - t_p}{T_{0,30}} \right)^{2,40} \quad (2.27)$$

$$T_P + T_{0,30} \leq t \leq T_P + T_{0,30} + 1,5T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_P 0,30 \left(\frac{t - t_p + 0,50T_{0,30}}{1,50T_{0,30}} \right)^{2,40} \quad (2.28)$$

$$t \geq T_P + T_{0,30} + 1,5T_{0,30}$$

$$Q_t = Q_P 0,30 \left(\frac{t - t_p + 1,50T_{0,30}}{2T_{0,30}} \right)^{2,40} \quad (2.29)$$

2.4 Analisis Hidraulika

Analisis hidraulika dilakukan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas yang dapat ditampung oleh saluran. Dengan analisis hidraulika dapat mengidentifikasi luapan yang terjadi pada *section* sungai, sehingga dapat dilakukan normalisasi/perbaikan pada sungai. Analisis hidraulika pada perencanaan ini

dilakukan dengan menggunakan bantuan *software* HEC-RAS. Dalam melakukan permodelan profil muka aliran sungai pada HEC-RAS terdapat beberapa teori dasar hidraulika seperti teori penampang saluran, kehilangan energi, kecepatan dan debit aliran, kekasaran penampang, serta teori jenis aliran.

2.4.1 HEC-RAS

HEC-RAS memiliki fungsi untuk melakukan permodelan aliran pada sungai. Analisis yang dapat dijalankan oleh HEC-RAS sebagai berikut:

1. analisis *steady flow* untuk perhitungan profil muka air permanen berubah beraturan;
2. analisis *unsteady flow* untuk simulasi profil muka air aliran tak tetap satu dimensi sungai yang memiliki alur kompleks;
3. analisis *sediment transport* untuk simulasi pergerakan sedimen satu dimensi akibat gerusan/deposisi dalam waktu yang cukup panjang;
4. dan analisis *water quality* untuk menganalisis kualitas air di sungai.

2.4.2 Saluran

Saluran merupakan stuktur keairan yang dirancang untuk mengalirkan air. Tujuan dari analisis saluran yaitu untuk mengoptimalkan aliran fluida dengan memperhatikan parameter kecepatan aliran, tekanan, dan arah aliran. Terdapat dua jenis saluran, yaitu saluran terbuka dan saluran tertutup. Selain dua hal tersebut, saluran dapat diidentifikasi berdasarkan penampangnya seperti saluran dengan penampang persegi dan penampang trapesium.

2.4.2.1 Saluran Terbuka

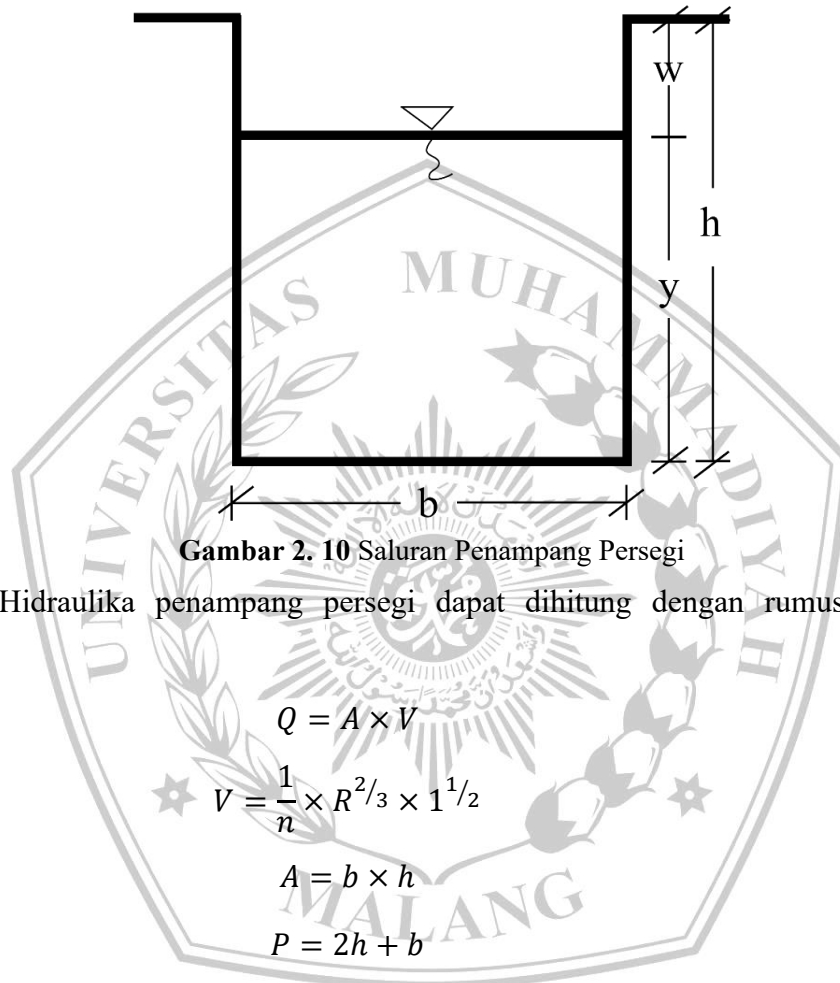
Saluran terbuka merupakan saluran yang mengalirkan aliran air di permukaan tanah tanpa pentup atau dengan atap terbuka. Salah satu contoh dari saluran terbuka adalah drainase atau irigasi (Chow, 2008).

