

BAB II

STUDI PUSTAKA

2.1. URAIAN UMUM

Dalam perencanaan drainase dan pengendalian banjir diperlukan studi pustaka. Studi pustaka diperlukan untuk mengetahui dasar – dasar teori yang digunakan dalam perencanaan drainase dan pengendalian banjir. Begitu juga dalam penanggulangan banjir pada Bandara Ahmad Yani Semarang yang dapat diakibatkan adanya banjir akibat hujan lokal, air hujan kiriman maupun akibat air laut pasang.

2.2. DEFINISI

Pengendalian Banjir secara umum merupakan kegiatan perencanaan, pelaksanaan pekerjaan pengendalian banjir, eksploitasi dan pemeliharaan yang pada dasarnya untuk mengendalikan banjir, pengaturan penggunaan daerah dataran banjir dan mengurangi atau mencegah adanya bahaya/kerugian akibat banjir.

Pengendalian Banjir merupakan bagian dari pengelolaan sumberdaya air yang lebih spesifik untuk mengontrol hujan dan banjir umumnya melalui dam – dam pengendali banjir, atau peningkatan sistem pembawa (sungai, drainase) dan pencegah hal yang berpotensi merusak dengan cara mengelola tataguna lahan dan daerah banjir (*flood plains*).

2.3. MACAM – MACAM BANJIR DAN PENYEBABNYA

Berdasarkan penyebab utamanya, banjir dapat dibedakan menjadi tiga :

a) Banjir Kiriman

Adalah banjir yang disebabkan oleh melimpasnya air hujan dari daerah lain menuju daerah yang lebih rendah sedangkan daerah tersebut tidak mampu menampung sehingga terjadi banjir.

b) Banjir Genangan

Adalah banjir yang disebabkan adanya genangan air yang berasal dari hujan lokal, biasanya hal ini terjadi karena suatu daerah tidak mampu mengalirkan air hujan tersebut ke pembuangan atau penampungan air.

c) Banjir Air Pasang

Adalah banjir yang dikarenakan air pasang laut yang memperlambat aliran sungai ke laut, kemudian pada waktu bersamaan dengan air pasang yang tinggi maka genangan atau banjir menjadi besar karena terjadi aliran balik (*backwater*).

2.4. HIDROLOGI

Faktor – faktor hidrologi yang berpengaruh dalam pengendalian banjir adalah curah hujan dan intensitas curah hujan. Curah hujan pada daerah dataran merupakan salah satu faktor yang menentukan besarnya debit banjir yang akan terjadi pada suatu dataran rendah atau yang menerimanya. Semakin besar curah hujan yang terjadi pada suatu daerah dataran semakin besar pula banjir yang akan diterima daerah dataran tersebut. Begitupun sebaliknya, semakin kecil curah hujan yang terjadi pada suatu daerah dataran semakin kecil pula banjir yang akan terjadi bahkan memungkinkan tidak terjadi banjir.

2.4.1. Curah Hujan Rata – Rata

Ada tiga macam metode yang umum dipakai untuk mengetahui besarnya curah hujan rata-rata pada suatu DAS, yaitu sebagai berikut :

a) Metode Rata – Rata Aljabar

Cara menghitung rata-rata aritmetis (*arithmetic mean*) adalah cara yang paling sederhana. Metode rata-rata hitung dengan menjumlahkan curah hujan dari semua tempat pengukuran selama satu periode tertentu dan membaginya dengan banyaknya tempat pengukuran. Jika dirumuskan dalam suatu persamaan adalah sebagai berikut :

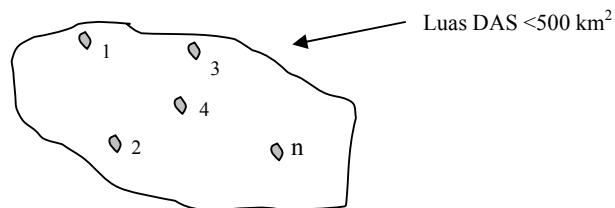
$$\bar{R} = \frac{R_1 + R_2 + R_3 \dots + R_n}{n}$$

di mana :

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

R_1, R_2, \dots, R_n = besarnya curah hujan pada masing-masing pos (mm)

n = banyaknya pos hujan



Gambar 2.1 Sketsa stasiun curah hujan cara rata-rata hitung

Metode rata – rata aljabar dipilih dengan pertimbangan jumlah pos penakaran hujan terbatas atau cukup (lebih dari satu), untuk luas DAS kecil (<500 km²), topografi bisa berupa pegunungan.

b) Metode Poligon Thiessen

Cara ini dikenal juga sebagai metode rata – rata timbang (*weighted*). Cara ini memberikan proporsi luasan daerah pengaruh pos penakar hujan untuk mengakomodasi ketidakseragaman jarak. Daerah pengaruh dibentuk dengan menggambarkan garis – garis sumbu tegak lurus terhadap garis penghubung antara dua pos penakar terdekat.

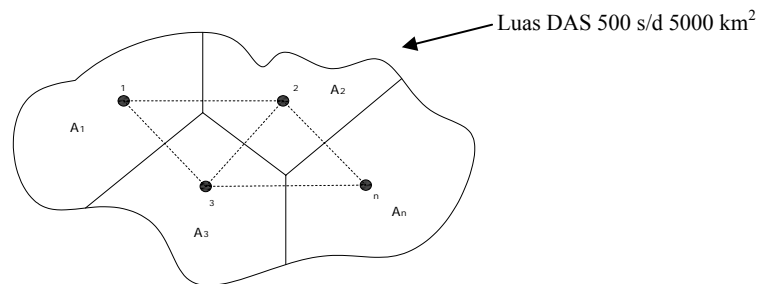
$$\begin{aligned}\bar{R} &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \\ &= \frac{A_1 R_1 + A_2 R_2 + \dots + A_n R_n}{A_{total}}\end{aligned}$$

di mana :

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

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan masing-masing stasiun (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = luas areal poligon (km^2)



Gambar 2.2 Pembagian daerah dengan cara Thiessen

Metode Poligon Thiessen dipilih dengan pertimbangan jumlah pos penakaran hujan terbatas atau cukup (lebih dari satu), untuk luas DAS sedang antara 500 s/d 5000 km^2 , topografi bisa berupa dataran.

c) Metode Isohyet

Cara ini merupakan metode yang akurat untuk menentukan hujan rata – rata namun diperlukan keahlian dan pengalaman. Cara ini memperhitungkan secara aktual pengaruh tiap – tiap stasiun hujan.

