

## BAB VI

### PERANCANGAN

#### 6.1 Analisis Hidrologi

Dalam pelaksanaan pekerjaan-pekerjaan teknik sipil, khususnya dalam perencanaan dan perancangan bangunan-bangunan air (*hydraulic structures*), analisis hidrologi masih merupakan bagian analisis yang sangat dominan dan memerlukan penanganan yang sangat cermat. Oleh sebab itu penguasaan terhadap pengertian dasar dan konsep ilmu hidrologi sangat diperlukan, agar tidak terjadi salah penanganan terhadap masalah hidrologi.

Ada dua hal yang akan dilakukan dalam analisis hidrologi untuk perencanaan sistem drainasi lapangan terbang, yaitu: Hujan rancangan/extrim 24 jam dan penetapan rumus intensitas hujan.

##### 6.1.1 Hujan Rancangan/ extrim 24 jam

Dalam menentukan hujan rancangan akan ditentukan agihan yang akan digunakan untuk menentukan harga K, faktor frekwensi (*frekuensi factor*), selanjutnya ditentukan hujan extrim yang digunakan.

Data yang didapatkan dilapangan dari tahun 1974 sampai dengan 1995, untuk menghitung parameter ststistik seperti hujan rata-rata, simpangan baku, simpangan baku kwadrat dua, simpangan baku kwadrat tiga dan simpangan baku kwadrat empat, diproses dalam bentuk tabulasi pada tabel 6.1, dibawah ini.

Tabel 6.1. Hitungan parameter statistik

Pi	Pm	$(Pi - Pm)^2$	$(Pi - Pm)^3$	$(Pi - Pm)^4$
83	98.6272	244.20938	-3816.30882	59638.2212
80	98.6272	346.97258	-6463.12764	120389.9712
72	98.6272	709.00778	-18878.892	502692.0319
98	98.6272	0.39337984	-0.24672784	0.154747699
78	98.6272	425.48138	-8776.48952	181034.4046
58	98.6272	1650.56938	-67058.0123	2724379.278
83	98.6272	244.20938	-3816.30882	59638.2212
106	98.6272	54.3581798	400.771988	2954.811716
116.6	98.6272	323.02154	5805.60153	104342.9152
103.5	98.6272	23.7441798	115.70064	563.7860763
84	98.6272	213.95498	-3129.56228	45776.7334
109.4	98.6272	116.05322	1250.21813	13468.34984
128	98.6272	862.76138	25341.7175	744357.1985
89	98.6272	92.6829798	-892.277584	8590.134752
146.3	98.6272	2272.69586	108345.775	5165146.471
110	98.6272	129.34058	1470.96455	16728.98559
84.8	98.6272	191.19146	-2643.64255	36554.17432
127.2	98.6272	816.4049	23326.9739	666516.9605
110.2	98.6272	133.9297	1549.94163	17937.1645
68.4	98.6272	913.68362	-27618.0975	834817.7572
125.6	98.6272	727.53194	19623.5735	529302.7235
108.8	98.6272	103.48586	1052.74095	10709.32319
2169.8		10595.6836	45191.0138	11845539.77

Keterangan :

1) Curah hujan maksimal rerata :

$$P_m = \frac{1}{22} \times 2169,8$$

$$= 98,6272 \text{ mm}$$

2) Simpangan baku :

$$\sigma_{n-1} = \sqrt{\frac{10595}{21}}$$

$$\sigma_{n-1} = 22,4616$$

3) Koefisien variasi :

$$C_v = \frac{22,4616}{98,6272}$$

$$C_v = 0,2223$$

4) Koefisien kemancangan :

$$C_s = 0,0524 \times \frac{45191,0138}{11332,4045}$$

$$C_s = 0,2089$$

5) Kurtosis :

$$C_k = 0,0526 \times \frac{11845539,77}{254543,9364}$$

$$C_k = 2,4478$$

Dari hasil perhitungan diatas akan ditetapkan agihan yang akan digunakan untuk menentukan hujan rancangan dengan menggunakan ketentuan-ketentuan pada tabel 6.2, di bawah ini.

Tabel 6.2. Ketentuan-ketentuan tipe-tipe sebaran.