2.4.2.2 Saluran Tertutup

Saluran tertutup merupakan saluran yang strukturnya menutupi aliran seluruhnya. Saluran tertutup seperti pipa atau terowongan. Saluran tertutup digunakan untuk mengalirkan air di bawah permukaan tanah. Dengan saluran tertutup dapat menjaga kualitas air dari gangguan eksternal. (Chow, 2008).

2.4.2.3 Saluran Penampang Persegi

Saluran dengan penampang berbentuk persegi merupakan saluran yang ditinjau dari potongan melintang memiliki bentuk persegi atau hampir persegi. Pada saluran ini, perbandingan antara kedalaman dan lebar saluran relatif sama (Chow, 2008)



Gambar 2. 10 Saluran Penampang Persegi

Hidraulika penampang persegi dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$Q = A \times V \quad (2.30)$$

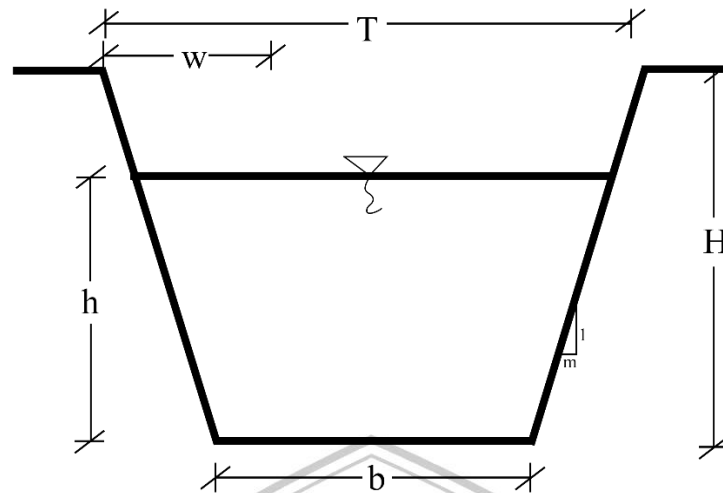
$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times 1^{1/2} \quad (2.31)$$

$$A = b \times h \quad (2.32)$$

$$P = 2h + b \quad (2.33)$$

2.4.2.4 Saluran Penampang Trapesium

Saluran dengan penampang trapesium merupakan saluran yang berbentuk trapesium ditinjau secara potongan melintang. Saluran ini memiliki dasar yang lebih lebar daripada kedalamannya. Saluran trapesium dapat mengalirkan kapasitas lebih besar dibandingkan dengan saluran penampang persegi pada kedalaman yang sama (Chow, 2008).



Gambar 2. 11 Saluran Penampang Trapesium

Hidraulika penampang trapesium dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

$$Q = A \times V \quad (2.34)$$

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.35)$$

$$R = \frac{A}{P} \quad (2.36)$$

$$A = \frac{(T + B)}{2} \times h \quad (2.37)$$

$$P = B + 2h \quad (2.38)$$

2.4.3 Aliran

Aliran merupakan pergerakan fluida melalui sistem terbuka maupun sistem tertutup. Aliran dapat diklasifikasikan dengan kondisi aliran subkritis, aliran kritis, serta aliran superkritis. Adapun perbedaan di antara ketiga aliran tersebut tersaji pada Tabel 2. 11.

Tabel 2. 11 Perbedaan Jenis Aliran

Jenis Aliran	Subkritis	Kritis	Superkritis
Perbedaan	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan aliran kurang dari kecepatan kritis. 	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan aliran memiliki besar yang sama dengan kecepatan kritis. 	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan aliran lebih besar dari kecepatan kritis.

Tabel 2. 11 Perbedaan Jenis Aliran (Lanjutan)

Jenis Aliran	Subkritis	Kritis	Superkritis
Perbedaan	<ul style="list-style-type: none"> Kecepatan kinetik (energi kinetik) cenderung lebih kecil dari efek tekanan (energi potensial). 	<ul style="list-style-type: none"> Pengaruh efek kecepatan kinetik (energi kinetik) dan efek tekanan (energi potensial) cenderung sama. 	<ul style="list-style-type: none"> Efek kecepatan kinetik (energi potensial) lebih dominan dan efek tekanan (energi potensial) cenderung lebih kecil.