$$\bar{R} = \frac{A_1 \left(\frac{R_1 + R_2}{2} \right) + A_2 \left(\frac{R_2 + R_3}{2} \right) + \dots + A_{n-1} \left(\frac{R_{n-1} + R_n}{2} \right)}{A_1 + A_2 + \dots + A_{n-1}}$$

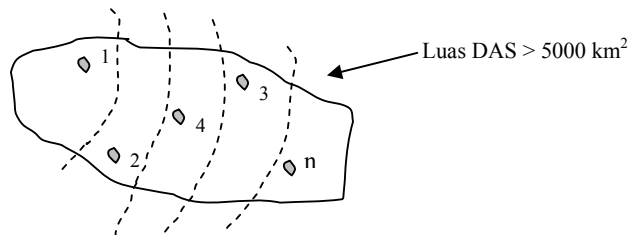
$$\bar{R} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[A_{n-1} \left(\frac{R_{n-1} + R_n}{2} \right) \right]}{\sum_{i=1}^n A_{n-1}}$$

di mana :

\bar{R} = curah hujan rata – rata (mm)

R_1, R_2, \dots, R_n = curah hujan rata – rata antar isohyet (mm)

A_1, A_2, \dots, A_n = luas areal antar isohyet (km^2)



Gambar 2.3 Pembagian daerah cara garis Ishohyet

Metode Ishoyet dipilih dengan pertimbangan jumlah pos penakaran hujan yang cukup, untuk luas DAS besar $> 5000 \text{ km}^2$, topografi bisa berupa berbukit dan tidak beraturan.

2.4.2. Cara Memilih Metode

Dalam pemilihan metode yang akan digunakan dapat ditentukan dengan mempertimbangkan beberapa faktor berikut :

a) Jaring – jaring pos penakar hujan

Jumlah pos penakar hujan cukup	Metode Isohyet, Thiessen atau Rata – rata Aljabar
Jumlah pos penakar hujan terbatas	Metode Rata – rata Aljabar atau Thiessen
Pos penakar hujan tunggal	Metode hujan titik

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

b) Luas Daerah Aliran Sungai

DAS besar ($>5000 \text{ km}^2$)	Metode Isohyet
DAS sedang (500 s/d 5000 km^2)	Metode Thiessen
DAS kecil ($<500 \text{ km}^2$)	Metode Rata – rata Aljabar

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

c) Topografi Daerah Aliran Sungai

Pegunungan	Metode Rata – rata Aljabar
Dataran	Metode Thiessen
Berbukit dan tidak beraturan	Metode Isohyet

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

2.4.3. Curah Hujan Rencana

Curah hujan rencana ditujukan untuk mengetahui besarnya curah hujan maksimum dalam periode ulang tertentu untuk merencanakan debit banjir rencana.

Dalam ilmu statistik dikenal beberapa distribusi frekuensi dan empat jenis distribusi yang banyak digunakan dalam bidang hidrologi untuk menentukan curah hujan rencana, yaitu :

a) Distribusi Normal (Distribusi *Gauss*)

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

di mana :

X_T = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

\bar{X} = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

S = standar deviasi sampel

$$= \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5}$$

K_T = faktor frekuensi, merupakan fungsi dari peluang atau periode ulang dan tipe model matematik distribusi peluang yang digunakan untuk analisis peluang

Tabel 2.1 Nilai faktor frekuensi K_T dalam Nilai Variabel Gauss

Periode ulang, T (tahun)	Peluang	K_T
1,001	0,999	-3,05
1,005	0,995	-2,58
1,010	0,990	-2,33
1,050	0,950	-1,64
1,110	0,900	-1,28
1,250	0,800	-0,84
1,330	0,750	-0,67
1,430	0,700	-0,52
1,670	0,600	-0,25
2,000	0,500	0,00
2,500	0,400	0,25
3,330	0,300	0,52
4,000	0,250	0,67
5,000	0,200	0,84
10,000	0,100	1,28
20,000	0,050	1,64
50,000	0,020	2,05
100,000	0,010	2,33
200,000	0,005	2,58
500,000	0,002	2,88
1000,000	0,001	3,09

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

b) Distribusi Log Normal

$$\log X_T = \log \bar{X} + K_T * S$$

di mana :

X_T = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

\bar{X} = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

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

S = standar deviasi sampel

$$= \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5}$$

c) Distribusi Log – Pearson III

$$\log X_T = \log \bar{X} + k * S$$

di mana :

X_T = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

\bar{X} = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

S = standar deviasi sampel

$$= \left[\frac{\sum_{i=1}^n (\log X_i - \log \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5}$$

k = variabel standar untuk X yang besarnya tergantung koefisien kemencengan G

G = koefisien kemencengan

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

Tabel 2.2 Nilai *k* untuk distribusi Log – Pearson III

Koef. G	Interval kejadian (<i>Recurrence interval</i>), tahun (periode ulang)							
	1,0101	1,2500	2	5	10	25	50	100
Persentase peluang terlampaui (<i>Percent chance of being exceeded</i>)								
	99	80	50	20	10	4	2	1
3,0	-0,667	-0,636	-0,396	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051
2,8	-0,714	-0,666	-0,384	0,469	1,210	2,275	3,114	3,973
2,6	-0,769	-0,696	-0,368	0,490	1,238	2,267	3,071	3,889
2,4	-0,832	-0,725	-0,351	0,537	1,262	2,256	3,023	3,800
2,2	-0,905	-0,752	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705
2,0	-0,990	-0,777	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,192	3,605
1,8	-1,087	-0,799	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499
1,6	-1,197	-0,817	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	2,388
1,4	-1,318	-0,832	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	2,271
1,2	-1,449	-0,844	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	2,149
1,0	-1,588	-0,852	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022
0,8	-1,733	-0,856	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891
0,6	-1,880	-0,857	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755
0,4	-2,029	-0,855	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615
0,2	-2,178	-0,850	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472
0,0	-2,326	-0,842	0,000	0,842	1,282	1,751	2,051	2,326
-0,2	-2,472	-0,830	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178
-0,4	-2,615	-0,816	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029
-0,6	-2,755	-0,800	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880
-0,8	-2,891	-0,780	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733
-1,0	-3,022	-0,758	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588
-1,2	-2,149	-0,732	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449
-1,4	-2,271	-0,705	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318
-1,6	-2,388	-0,675	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197
-1,8	-3,499	-0,643	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087
-2,0	-3,605	-0,609	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990
-2,2	-3,705	-0,574	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905
-2,4	-3,800	-0,537	0,351	0,725	0,795	0,823	0,830	0,832
-2,6	-3,889	-0,490	0,368	0,696	0,747	0,764	0,768	0,769
-2,8	-3,973	-0,469	0,384	0,666	0,702	0,712	0,714	0,714
-3,0	-4,051	-0,420	0,396	0,636	0,606	0,666	0,666	0,667