Sebaran	Parameter Statistik yang disyaratkan	Parameter Statistik	Keterangan
Normal	$C_s \approx 0$	-	Tidak dipakai
Log Normal	$C_s = 3C_v$	-	Tidak dipakai
Log Person Type III	$C_s =$ Tidak ada ketentuan $C_k =$ Tidak ada ketentuan	$C_s = 0,289$ $C_k = 2,448$	Dipakai
Gambel	$C_s = 1,1396$ $C_k = 5,4062$	-	Tidak dipakai

Dari tabel 6.2. Ketentuan-ketentuan tipe sebaran menunjukkan sebaran yang digunakan adalah sebaran log person tipe III, kemudian dilakukan perhitungan ulang dengan cara log pearson.

Data hujan hujan ekstrim dari tahun 1974 sampai dengan tahun 1995 ditabelkan untuk menentukan hujan rata-rata, simpangan baku kwadrat dua dan simpangan baku kwadrat tiga dengan menggunakan parameter statistik sebaran Log Person Tipe III seperti tabel 6.3.

Tabel 6.3. Parameter Statistik Sebaran Log Person Type III

Pi	log Pi	Pm	$(\log Pi - Pm)^2$	$(\log Pi - Pm)^3$
83	1.919078092	1.98	0.003711479	-0.00022611
80	1.903089987	1.98	0.005915115	-0.00045493
72	1.857332496	1.98	0.015047316	-0.00184581
98	1.991226076	1.98	0.000126025	0.00000141
78	1.892094603	1.98	0.007727359	-0.00067927
58	1.763427994	1.98	0.046903434	-0.01015797
83	1.919078092	1.98	0.003711479	-0.00022611
106	2.025305865	1.98	0.002052621	-0.00093222
116.6	2.066698554	1.98	0.007516639	0.00065168
103.5	2.014940352	1.98	0.001220828	-0.00000427
84	1.924279286	1.98	0.003104798	-0.00017300
109.4	2.039017322	1.98	0.003483044	0.00020556
128	2.107209973	1.98	0.016182376	0.00205856
89	1.949390007	1.98	0.000936972	-0.00000287
146.3	2.165244326	1.98	0.034315469	0.00635674
110	2.041392685	1.98	0.003769062	0.00023139
84.8	1.928395852	1.98	0.002662988	-0.00013742
127.2	2.104487111	1.98	0.015497041	0.00192918
110.2	2.042181595	1.98	0.003866551	0.00024042
68.4	1.835056102	1.98	0.021008734	-0.00304508
125.6	2.098989639	1.98	0.014158534	0.00168471
108.8	2.036628895	1.98	0.003206832	0.00018159
	43.6245449		0.216124536	-0.00001388

Keterangan :

1) Curah hujan maksimal rerata sebaran Log Person Tipe III

$$P_m = \frac{1}{22} \cdot 43,624544$$

$$= 1,98$$

2) Simpangan baku sebaran Log Person Tipe III

$$\begin{aligned}\sigma_{n-1} &= \sqrt{\frac{0,216124}{21}} \\ &= 0,1249\end{aligned}$$

3) Asimetri atau kepengengan sebaran Log Person Tipe III

$$C_s = -0,1654$$

4) Kala ulang untuk perhitungan hujan rencana disesuaikan dengan kala ulang yang digunakan di bandar udara Adisutjipto Yogyakarta yaitu kala ulang 50 tahun dengan kala ulang 50 tahun dan  $C_s = -0,1654$  maka didapatkan harga faktor kekerapan ("frequency factor"/ K ).  $K = 1,97651$  (dari tabel 3.3 Faktor frekwensi K untuk Agihan log Person tipe III dengan "skewnes" negatif

5. Hujan rancangan.

Dengan mempertimbangkan kondisi sosial, ekonomi, politik dan faktor teknis yang dimiliki bandar udara Adisutjipto Yogyakarta, maka dipilih kala ulang 50 tahun untuk menentukan hujan rancangan.