(Sumber: Chow, 2008)

Ketiga jenis aliran tersebut dapat dinyatakan dengan bilangan Froude (Fr) (Raju, 1986).

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \times h}} \quad (2. 39)$$

Nilai bilangan Froude dapat menyatakan jenis aliran pada saluran terbuka berdasarkan parameter berikut.

Tabel 2. 12 Jenis Aliran Berdasarkan Parameter Bilangan Froude (Fr)

Parameter	Jenis Aliran
$Fr < 1$	Subkritis (menggenang)
$Fr = 1$	Kritis (mengalir)
$Fr > 1$	Superkritis (meluncur)

(Sumber: Chow, 2008)

2.4.4 Debit dan Kecepatan Aliran

Menentukan kecepatan aliran dan debit aliran pada objek perencanaan merupakan hal yang mendasar dalam analisis hidraulika. Pada subbab berikut merupakan uraian dari teori kecepatan aliran dan debit aliran.

2.4.4.1 Kecepatan Aliran (V)

Kecepatan merupakan rata-rata dari aliran air di suatu penampang saluran pada waktu tertentu. Kecepatan dihitung untuk memperoleh kapasitas saluran yang direncanakan. Besar dari kecepatan aliran dipengaruhi oleh beberapa faktor seperti kemiringan saluran, luas penampang aliran, serta koefisien kekasaran saluran. Kenaikan nilai kemiringan saluran atau luas penampang aliran linear dengan besarnya kecepatan aliran. Sebaliknya, hubungan antara koefisien kekaasaran dan

kecepatan aliran berbanding terbalik, sehingga semakin besar nilai koefisien kekasaran maka kecepatan aliran cenderung menurun (Chow, 2008). Hal tersebut dideskripsikan pada rumus Manning sebagai berikut.

$$V = \frac{1}{n} \times R^{2/3} \times I^{1/2} \quad (2.40)$$

2.4.4.2 Debit Aliran (Q)

Debit (Q) merupakan volume air yang mengalir pada suatu sistem hidrolis dalam satuan waktu tertentu. Debit pada suatu penampang saluran dinyatakan dengan rumus berikut.

$$Q = V \times A \quad (2.41)$$

2.4.5 Koefisien Manning (n)

Koefisien Manning disimbolkan dengan n dan merupakan salah satu parameter dalam analisis hidraulika, khususnya pada analisis saluran terbuka. Koefisien Manning digunakan untuk menghitung kecepatan aliran dalam saluran terbuka. Jenis material, bentuk, serta kondisi aliran merupakan parameter penentu besarnya nilai koefisien Manning (Chow, 2008). Banyak faktor menyebabkan bentuk profil Sungai Babon bervariasi, sehingga terjadi perbedaan nilai koefisien Manning yang perlu ditinjau sesuai dengan tabel berikut.

Tabel 2. 13 Harga Koefisien Manning (n)

No.	Material	Tipe Saluran	Harga n		
			Min.	Normal	Maks.
1.	Beton	Gorong-gorong lurus dan bebas dari kotoran	0,010	0,011	0,013
		Gorong-gorong dengan lengkungan dan sedikit kotoran/gangguan	0,011	0,013	0,014
		Beton dipoles	0,011	0,012	0,014
		Saluran pembuang dengan bak kontrol	0,013	0,015	0,017
2.	Tanah, Lurus,	Bersih Baru	0,016	0,018	0,020
		Bersih telah melapuk	0,018	0,022	0,025
		Berkerikil	0,022	0,025	0,030

Tabel 2. 13 Harga Koefisien Manning (n) (Lanjutan)

No.	Material	Tipe Saluran	Harga n		
			Min.	Normal	Maks.
3.	dan Seragam	Berumput pendek, sedikit tanaman mengganggu	0,022	0,027	0,033
		Bersih lurus	0,025	0,030	0,033
	Saluran Alam	Bersih, berkelok-kelok	0,033	0,022	0,025
		Banyak tanaman pengganggu	0,050	0,070	0,080
		Dataran banjir berumput pendek-tinggi	0,025	0,030	0,035
		Saluran di belukar	0,035	0,050	0,070

(Sumber: Chow, 2008)

2.4.6 Energi pada Saluran Terbuka

Aliran pada menampang memiliki tingkat kecepatan yang bervariasi. Aliran dapat memiliki tinggi kecepatan yang seragam hanya pada kondisi yang ideal. Hal tersebut dapat terjadi jika distribusi kecepatan merata pada setiap poin di potongan melintang saluran.

Untuk aliran-berubah-beraturan (*gradually varied flow*) diasumsikan tinggi kecepatan sama untuk setiap titik pada penampang. Untuk mengoreksi pengaruh yang diakibatkan oleh ketidakseragaman distribusi kecepatan sehingga digunakan suatu koefisien energi (Chow, 2008).