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

d) Distribusi *Gumbel*

$$X_T = \bar{X} + \left(\frac{Y_{T_r} - Y_n}{S_n} \right) * S$$

di mana :

X_T = curah hujan rencana dalam periode ulang T tahun (mm)

\bar{X} = curah hujan rata-rata hasil pengamatan (mm)

S = standar deviasi sampel

$$= \left[\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{X})^2}{n-1} \right]^{0,5}$$

Y_{T_r} = *reduced variate*, atau dapat dihitung dengan persamaan berikut ini

$$Y_{T_r} = -\ln \left\{ -\ln \frac{T_r - 1}{T_r} \right\}$$

Y_n = *reduced mean* yang tergantung dari banyaknya jumlah data (n)

S_n = *reduced standard deviation*, adalah fungsi dari banyaknya data (n)

Tabel 2.3 *Reduced Mean (Yn)*

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,4952	0,4996	0,5035	0,5070	0,5100	0,5128	0,5157	0,5181	0,5202	0,5220
20	0,5236	0,5252	0,5268	0,5283	0,5296	0,5300	0,5820	0,5882	0,5343	0,5353
30	0,5363	0,5371	0,5380	0,5388	0,5396	0,5400	0,5410	0,5418	0,5424	0,5430
40	0,5463	0,5442	0,5448	0,5453	0,5458	0,5468	0,5468	0,5473	0,5477	0,5481
50	0,5485	0,5489	0,5493	0,5497	0,5501	0,5504	0,5508	0,5511	0,5515	0,5518
60	0,5521	0,5524	0,5527	0,5530	0,5533	0,5535	0,5538	0,5540	0,5543	0,5545
70	0,5548	0,5550	0,5552	0,5555	0,5557	0,5559	0,5561	0,5563	0,5565	0,5567
80	0,5569	0,5570	0,5572	0,5574	0,5576	0,5578	0,5580	0,5581	0,5583	0,5585
90	0,5586	0,5587	0,5589	0,5591	0,5592	0,5593	0,5595	0,5596	0,8898	0,5599
100	0,5600	0,5602	0,5603	0,5604	0,5606	0,5607	0,5608	0,5609	0,5610	0,5611

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

Tabel 2.4 *Reduced Variate (Y_{T_r})*

Periode Ulang	<i>Reduced Variate</i>
2	0,3668
5	1,5004
10	2,2510
20	2,9709
25	3,1993
50	3,9028
75	4,3117
100	4,6012
200	5,2969
250	5,5206
500	6,2149
1000	6,9087
5000	8,5188
10000	9,2121

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

Tabel 2.5 *Reduced Standard Deviation (S_n)*

N	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
10	0,9496	0,9676	0,9833	0,9971	1,0095	1,0206	1,0316	1,0411	1,0493	1,0565
20	1,0628	1,0696	1,0754	1,0811	1,0864	1,0915	1,0961	1,1004	1,1047	1,1080
30	1,1124	1,1159	1,1193	1,2260	1,1255	1,1285	1,1313	1,1339	1,1363	1,1388
40	1,1413	1,1436	1,1458	1,1480	1,1499	1,1519	1,1538	1,1557	1,1574	1,1590
50	1,1607	1,1623	1,1638	1,1658	1,1667	1,1681	1,1696	1,1708	1,1721	1,1734
60	1,1747	1,1759	1,1770	1,1782	1,1793	1,1803	1,1814	1,1824	1,1834	1,1844
70	1,1854	1,1863	1,1873	1,1881	1,1890	1,1898	1,1906	1,1915	1,1923	1,1930
80	1,1938	1,1945	1,1953	1,1959	1,1967	1,1973	1,1980	1,1987	1,1994	1,2001
90	1,2007	1,2013	1,2026	1,2032	1,2038	1,2044	1,2046	1,2049	1,2055	1,2060
100	1,2065	1,2069	1,2073	1,2077	1,2081	1,2084	1,2087	1,2090	1,2093	1,2096

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

2.4.4. Uji Kecocokan

Uji kecocokan dimaksudkan untuk menentukan bahwa nilai hasil perhitungan dari persamaan distribusi peluang yang telah dipilih memiliki nilai penyimpangan yang paling kecil sehingga dapat mewakili atau menggambarkan sampel data yang dianalisa. Ada dua jenis uji kecocokan (*Goodness of Fit Test*) yang sering dipakai, yaitu *Chi – Square* (*Chi Kuadrat*) dan *Smirnov Kolmogorof*.

a) Uji *Chi – Square* (*Chi Kuadrat*)

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i}$$

di mana :

χ_h^2 = parameter *chi* – kuadrat terhitung

G = jumlah sub kelompok

O_i = jumlah nilai pengamatan pada sub kelompok i

E_i = jumlah nilai teoritis pada sub kelompok i

Dari hasil pengamatan yang didapat, dicari pengamatannya dengan chi kuadrat kritis (didapat dari tabel) paling kecil. Untuk suatu nilai nyata tertentu yang sering diambil adalah 5 %. Derajat kebebasan ini secara umum dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$dk = G - R - 1$$

(nilai $R = 2$, untuk distribusi normal dan binomial)

di mana :

dk = derajat kepercayaan

G = jumlah sub kelompok

Tabel 2.6 Nilai kritis untuk Distribusi Chi Kuadrat

dk	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	0.100	0.0201	0.0506	0.103	5.991	7.378	9.210	10.597
3	0.0717	0.115	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	1.69	2.167	14.067	16.013	18.475	20.278
8	1.344	1.646	2.18	2.733	15.507	17.535	20.09	21.955
9	1.735	2.088	2.7	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	214.92	24.725	26.757
12	3.074	3.571	4.404	5.226	21.026	23.337	26.217	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	6.161	7.261	24.996	27.488	30.578	32.801
16	5.142	5.812	6.908	7.962	26.296	28.845	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	34.17	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	10.52	11.524	13.120	14.611	37.652	40.646	44.314	46.928
26	11.16	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 : Suripto, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

b) Uji *Smirnov Kolmogorof*

Dengan membandingkan probabilitas untuk tiap variabel dari distribusi empiris dan teoritis didapat perbedaan (Δ) tertentu.

$$\alpha = \frac{P_{\max} - P_{(x)}}{P_{(x)} - \Delta_{cr}}$$

Tabel 2.7 Nilai Delta Kritis untuk Uji *Smirnov Kolmogorof*

n	A			
	0.2	0.1	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	0.00
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/n	1.22/n	1.36/n	1.693/n