$$\begin{aligned}\text{Log } P_{50} &= 1,98 + (1,9725 \times 0,12498) \\ &= 2,2264\end{aligned}$$

$$\text{Anti Log} = 10^{2,2264}$$

$$P_{50} = 168,44 \text{ mm}$$

### 6.1.2. Menentukan Rumus Intensitas Hujan.

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan hujan maksimum, yakni curah hujan 24 jam dengan kala ulang (*return priod*) 50 tahun. Dari hujan harian maksimum yang didapatkan, ditentukan intensitas hujan dengan waktu yang dipilih. Diambil 8 jenis lamanya curah hujan, yaitu: 5, 10, 20, 30, 40, 60, 80, dan 120 menit. Harga-harga dari delapan lama curah hujan yang dipilih, digunakan dalam rumus (3 - 8) untuk mencari intensitas hujan persatuan waktu yang dipakai. Harga-harga dari hasil perhitungan dapat dilihat dalam tabel 6.4.

Tabel 6.4. Harga-harga intensitas hujan dengan  $t$  (menit ), dari curah hujan maksimum

Lama curah hujan $t$ (menit)	5	10	20	30	40	60	80	120
curah hujan (mm/jam)	306.10	192.75	121.46	92.67	76.51	58,39	48,20	36,78

Dengan menggunakan ke 8 harga  $t$  dalam setiap tahun hujan rancangan, maka diadakan perhitungan tetapan-tetapan dengan cara kwadrat terkecil seperti tabel 6.5. dibawah ini :

Tabel 6.5. Perhitungan tiga jenis rumus intensitas hujan

t	I	I.t	I <sup>2</sup>	I <sup>2</sup> .t	log t	log I	log t . log I	(log t) <sup>2</sup>	√t	I.√t	I <sup>2</sup> .√t
5	306.103	1530.51	93699.0	468495.233	0.6990	2.4859	1.7375	0.4886	2.2361	684.4671	209517.43
10	192.750	1927.50	37152.5	371525.625	1.0000	2.2850	2.2850	1.0000	3.1623	609.5290	117486.71
20	121.467	2429.34	14754.2	295084.642	1.3010	2.0845	2.7119	1.6927	4.4721	543.2169	65982.932
30	92.760	2782.80	8604.41	258132.528	1.4771	1.9674	2.9060	2.1819	5.4772	508.0674	47128.336
40	76.510	3060.40	5853.78	234151.204	1.6021	1.8837	3.0178	2.5666	6.3246	483.8917	37022.556
60	58.396	3503.76	3410.09	204605.569	1.7782	1.7664	3.1409	3.1618	7.7460	452.3335	26414.465
80	48.204	3856.32	2323.62	185890.049	1.9031	1.6831	3.2031	3.6218	8.9443	431.1497	20783.139
120	31.786	3814.32	1010.35	121241.976	2.0792	1.5022	3.1234	4.3230	10.954	348.1982	11967.827
TOTAL	927.976	22904.9	166808.	2139126.82	11.840	15.658	22.126	19.036	49.317	4060.854	535403.41

Talbot (1881) :

$$a = \frac{(22904.955 \times 166808.107) - (2139126.826 \times 927.976)}{(8 \times 166808.107) - (927.976 \times 927.976)}$$

$$a = 3878.24915$$

$$b = \frac{(927.976 \times 22904.955) - (8 \times 2139126.826)}{(8 \times 166808.107) - (927.976 \times 927.976)}$$

$$b = 8.75134508$$



Sherman (1905) :

$$\log a = \frac{(15.658 \times 19.036) - (22.126 \times 11.840)}{(8 \times 19.036) - (11.840 \times 11.840)}$$

$$\log a = 2,981022$$

$$a = 957,19407$$

$$n = \frac{(15.658 \times 11,840) - (8 \times 22,126)}{(8 \times 19,036 \times 11,840 \times 11,840)} = 0,6917524$$

Ishiguro (1953) :

$$a = \frac{(4060.854 \times 166808.107) - (535403.412 \times 927.976)}{(8 \times 166808.107) - (11.840 \times 11.840)} = 381.433$$

$$b = \frac{(11.840 \times 4060.854) - (8 \times 535403.41)}{(8 \times 166808.107) - (11.840 \times 11.840)} = -1.08774$$