Berdasarkan prinsip kekekalan energi, bahwa energi pada penampang di hulu sama dengan besar energi pada penampang di hilir yang dijumlahkan dengan tinggi kehilangan energi (hf) yang terjadi di sepanjang penampang.

Adapun persamaan energi (*energy equation*) yang berlaku untuk aliran sejajar / berubah beraturan adalah sebagai berikut.

$$z_1 + y_1 + \alpha_1 \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + y_2 + \alpha_2 \frac{v_2^2}{2g} + hf \quad (2.42)$$

2.4.7 Kehilangan Energi

Kehilangan energi merupakan kejadian yang merujuk pada berkurangnya/hilangnya energi ketika aliran fluida melewati sistem hidrolis. *Mayor losses* terjadi akibat gesekan antara fluida dan permukaan saluran. *Minor losses* terjadi sebab adanya perubahan dimensi penampang (pembesaran maupun penyempitan penampang) dan juga belokan yang terjadi antar penampang.

Kehilangan energi pada saluran terbuka dapat dideskripsikan dengan rumus Manning sebagai berikut.

$$hf = L \times \frac{n^2}{R^{1/3}} \times \frac{V^2}{2g} \quad (2.43)$$

2.5 Analisis Retardasi

Analisis Retardasi merupakan analisis yang digunakan dalam perencanaan bangunan air yang bertujuan untuk manajemen banjir. Aplikasi dari analisis retardasi dalam perencanaan kolam retensi yaitu untuk mengetahui efektivitas kolam retensi dalam mereduksi atau menahan banjir yang terjadi pada aliran sungai. Selain itu, dengan analisis retardasi dapat mengatur debit yang keluar dari kolam retensi.

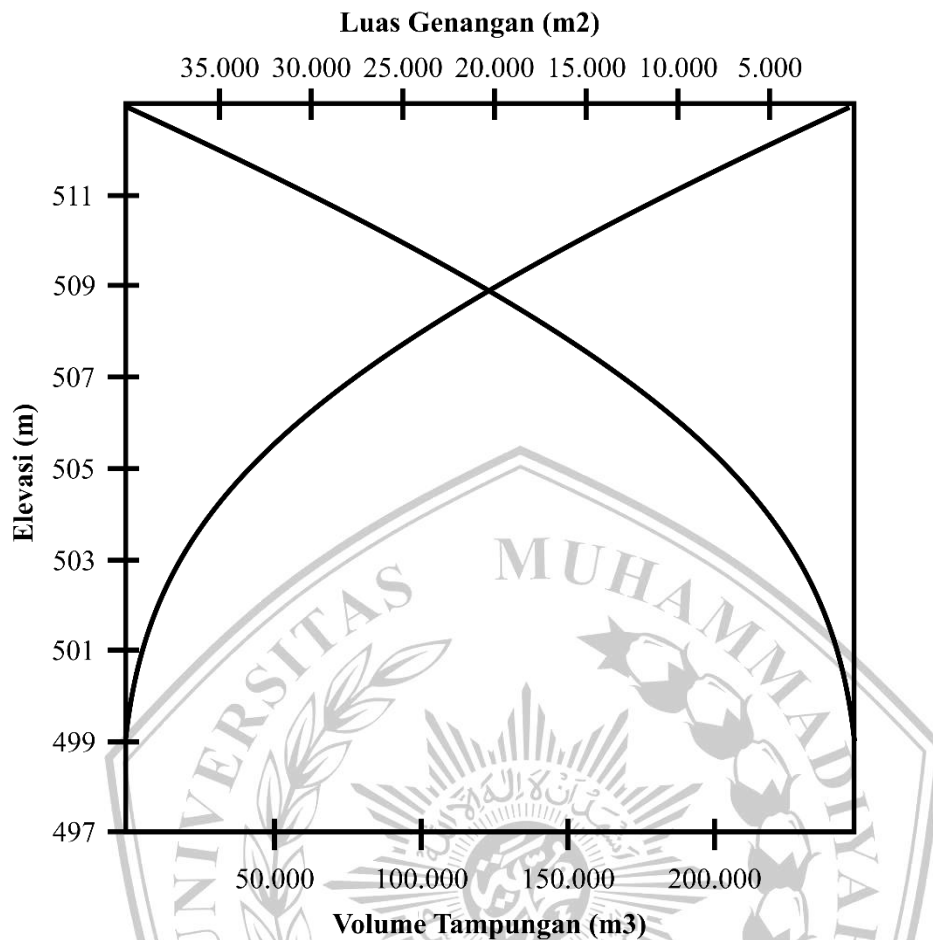
Perencanaan kolam retensi memiliki analisis khusus. Analisis tersebut bertujuan untuk memperoleh dimensi yang dapat menampung kapasitas volume air pada kolam, serta mengatur pola operasi bangunan pelengkap kolam retensi dari besarnya debit yang masuk dan keluar pada kolam. Adapun analisis retardasi yang dimaksud yaitu analisis aliran dasar (*base flow*), penelusuran banjir melalui kolam retensi, dan penelusuran banjir dengan metode Muskingum.