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

2.4.5. Intensitas Hujan

Intensitas hujan adalah tinggi atau kedalaman air hujan per satuan waktu. Sifat umum hujan adalah makin singkat hujan berlangsung intensitasnya cenderung makin tinggi dan makin besar periode ulangnya makin tinggi pula intensitasnya.

a) *Talbot* (1881)

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

di mana :

I = intensitas hujan (mm/jam)

t = lamanya hujan (jam)

a dan b = konstanta yang tergantung pada lamanya hujan yang terjadi di DAS

b) *Sherman* (1905)

$$I = \frac{a}{t^n}$$

di mana :

I = intensitas hujan (mm/jam)

t = lamanya hujan (jam)

n = konstanta

c) *Ishiguro* (1953)

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

di mana :

I = intensitas hujan (mm/jam)

t = lamanya hujan (jam)

a dan b = konstanta

d) *Mononobe*

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

di mana :

I = intensitas hujan (mm/jam)

t = lamanya hujan (jam)

R_{24} = curah hujan maksimum harian (selama 24 jam) (mm)

2.4.6. Debit Banjir Rencana

Penentuan besarnya debit banjir rencana dapat menggunakan cara – cara sebagai berikut :

a) Metode Rasional

$$Q_{\max} = 0,002778 * C * I * A$$

di mana :

- Q_{max} = debit puncak/maksimum ($m^3/detik$)
 C = koefisien aliran permukaan ($0 \leq C \leq 1$)
 I = intensitas hujan (mm/jam)
 A = luas daerah aliran (Ha)

Tabel 2.8 Koefisien aliran untuk metode Rasional

Diskripsi Lahan/Karakter Permukaan	Koefisien Aliran (C)
Bisnis	
Perkotaan	0,70 – 0,95
Pinggiran	0,50 – 0,70
Perumahan	
rumah tunggal	0,30 – 0,50
multiunit, terpisah	0,40 – 0,60
multiunit, tergabung	0,60 – 0,75
Perkampungan	0,25 – 0,40
Apartemen	0,50 – 0,70
Industri	
Ringan	0,50 – 0,80
Berat	0,60 – 0,90
Perkerasan	
Aspal dan beton	0,70 – 0,95
batu bata, paving	0,50 – 0,70
Atap	0,70 – 0,95
Halaman, tanah berat	
Datar, 2%	0,05 – 0,10
rata-rata, 2 – 7%	0,10 – 0,15
Curam, 7%	0,15 – 0,20
Halaman kereta api	0,10 – 0,35
Taman tempat bermain	0,20 – 0,35
Taman, pekuburan	0,10 – 0,25
Hutan	
Datar, 0 – 5%	0,10 – 0,40
bergelombang, 5 – 10%	0,25 – 0,50
berbukit, 10 – 30%	0,30 – 0,60

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

Tabel 2.9 Koefisien aliran untuk metode Rasional

Koefisien Aliran $C = C_t + C_s + C_v$					
Topografi (C_t)		Tanah (C_s)		Vegetasi (C_v)	
Datar (<1%)	0,03	Pasir dan gravel	0,04	Hutan	0,04
Bergelombang (1 – 10%)	0,08	Lempung berpasir	0,08	Pertanian	0,11
Perbukitan (10 – 20%)	0,16	Lempung dan lanau	0,16	Padang rumput	0,21
Pegunungan (>20%)	0,26	Lapisan batu	0,26	Tanpa tanaman	0,28

Sumber : Suripin, *Sistem Drainase Perkotaan Yang Berkelanjutan*, 2003.

b) Metode *Der Weduwen*

$$Q = \alpha * \beta * q * A$$

di mana :

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{\beta q + 7}$$

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

$$q_n = \frac{R_n}{240} \frac{67,65}{t + 1,45}$$

$$t = 0,25 * L * Q^{-0,125} I^{-0,125}$$

di mana :

Q_n = debit banjir ($m^3/detik$) dengan kemungkinan tak terpenuhi $n\%$

R_n = curah hujan harian maksimum ($mm/hari$) dengan kemungkinan tak terpenuhi $n\%$

α = koefisien limpasan air hujan

β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan daerah aliran

q_n = curah hujan dari hasil perhitungan R_n ($m^3/detik, km^2$)

A = luas daerah aliran (km^2) sampai $100 km^2$ ($A \leq 100 km^2$)

t = lamanya curah hujan (konsentrasi aliran)

L = panjang sungai (km)

I = gradien sungai atau medan

c) Metode *Haspers*

$$Q_n = \alpha * \beta * q_n * A$$

di mana :

$$\alpha = \frac{1 + 0,012 * A^{0,70}}{1 + 0,075 * A^{0,70}}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t + 3,70 * 10^{-0,40t}}{t^2 + 15} \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$q_n = \frac{t.R_n}{3,6.t}$$

$$t = 0,10.L^{0,80}.i^{-0,30}$$

$$R_n = \frac{t.R_t}{t + 1}$$

di mana :

- Q_n = debit banjir (m³/dt)
- R_n = curah hujan harian maksimum (mm/hari)
- α = koefisien limpasan air hujan (*run off*)
- β = koefisien pengurangan daerah untuk curah hujan DAS
- q_n = curah hujan (m³/dt.km²)
- A = luas daerah aliran (km²)
- t = lamanya curah hujan (jam)
- L = panjang sungai (km)
- i = kemiringan sungai

d) Metode Rasional Jepang

$$Q = \alpha \frac{I * A}{3,6}$$

di mana :

- Q = debit banjir (m³/detik)
- α = koefisien limpasan air hujan
- I = intensitas curah hujan (mm/jam)
- A = luas daerah aliran (km²)

e) Metode Manual Jawa Sumatra

Menggunakan persamaan :

$$Q = GF * MAF$$

$$MAF = 8.10^{-6} * AREA^v * APBAR^{2,455} * SIMS^{0,177} * (1 \pm LAKE)^{-0,85}$$

$$V = 1,02 - 0,0275 \log(AREA)$$

$$APBAR = PBAR * ARF$$

$$SIMS = \frac{H}{MSL}$$

$$LAKE = \frac{\text{Total daerah aliran di atas danau - danau (km}^2\text{)}}{AREA}$$

Parameter yang digunakan :

AREA : Luas DAS (km²)

PBAR : Hujan 24 jam maksimum merata tahunan (mm)

ARF : Faktor reduksi

SIMS : Indeks kemiringan = $\frac{H}{MSL}$

H : Beda tinggi antara titik pengamatan dengan ujung sungai tertinggi (m)

MSL : Panjang sungai sampai titik pengamatan (km)

LAKE : Indeks danau

GF : *Growth factor*

Q : Debit banjir rencana (m³/detik)

Tabel 2.10 *Growth Factor* (GF)

Return Period T	Luas <i>cathment</i> area (km ²)					
	<180	300	600	900	1200	>1500
5	1.28	1.27	1.24	1.22	1.19	1.17
10	1.56	1.54	1.48	1.49	1.47	1.37
20	1.88	1.84	1.75	1.70	1.64	1.59
50	2.35	2.30	2.18	2.10	2.03	1.95
100	2.78	2.72	2.57	2.47	2.37	2.27

Sumber : Joesron Loebis, *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*, 1984.