Harga-harga dari tabel 6.2. disubstitusikan ke dalam rumus (3 - 15 ), (3 - 16) dan (3 - 17), sehingga rumus-rumus intensitas hujan itu menjadi:

$$I_{\text{untuk jenis 1}} = \frac{3878.24915}{t + 8.75134508}$$

$$I_{\text{untuk jenis 2}} = \frac{957.194071}{t^{0.69175244}}$$

$$I_{\text{untuk jenis 3}} = \frac{381.433}{\sqrt{t} - 1.08774}$$

Selanjutnya harus diadakan pemeriksaan mengenai rumus yang paling cocok digunakan. Harga-harga I dari rumus-rumus diatas yang didapat dengan

menggantikan harga-harga  $t$  dalam kolom 2 pada tabel 6.3, tercantum pada kolom 4,6,8 pada tabel yang sama. Deviasi antara harga-harga dengan data yang tercantum dalam kolom 3 tercantum berturut-turut dalam kolom 5,7,9 dalam tabel yang sama.

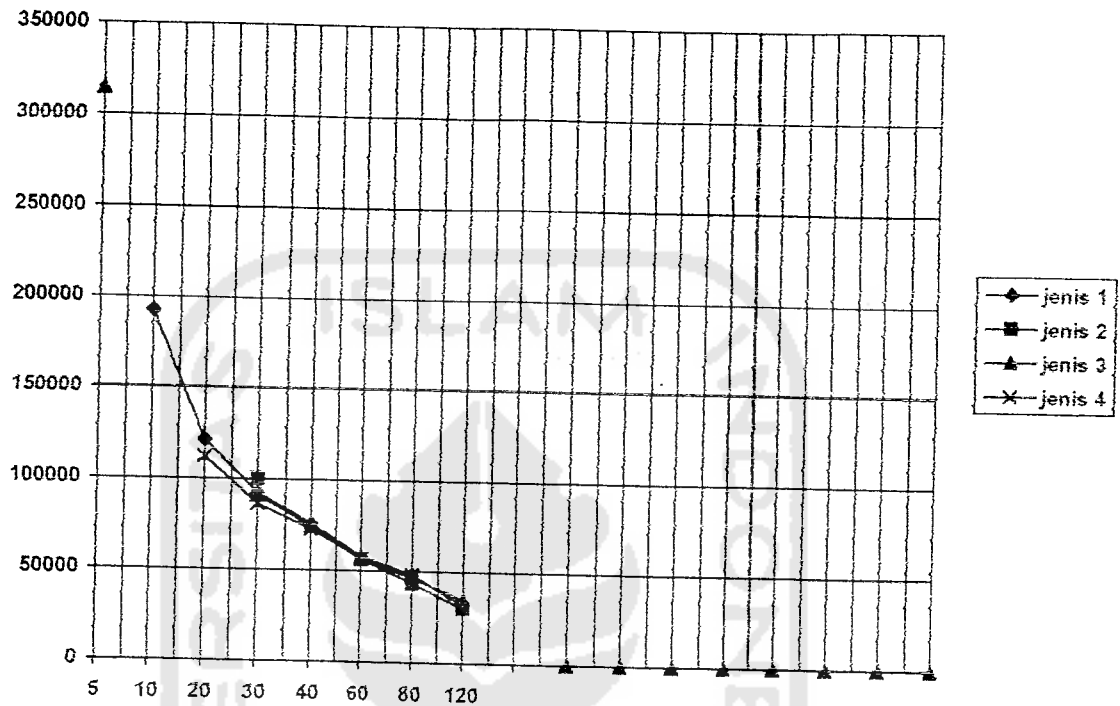
Tabel 6.6. Tabel perbandingan kecocokan rumus-rumus intensitas curah hujan.

1	2	3	4	5	6	7	8	9
No	$t$	$I$	$I_1$	$\alpha_1$	$I_2$	$\alpha_2$	$I_3$	$\alpha_3$
1	5	306.103	282.03	- 24.07	314.719	8.616	329.56	23.457
2	10	192.750	206.82	14.07	194.94	1.25	182.97	- 9.78
3	20	121.467	134.88	13.41	120.75	- 1.76	112.318	- 9.14
4	30	92.760	109.077	7.31	91.247	- 1.51	86.645	- 6.112
5	40	76.510	79.54	3.03	74.791	- 1.72	72.646	- 3.864
6	60	58.396	56.403	- 1.993	56.520	- 1.876	57.156	- 1.24
7	80	48.204	43.695	- 4.509	46.331	- 1.873	48.446	0.242
8	120	31.786	30.120	- 1.666	35.010	3.224	38.5844	6.79
			$\Sigma (\alpha)$	5.588		4.351		0.353
			$M(\alpha)$	0.69		0.5438		0.044

Dari hasil perhitungan diatas didapatkan deviasi rata-rata terkecil  $M(\alpha) = 0,04$ .