2.5.1 Analisis Lengkung Kapasitas

Analisis lengkung kapasitas merupakan metode perhitungan untuk memperoleh volume total tampungan kolam retensi berdasarkan data topografi yang tersedia. Untuk memperoleh besarnya volume tampungan ditinjau berdasarkan beda tinggi dan luas kolam tampungan yang dibatasi oleh kontur. Perhitungan analisis lengkung kapasitas diekspresikan dengan rumus berikut.

$$I = \sum \{(F_i + F_{i+1}) \times 0,5(h_{i+1} - h_i)\} \quad (2.44)$$

Hubungan antara elevasi, luas area genangan, dan volume tampungan digambarkan dengan grafik pada Gambar 2. 13.



Gambar 2. 12 Grafik Lengkung Kapasitas
(Sumber: Sosrodarsono, 2002)

2.5.2 Analisis Penelusuran Banjir Melalui Waduk

Pada kolam retensi, besar debit air yang berada dalam tampungan memiliki hubungan dengan elevasi permukaan air pada kolam. Berdasarkan hal tersebut, penelusuran banjir yang digunakan dalam merencanakan kolam retensi yaitu dengan metode permukaan tampungan (*level pool routing*).

Prosedur ini digunakan untuk memperoleh hidrograf *outflow* kolam retensi dengan memperhatikan kondisi muka air pada kolam yang terjadi akibat hidrograf *inflow* pada kolam, serta karakteristik kolam retensi (Hadisusanto, 2010).

Prosedur ini dilakukan dengan membagi waktu ke dalam interval waktu tertentu (Δ_t) dengan satuan jam pada sumbu X. Pada sumbu Y, merupakan besarnya

debit *inflow* maupun *outflow* yang terjadi pada kolam retensi. Hal tersebut, diekspresikan dalam persamaan berikut.

$$S_{j+1} - S_j = \frac{I_j + I_{j+1}}{2} \Delta_t - \frac{O_j + O_{j+1}}{2} \Delta_t \quad (2.45)$$

2.6 Bangunan Pelengkap Kolam Retensi

Untuk menunjang fungsionalitas operasional kolam retensi, diperlukan bangunan pelengkap. Komponen bangunan pelengkap pada kolam retensi bervariasi sesuai dengan kondisi sungai dan tipe kolam retensi yang direncanakan. Pada perencanaan ini bangunan pelengkap berupa pelimpah samping (*side spillway*) sebagai penyalur limpasan sungai atau *inlet*, pintu air sebagai pintu keluaran atau *outlet*, beserta tanggul sebagai penahan tanah pada tepian kolam retensi.

2.5.1 Pelimpah Samping (*Side Spillway*)

Kolam retensi pada Sungai Babon merupakan kolam retensi tipe samping, sehingga direncanakan *inlet* berupa pelimpah samping. Pelimpah samping (*side spillway*) adalah bangunan air yang berfungsi itu membelokkan aliran dari sungai ke kolam retensi untuk menghindari terjadinya luapan pada sungai (Taufiq, 2011).

2.5.1.1 Mercu Pelimpah

Dalam perencanaan pelimpah samping, umumnya mercu yang digunakan tipe Ogee dan tipe bulat (KP 02 – Bangunan Utama, 2013). Menurut (Chow, 2008), berdasarkan U.S Army Corps of Engineers bentuk baku dari pelimpah dinyatakan pada persamaan berikut.