Tabel 2.11 Faktor reduksi areal (ARF)

DAS (km ²)	ARF
1 – 10	0,99
10 – 30	0,97
30 – 3000	$1,52 - 0,0123 \log \text{AREA}$

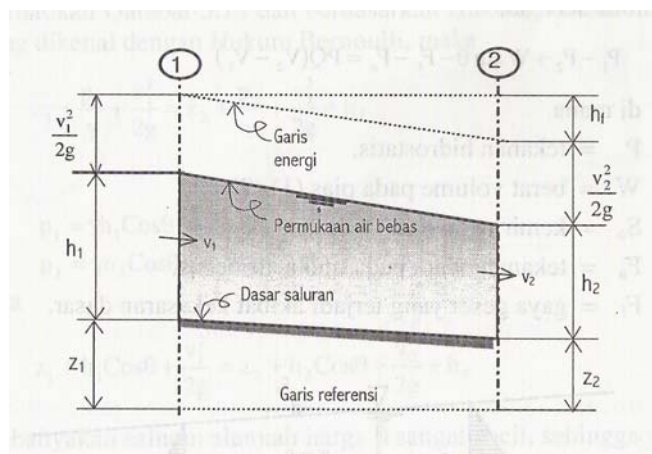
Sumber : Joesron Loebis, *Banjir Rencana Untuk Bangunan Air*,1984.

2.5. HIDROLIKA

Analisis hidrolika diperlukan untuk mengetahui kapasitas alur saluran pada kondisi saat ini terhadap banjir rencana dari studi terdahulu dan hasil pengamatan yang diperoleh.

2.5.1. Aliran Permanen Seragam (*Steady Uniform Flow*)

Aliran seragam adalah aliran yang mempunyai kecepatan konstan terhadap jarak, garis aliran lurus dan sejajar dan distribusi tekanan adalah hidrostatis. Aliran permanen berarti pula bahwa kecepatan adalah konstan terhadap waktu dan gaya – gaya yang bekerja pada pias air adalah dalam kondisi seimbang. Kemiringan dasar saluran S_o , permukaan air S_w dan gradien energi S_f adalah sama.



Gambar 2.4 Aliran permanen seragam

Dari gambar di atas dan berdasarkan hukum *Bernoulli*, maka

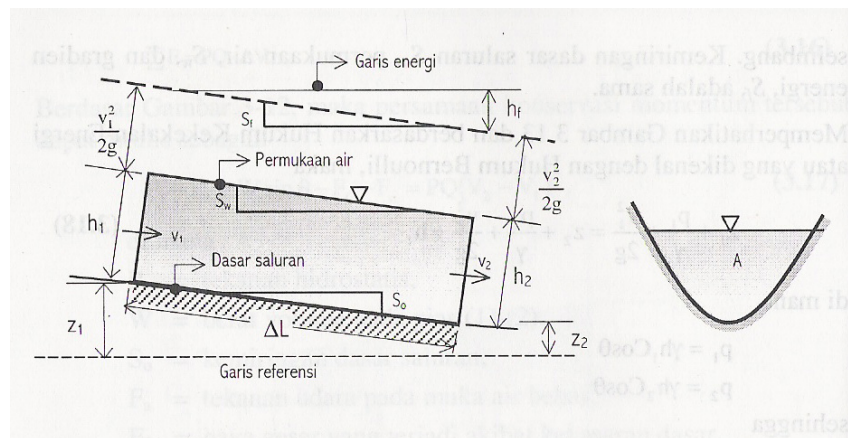
$$z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} + h_f$$

dan kemiringan dasar saluran, muka air dan gradien energi berturut – berturut adalah :

$$S_o = \sin \theta = \frac{(z_1 - z_2)}{\Delta L}$$

$$S_w = \frac{(z_1 + h_1) - (z_2 + h_2)}{\Delta L}$$

$$S_f = \frac{h_f}{\Delta L} = \frac{\left(z_1 + h_1 + \frac{v_1^2}{2g} \right) - \left(z_2 + h_2 + \frac{v_2^2}{2g} \right)}{\Delta L}$$



Gambar 2.5 Kemiringan dasar saluran, muka air dan gradien energi

2.5.2. Aliran Berubah Lambat Laun (*Gradually Varied Flow*)

Aliran berubah lambat laun pada saluran terbuka berbeda dengan aliran seragam maupun aliran berubah tiba – tiba (loncat air). Pada aliran berubah lambat laun, kedalaman air pada saluran berubah secara gradual terhadap jarak. Dalam aliran seragam kedalaman air adalah konstan yang dikenal dengan kedalaman normal. Garis kemiringan energi sejajar dengan garis muka air dan garis dasar saluran. Distribusi kecepatan tetap sepanjang saluran sehingga perhitungan kedalaman air cukup dilakukan sekali sepanjang saluran.

Pada aliran berubah tiba – tiba, seperti pada loncatan air, kedalaman air berubah secara cepat pada jarak yang pendek. Terjadi perubahan kecepatan air secara signifikan disertai dengan perubahan penampang basah saluran yang sangat cepat. Dengan laju perlambatan aliran yang mendadak maka terjadi kehilangan energi. Perhitungan kedalaman air tidak dapat dilakukan dengan prinsip energi melainkan dengan prinsip momentum.

Pada aliran berubah lambat laun, perubahan kecepatan terjadi secara gradual terhadap jarak sehingga pengaruh percepatan pada aliran antara dua potongan yang berdekatan dapat diabaikan. Perhitungan pada profil muka air dapat dilakukan berdasarkan prinsip energi.