Rumus yang sesuai digunakan untuk mencari intensitas hujan adalah rumus ketiga.

Penentuan kecocokan rumus yang akan digunakan juga dapat dilakukan cara plotting dengan membandingkan ketiga rumus yang ditinjau akan didapatkan grafik intensitas hujan yang mendekati grafik hujan rancangan seperti pada gambar 6.1.



Gambar 6.1. Grafik empat jenis intensitas curah hujan

## 6.2. Analisis Sistem Drainasi

Pada bandar udara Adisutjipto Akan dianalisis sistem drainasi yang sudah ada yang berupa gorong-gorong, sistem drainasi pematasan tertutup pada bagian utara landas pacu, Grass Strip bagian selatan landas pacu yang berfungsi menurunkan permukaan air pada daerah lapangan terbang, selokan-selokan yang terdapat pada daerah apron, taxiway, bangunan terminal penumpang dan pengaruh sistem drainasi luar terhadap areal lapangan terbang.

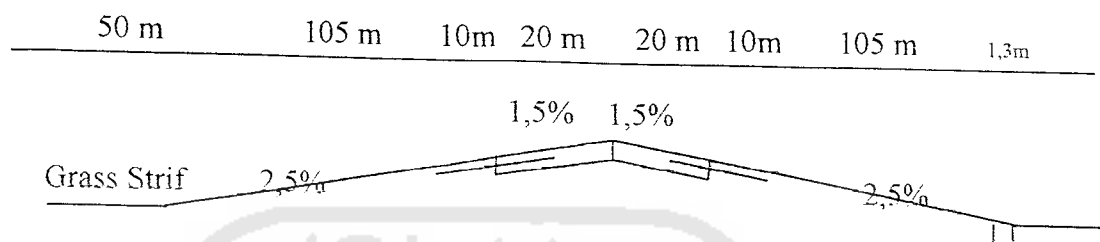
Pada setiap daerah (*areal*), lapangan terbang yaitu: daerah *runway*, *taxiway* dan *apron*. akan dianalisis debit rancangan yang terjadi, selanjutnya dibandingkan dengan kekuatan debit sistem drainasi yang ada.

### 6.2.1 Debit Drainasi Pada Runway

Panjang landasan pacu 2000m. Pada bagian utara landas pacu terdapat sistem drainasi pematusan tertutup yang berjarak 105 m, sedangkan pada bagian selatan landas terdapat Grass Strip yang berjarak 105 m



Gambar 6.2. Potongan denah pada landas pacu



Gambar 6.3. Potongan melintang pada landas pacu

a. Perbandingan debit rancangan dengan debit drainasi tertutup

Perhitungan debit rancangan pada bagian utara landas pacu, dengan memanfaatkan dua alur sungai yang ada, maka pengaliran debit rancangan yang terjadi akan sama, sehingga perhitungannya menurut **JICA**, adalah

1) waktu pengaliran pada inlet ( $t_1$ )

$$D = \frac{1000}{0,6} \times 0,05 = 83,333 \text{ m} \quad C = 0,5 \quad S = 2,5 \%$$

$$t_1 = \frac{3,261(1,1 - 0,5)\sqrt{83,333}}{\sqrt[3]{0,025}} = 19 \text{ menit}$$

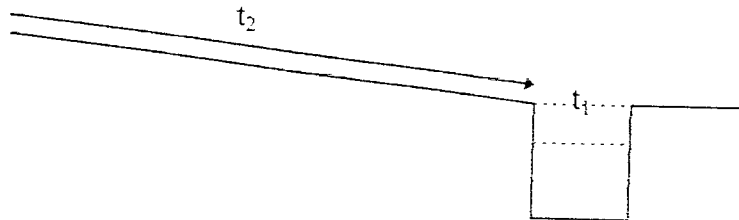
2) waktu pengaliran ( $t_2$ )

Kecepatan aliran permukaan (*run-off*) dipakai = 0,1 m/detik, maka

$$t_2 = \frac{135}{0,1 \times 60} = 22,5 \text{ menit}$$

$$t_c = 19 + 22,5 = 41,5 \text{ menit}$$

Proses pengaliran permukaan seperti pada Gambar 6.4.