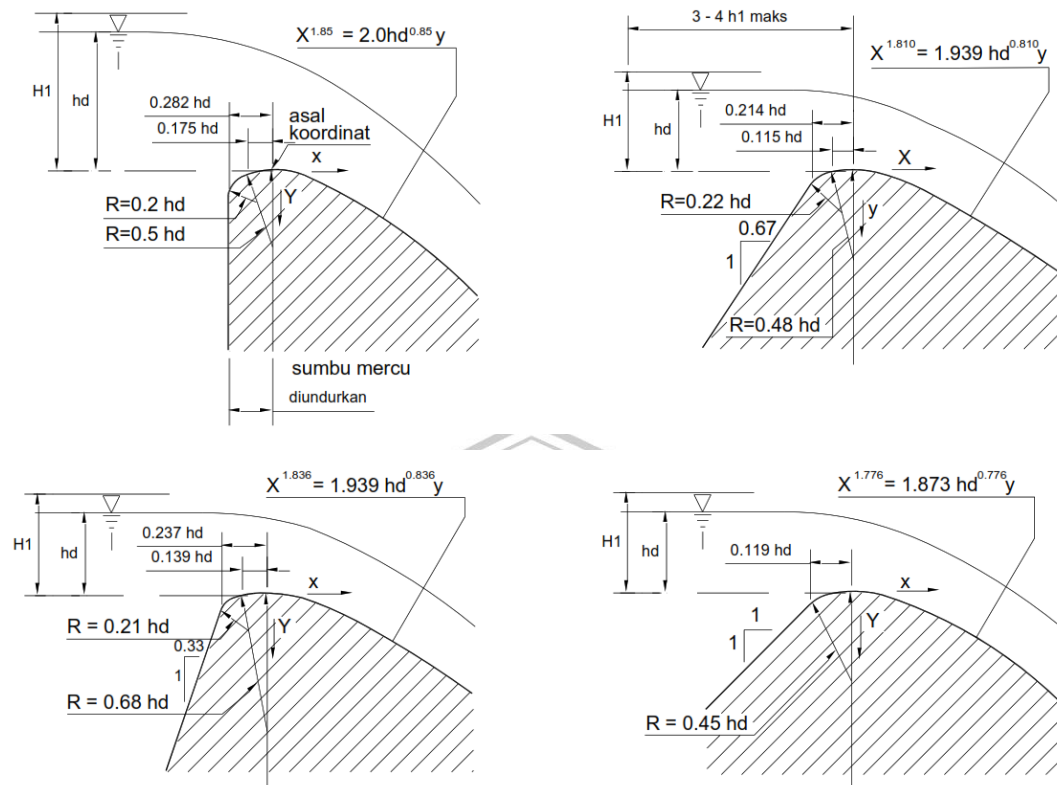
$$X^n = KH_d^{n-1} Y \quad (2.46)$$

Tabel 2. 14 Nilai K dan n

Kemiringan Muka Bagian Hulu	K	n
Tegak lurus	2,000	1,850
3:1	1,936	1,836
3:2	1,939	1,810
3:3	1,873	1,776

(Sumber: Chow, 2010)

Berikut merupakan bentuk mercu ogee yang digunakan dalam merencanakan pelimpah samping.



Gambar 2. 13 Bentuk-bentuk Mercu Pelimpah menurut Waterways Experiment Station (WES)

(Sumber: U.S. Army Corps of Engineers)

2.5.1.2 Debit Pelimpah

Dengan merencanakan geometri pelimpah samping pada kolam retensi, perlu diketahui besarnya debit aliran yang melalui pelimpah. Hal ini untuk mengidentifikasi besarnya aliran yang masuk dan kenaikan muka air pada kolam retensi saat terjadi luapan dari sungai. Besarnya debit yang melalui pelimpah dengan bentuk Ogee dinyatakan dengan rumus berikut.

$$Q = CBH_e^{\frac{3}{2}} \quad (2.47)$$

2.5.2 Pintu Air

Salah satu infrastruktur yang dapat mengatasi permasalahan luapan air yang diakibatkan oleh banjir adalah pintu air. Pintu air memiliki fungsi untuk mengendalikan air. Dengan adanya pintu air sebagai bangunan pelengkap dapat mencegah air banjir dalam aliran cepat dan tinggi. Proses buka-tutup pintu air tergantung dari elevasi/level ketinggian air dan besarnya laju debit air (Dinas

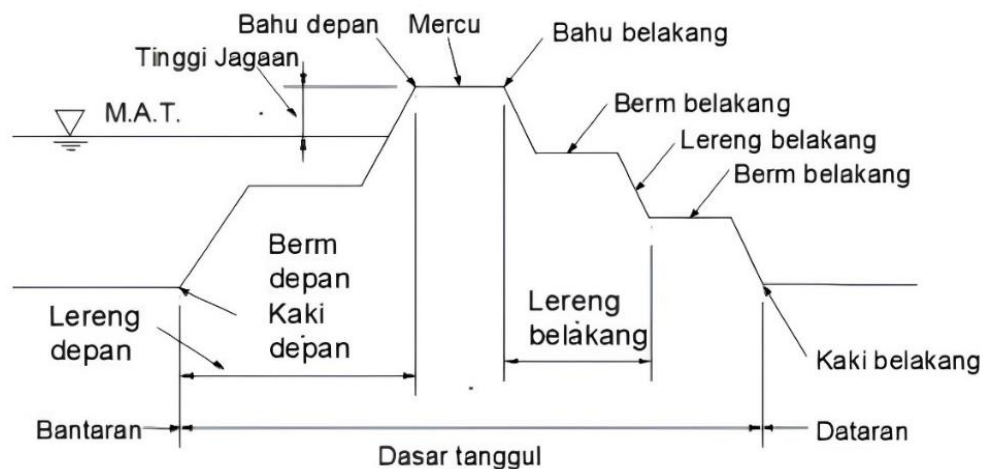
Sumber Daya Air Jakarta, 2021). Debit yang melewati pintu air dapat dirumuskan sebagai berikut.

$$Q = k \cdot \mu \cdot a \cdot b \cdot \sqrt{2gh_1} \quad (2.48)$$

2.5.3 Tanggul

Tanggul merupakan bangunan air yang berfungsi mengelilingi suatu badan air yang berada pada level lebih tinggi elevasi lingkungan sekitarnya. Tujuan dari tanggul untuk melindungi suatu kawasan dari dampak luapan air. Dalam konteks perencanaan kolam retensi, tanggul merupakan bangunan pelengkap yang didirikan pada tepi kolam yang berperan sebagai tanggul keliling. Hal ini untuk menghindari terjadinya luapan air dari dalam kolam langsung menuju ke sungai.