Total energi pada sembarang potongan pada saluran terbuka dapat dinyatakan :

$$H = z + h + \frac{V^2}{2g} \text{ atau } H = z + h + \frac{Q^2}{2gA^2}$$

Diperlukan variasi energi total sepanjang saluran untuk menghitung profil muka air. Total energi, H , pada persamaan di atas perlu dideferensialkan terhadap jarak, x , sehingga didapatkan gradien energi ke arah aliran.

$$\frac{dH}{dx} = \frac{dz}{dx} + \frac{dh}{dx} + \frac{d\left(\frac{Q}{A}\right)^2}{dx} \frac{1}{2g}$$

dengan definisi bahwa :

$$\frac{dH}{dx} = -S_f$$

$$\frac{dz}{dx} = -S_o$$

(tanda negatif menunjukkan bahwa H dan z menurun dengan meningkatnya x)

di mana :

S_f = kemiringan garis energi

S_o = kemiringan dasar saluran

2.6. PENGARUH *BACK WATER*

Pengendalian banjir perlu memperhatikan muka air pada waktu banjir di sepanjang sungai dan muka air banjir akibat *back water*. Peninjauan *back water* yang harus diperhatikan adalah :

- *back water* akibat bangunan yang ada di sepanjang sungai
- *back water* akibat adanya ambang alam di dasar sungai
- *back water* akibat penyempitan alur sungai
- *back water* akibat pasang surut di muara sungai

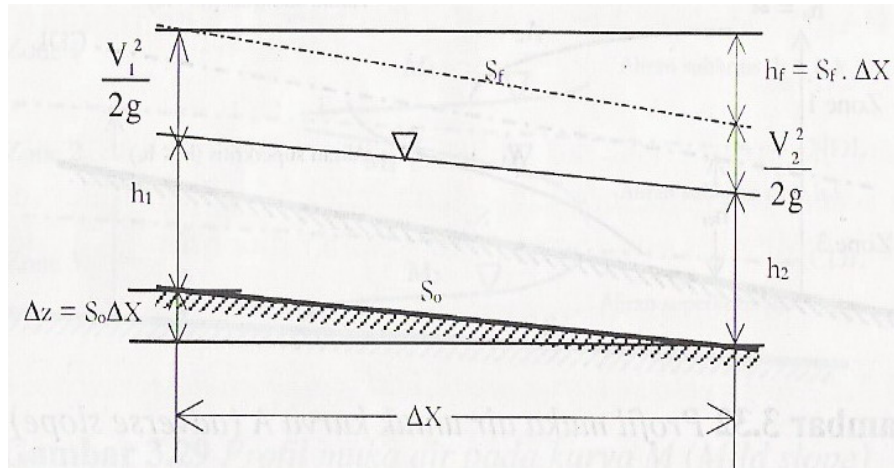
Untuk itu dalam menghitung profil muka air dapat menggunakan beberapa metode antara lain metode tahapan langsung (*direct step method*) dan metode tahapan standar (*standart step method*).

a) Metode Tahapan Langsung (*Direct Step Method*)

$$z_1 + h_1 + \frac{V_1^2}{2g} = z_2 + h_2 + \frac{V_2^2}{2g} + h_f$$

di mana :

- z = ketinggian dasar saluran dari garis refensi (m)
- h = kedalaman air dari dasar saluran (m)
- V = kecepatan rata – rata (m/detik)
- g = percepatan gravitasi (m/detik²)
- h_f = kehilangan energi karena gesekan dasar saluran (m)



Gambar 2.6 Metode tahapan langsung

Dari gambar di atas diperoleh persamaan :

$$h_1 + \underbrace{\frac{V_1^2}{2g}}_{E_1} + \Delta z = h_2 + \underbrace{\frac{V_2^2}{2g}}_{E_2} + h_f$$

$$E_1 + S_o \Delta X = E_2 + S_f \Delta X$$

$$\Delta X = \frac{E_2 - E_1}{S_o - S_f}$$

dimana :

$$\overline{S_f} = \frac{S_{f1} + S_{f2}}{2}$$

$$S_f = \frac{Q^2 n^2}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \quad (\text{Manning})$$

$$S_f = \frac{Q^2}{C^2 A^2 R} \quad (\text{Chezy})$$

b) Metode Tahapan Standar (*Standard Step Method*)

$$z_1 + h_1 + \underbrace{\frac{V_1^2}{2g}}_{E_1} = z_2 + h_2 + \underbrace{\frac{V_2^2}{2g}}_{E_2} + h_f$$

$$E_1 = E_2 + h_f$$

di mana :

- z = ketinggian dasar saluran dari garis referensi (m)
- h = kedalaman air dari dasar saluran (m)
- V = kecepatan rata – rata (m/detik)
- g = percepatan gravitasi (m/detik²)
- h_f = kehilangan energi karena gesekan dasar saluran (m)

2.7. SISTEM PENGENDALIAN BANJIR

Sistem pengendalian banjir yang digunakan sebagai alternatif pemecahan masalah pada wilayah Bandara Ahmad Yani Semarang antara lain :

- Normalisasi saluran
- Pintu otomatis (pintu klep)
- Stasiun pompa
- Kolam penampungan

2.7.1. Normalisasi Saluran

Normalisasi bertujuan untuk memperbesar kapasitas pengaliran saluran dan memperlancar aliran agar dapat menampung debit banjir yang terjadi untuk dialirkan ke hilir atau laut sehingga tidak terjadi limpasan. Pekerjaan normalisasi pada dasarnya dapat meliputi kegiatan antara lain :

- normalisasi bentuk penampang melintang
- mengatur penampang memanjang saluran
- menstabilkan alur saluran
- menentukan tinggi jagaan
- pembuatan tanggul banjir

Penampang melintang saluran perlu direncanakan untuk mendapatkan penampang yang ideal dan efisien dalam penggunaan lahan yaitu penampang yang stabil terhadap perubahan akibat pengaruh erosi, sedimentasi maupun pola aliran yang terjadi dan efisien dalam menggunakan lahan yang tersedia sehingga tidak menimbulkan permasalahan terhadap pembebasan tanah.