Dalam desain tanggul sebagai tepian kolam retensi perlu diperhatikan beberapa hal seperti tinggi jagaan tanggul, lebar mercu tanggul, serta kemanan dari tanggul itu sendiri.



Gambar 2.14 Bagian Tanggul Urugan Tanah
(Sumber: Sastrodarsono & Masateru, 1985)

2.6.3.1 Tinggi Jagaan

Dalam studi perencanaan ini, tanggul direncanakan sebagai tanggul keliling untuk kolam retensi. Fungsi dari tinggi jagaan yaitu untuk mencegah naiknya tinggi muka air melebihi dari yang direncanakan. Berdasarkan KP-03 Bagian Saluran, tinggi jagaan tanggul ditentukan berdasarkan besarnya debit banjir. Ketentuan tinggi jagaan tanggul disajikan sebagai berikut.

Tabel 2. 15 Ketentuan Tinggi Jagaan Tanggul

Debit (m ³ /det)	Tinggi Jagaan (m)
< 0,5	0,40
0,5 – 1,5	0,50
1,5 – 5,0	0,60
5,0 – 10,0	0,75
10,0 > 15,0	0,85
> 15,0	1,00

(Sumber: KP-03 Bagian Saluran, 2013)

2.6.3.2 Lebar Mercu Tanggul

Dalam perencanaan ini, tanggul yang berfungsi untuk mengelilingi kolam retensi akan menahan debit aliran yang masuk ke dalam kolam retensi. Sehingga lebar mercu tanggul perlu direncanakan sesuai dengan ketentuan dengan stabilitass tanggul sebagai pertimbangannya. Berdasarkan KP-03 Bagian Saluran, berikut merupakan ketentuan lebar minimum tanggul berdasarkan debit rencana.

Tabel 2. 16 Lebar Minimum Tanggul

Debit (m ³ /det)	Tinggi Jagaan	
	Tanpa Jalan Inspeksi (m)	Dengan Jalan Inspeksi (m)
$Q \leq 1$	1,00	3,00
$1 < Q < 5$	1,50	5,00
$5 < Q \leq 10$	2,00	5,00
$10 < Q \leq 15$	3,50	5,00
$Q > 15$	3,50	5,00

(Sumber: KP-03 Bagian Saluran, 2013)

2.6.3.2 Kemiringan Tanggul

Untuk menentukan kemiringan tanggul ditentukan oleh beberapa faktor. Besarnya kemiringan tanggul ditentukan berdasarkan jenis tanah atau kedalaman tanggul. Kemiringan tanggul ditentukan dengan parameter tersebut agar memperoleh kemiringan maksimum untuk tanggul yang stabil. Berdasarkan KP-03 Bagian Saluran, berikut merupakan parameter kemiringan tanggul berdasarkan kedalaman air yang tersaji pada Tabel 2. 17.

Tabel 2. 17 Kemiringan Tanggul Minimum Berdasarkan Kedalaman Air

Kedalaman Air + Tinggi Jagaan D (m)	Kemiringan Minimum Tanggul
$D \leq 10$	1 : 1,0
$1,0 < D \leq 2,0$	1 : 1,5
$D > 2,0$	1 : 2,0

(Sumber: KP-03 Bagian Saluran, 2013)

2.5.4 Stabilitas Bangunan Pelengkap

Dalam studi perencanaan ini, bangunan pelengkap kolam retensi yang digunakan adalah pelimpah samping (*spillway*) sebagai *inlet* kolam retensi dan tanggul keliling sebagai penahan debit aliran yang masuk ke dalam kolam. Kedua bangunan pelengkap ini direncanakan dengan menganalisis stabilitas masing-masing struktur untuk memastikan tidak terjadinya kegagalan struktur pada bangunan pelengkap ini.

2.6.4.1 Stabilitas Pelimpah

Untuk memastikan keamanan struktur pelimpah dilakukan pengecekan stabilitas. Adapun tinjauan stabilitas yang dianalisis disebutkan pada poin berikut:

1. stabilitas terhadap rembesan;
2. stabilitas terhadap gaya tekan ke atas (*uplift*);
3. ketahanan terhadap gelincir dan geser; dan
4. kontrol tegangan tanah.

2.6.4.1.1 Stabilitas Terhadap Rembesan

Stabilitas terhadap rembesan dianalisis dengan Metode Lane. Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013, analisis ini bertujuan untuk mengetahui erosi bawah tanah yang terjadi pada struktur. Perhitungan stabilitas terhadap rembesan dengan Metode Lane diekspresikan dengan rumus berikut.

$$\sum L_V + \frac{1}{3} \sum L_H > C_L \times \Delta H \quad (2.49)$$

Besarnya angka rembesan *lane* ditentukan oleh jenis material tanah. Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013 berikut merupakan tabel untuk harga angka rembesan *lane* (C_L)

Tabel 2. 18 Harga Angka Rembesan Lane (C_L)

Material	C_L
Pasir sangat halus	8,5
Pasir halus	7,0
Pasir sedang	6,0
Pasir kasar	5,0
Kerikil halus	4,0
Kerikil sedang	3,5
Kerikil kasar termasuk berangkal	3,0
Bongkah dengan sedikit berangkal dan kerikil	2,5
Lempung lunak	3,0
Lempung sedang	2,0
Lempung keras	1,8
Lempung sangat keras	1,6

(Sumber: KP-03 Bagian Saluran, 2012)

2.6.4.1.2 Stabilitas Terhadap Gaya Tekan ke Atas (Uplift ↑)

Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013, gaya tekan ke atas pada titik x di dasar bendung diekspresikan dengan rumus berikut.

$$P_x = H_x - \left(\frac{L_x}{\sum L} \right) \times \Delta H \quad (2.50)$$

2.6.4.1.3 Ketahanan Terhadap Gelincir

Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013, ketahanan terhadap gelincir dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$SF = \frac{[f \cdot \sum(V - U)] + [c \times A]}{\sum H} \quad (2.51)$$

2.6.4.1.4 Ketahanan Terhadap Guling

Ketahanan terhadap guling dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} \quad (2.52)$$

2.6.4.1.5 Kontrol Tegangan Tanah

Kontrol tegangan tanah diperhitungkan untuk mengetahui reaksi pondasi dari beban yang bekerja bangunan pelimpah. Menurut (Das, 1993) eksentrisitas pada pondasi dapat dihitung dengan persamaan berikut.

Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013, eksentrisitas dan kontrol tegangan pondasi dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$\sigma_1 = \frac{\sum V}{L} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{L}\right) \quad (2.53)$$

2.6.4.2 Stabilitas Tanggul

Sebagai bangunan pelengkap, kestabilan tanggul dianalisis untuk memastikan kekuatan dan kewanaman tanggul dalam menahan debit air yang tertampung pada kolam. Uraian terkait analisis kestabilan tanggul dijelaskan pada sub-subbab berikut.

2.6.4.2.1 Stabilitas Terhadap Gaya Angkat

Stabilitas terhadap gaya angkat diperhitungkan untuk mengetahui besarnya tekanan yang terjadi pada pondasi dan pengaruhnya dalam memberikan gaya gerak untuk mengangkat struktur ke atas. Berdasarkan (Soedibyo, 2003) gaya angkat pada tanggul dapat dianalisis dengan persamaan berikut.

$$P_u = \frac{1}{2} (h_1 + h_2) \times B \quad (2.54)$$

2.6.4.2.2 Stabilitas Terhadap Gaya Guling

Stabilitas terhadap gaya guling meninjau gaya momen yang bekerja pada struktur. Struktur dapat dinyatakan stabil terhadap guling, ketika momen vertikal lebih besar dari momen horizontal. Peninjauan kestabilan struktur terhadap guling dilakukan dengan kondisi normal dan kondisi ekstem/gempa. Kestabilan terhadap guling dapat dianalisis dengan persamaan berikut.

$$SF = \frac{\sum MT}{\sum MG} \quad (2.55)$$

2.6.4.2.3 Stabilitas Terhadap Gaya Geser

Berdasarkan KP-02 Bagian Utama, 2013, ketahanan terhadap gelincir dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$SF = \frac{[f \cdot \sum (V - U)] + [c \times A]}{\sum H} \quad (2.56)$$

2.6.4.2.4 Stabilitas Terhadap Gaya Dukung Tanah

Stabilitas terhadap gaya dukung tanah diperhitungkan untuk mengetahui reaksi pondasi terhadap penurunan tanah yang terjadi. Dengan analisis stabilitas ini, dapat mengetahui besarnya kapasitas dukung tanah dan besarnya momen tahanan untuk menghindari terjadinya penurunan pondasi. Dalam analisis ini, persamaan kapasitas daya dukung Terzaghi dipilih dengan asumsi beban yang bekerja pada pondasi merupakan beban vertikal dan sentris. Berikut merupakan persamaan kapasitas daya dukung tanah dengan metode Terzaghi.

$$q = \left(1 + 0,3 \frac{B}{L}\right) cN_c + \gamma D(N_q - 1) + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma \left(1 - 0,2 \frac{B}{L}\right) \quad (2. 57)$$