a) Penampang saluran tunggal berbentuk persegi empat

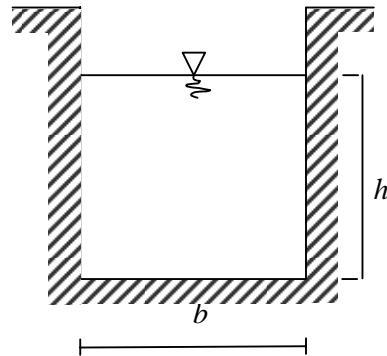
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

$$P = b + 2h$$

$$A = b \cdot h$$

$$A = \frac{Q}{V}$$



b) Penampang saluran tunggal berbentuk trapesium

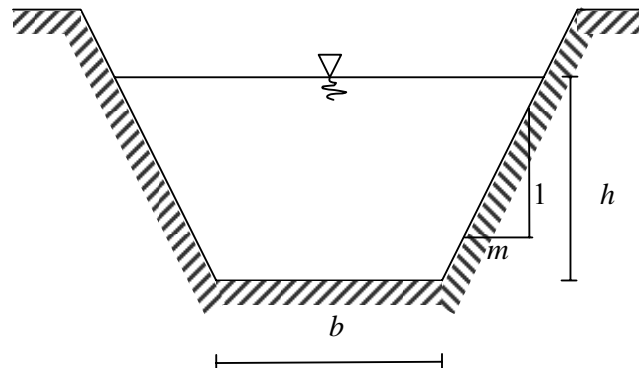
$$V = \frac{1}{n} R^{2/3} I^{1/2}$$

$$R = \frac{A}{P}$$

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

$$A = (b + mh)h$$

$$A = \frac{Q}{V}$$



Dalam menentukan tinggi jagaan, besar tinggi jagaan yang paling baik adalah 0,75 – 1,5 m. Hal – hal lain yang mempengaruhi besarnya nilai tinggi jagaan adalah penimbunan sedimen di dalam saluran, berkurangnya efisiensi hidrolis, penurunan tebing dan kelebihan jumlah aliran selama terjadi hujan. Secara praktis besarnya tinggi jagaan yang diambil berdasarkan debit banjir seperti pada tabel berikut :

Tabel 2.12 Hubungan debit dengan tinggi jagaan dan lebar tanggul

Debit banjir (m ³ /detik)	Tinggi jagaan (m)	Lebar tanggul (m)
<200	0,6	3,0
200 – 500	0,75	3,0
500 – 2000	1,00	4,0
2000 – 5000	1,25	5,0
5000 – 10000	1,50	6,0
>10000	2,00	7,0

Sumber : Robert J. Kodoatie dan Sugiyanto, *Banjir, Beberapa Penyebab dan Metode Pengendaliannya dalam Perspektif Lingkungan*, 2002.

2.7.2. Pintu Air Otomatis (Pintu Klep)

Pintu ini dipergunakan untuk pengendalian banjir yang disebabkan oleh pasang surut air laut. Pada saat kondisi air laut pasang, pintu ini akan tertutup secara otomatis akibat tekanan dari air laut pasang sehingga saluran tidak terpengaruh oleh aliran air laut pasang. Dan apabila kondisi air laut di hilir pintu sedang surut maka akibat tekanan debit air saluran, pintu akan membuka secara otomatis untuk mengalirkan air.

$$Q_2 = Q_1 \frac{B_2}{B_1} \left[\frac{H_2}{H_1} \right]^{3/2}$$

di mana :

Q_2 = debit pintu yang menggunakan dimensi lain (m³/detik)

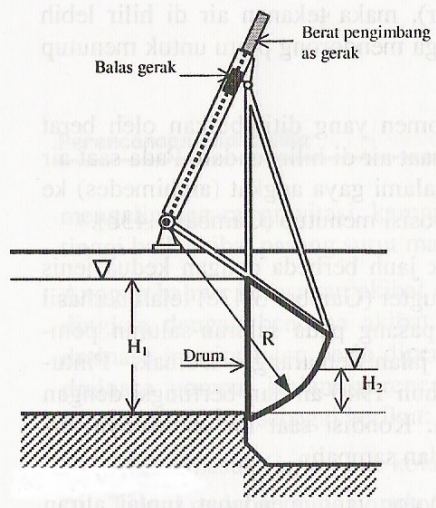
Q_1 = debit pintu yang diselidiki (m³/detik)

B_2 = lebar pintu baru (m)

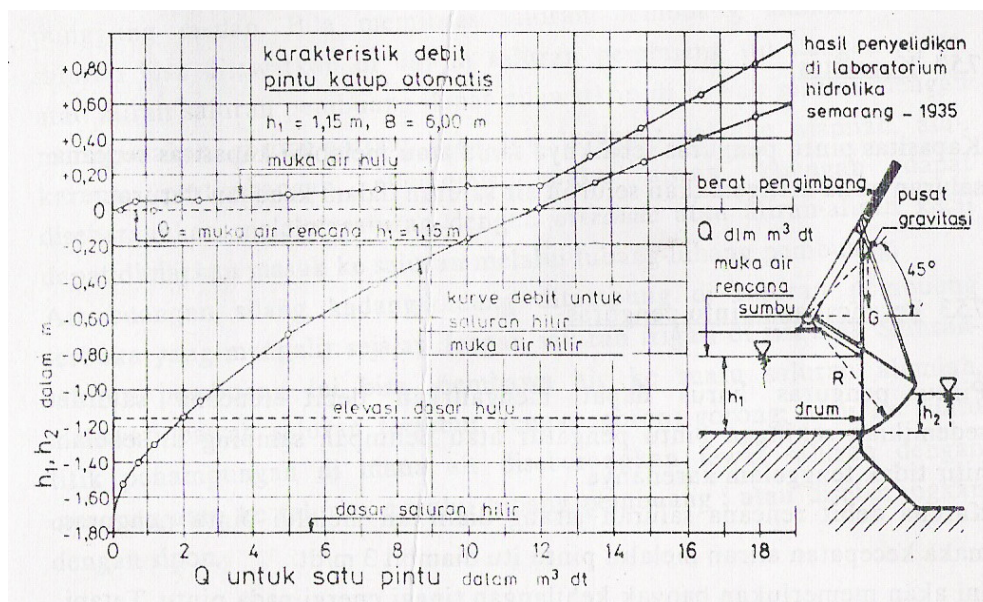
B_1 = lebar pintu yang diselidiki (m)

H_2 = tinggi energi pintu baru di sebelah hulu (m)

H_1 = tinggi energi pintu yang diselidiki (m)



Gambar 2.7 Pintu Air Otomatis



Sumber : DPU, *Standar Perencanaan Irigasi : Kriteria Perencanaan Bagian Bangunan (KP - 04)*, 1986.

Gambar 2.8 Grafik karakteristik debit

2.7.3. Stasiun Pompa

Sistem drainase yang tidak dapat sepenuhnya mengandalkan gravitasi sebagai faktor pendorong maka digunakan stasiun pompa. Pompa ini berfungsi untuk membantu mengeluarkan air dari kolam penampungan banjir maupun langsung dari saluran drainase pada saat air tidak dapat mengalir secara gravitasi karena air di muara (hilir) lebih tinggi baik akibat pasang surut maupun banjir.

$$D_p = \frac{H_p \cdot Q \cdot \gamma_w}{\eta}$$

di mana :

D_p = daya pompa (watt)

H_p = tinggi tekan efektif

$$= H_s + \Sigma H_f$$

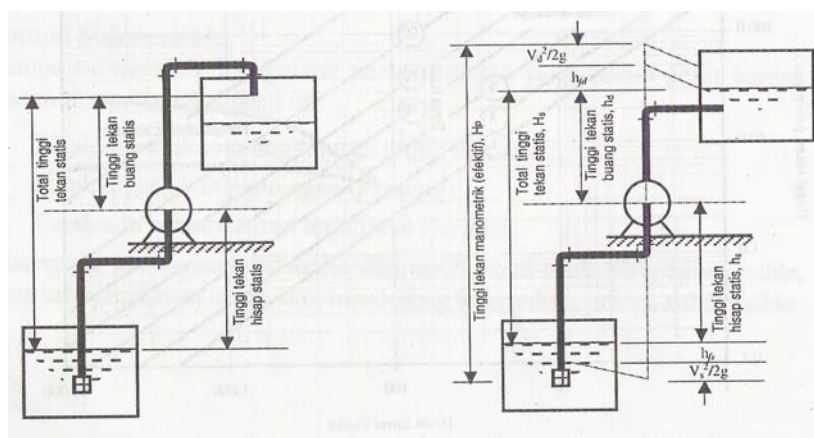
H_s = tinggi tekan statis (m)

H_f = kehilangan energi (m)

Q = debit air (m³/detik)

γ_w = berat jenis air (kg/m³)

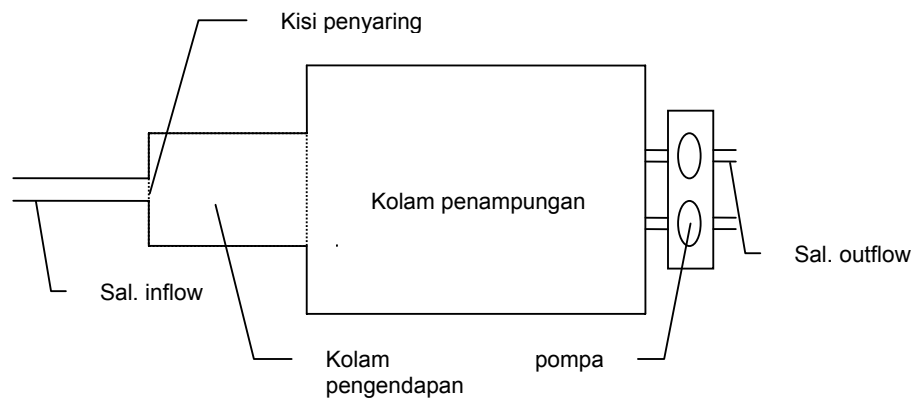
η = efisiensi pompa



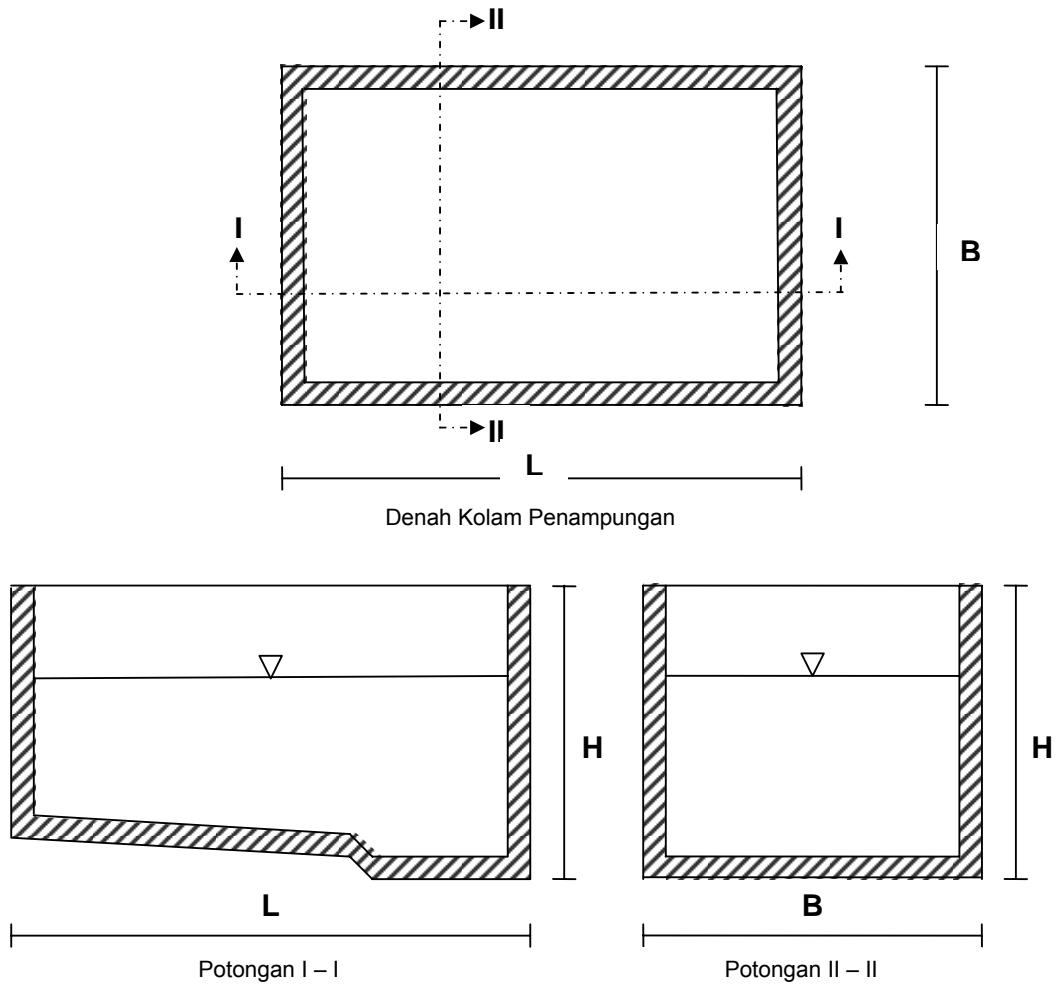
Gambar 2.9 Tinggi tekan (head) dalam sistem pompa

2.7.4. Kolam Penampungan

Kolam penampungan berfungsi untuk menyimpan sementara debit saluran sehingga puncak banjir dapat dikurangi. Kolam ini menampung volume air banjir yang datang dari hulu untuk sementara waktu kemudian dilepaskan kembali pada waktu banjir surut.



Gambar 2.10 Kolam Penampungan



Gambar 2.11 *Kolam Penampungan*