Gambar 6.4 Kondisi fisik proses pengaliran pada peratusan (*U-Shaped ditch*)

### 3) Intensitas curah hujan

$$I = \frac{381}{\sqrt{41,53 - 1,08}} = 71,05 \text{ mm / jam}$$

### 4) Luas areal pendrainasian untuk satu sisi

Koefisien aliran pada perkerasan landas pacu (*pavement runway*) = 0,95

Luas area pada pada perkerasan landas pacu (*pavement runway*) = 1000 m x 30 m = 3 ha

Koefisien aliran pada tanah lapang berupa lapangan rumput sisi utara landas pacu (*runway*) = 0,3

Luas areal lapangan rumput = 105 m x 1000 m = 10,5 ha

Maka :  $A_{\text{total}} = (3,0 \times 0,95) + (10,5 \times 0,3) = 6,00 \text{ ha}$

Debit rancangan yang terjadi untuk satu sisi pada bagian utara landas pacu (*runway*), adalah:

$$5) Q_{\text{rancangan}} = \frac{1}{360} \times 6,00 \times 71,05 = 1,1842 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Analisis kekuatan drainasi peratusan tertutup, dipakai tinggi jagaan = 20 cm,  
maka  $h = 1,00 - 0,2 = 0,8$  m.

$R$  = Radius hidrolik peratusan tertutup pada bagian utara landas pacu

(runway)

$$R = \frac{b \times h}{(2 \times h) + b}$$

$$R = \frac{0,7 \times 0,8}{(2 \times 0,8) + 0,7}$$

$$R = \frac{0,56}{2,30}$$

$$R = 0,07$$

$$i = 0,5\%$$

$$n = 0,015 \text{ (kekasaran saluran, tabel 2.6)}$$

Maka :

$$V = \frac{1}{0,015} \times 0,07^{2,49} \times \sqrt{0,005}$$

$$V = 1,8 \text{ m/det}$$

$$Q = 1,8 \times 0,56 = 1,009 \text{ m}^3/\text{det}$$

Kemampuan debit sistem drainasi peratusan tertutup pada bagian utara landas pacu adalah

$$Q = 1,009 \text{ m}^3/\text{det}$$

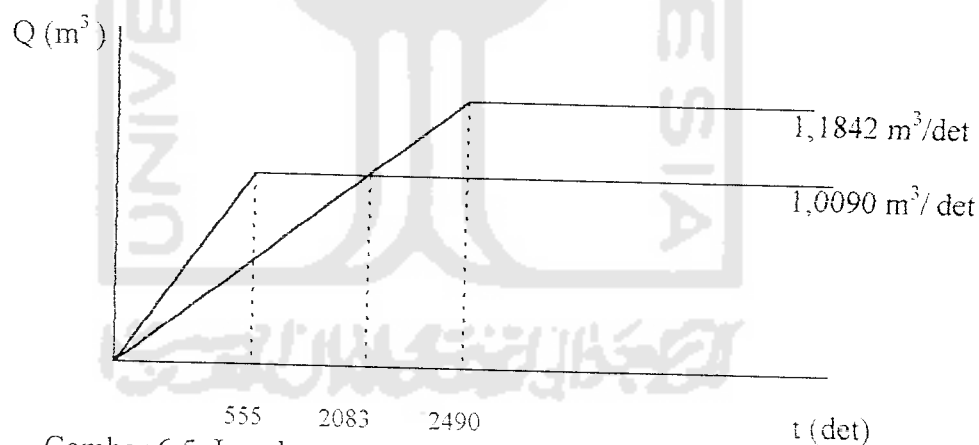
Dari perhitungan sistem drainasi yang ada untuk pematasan tertutup, tidak aman dikarenakan :

$$Q_{rencana} = 1,1842 > 1,009 \text{ m}^3 / \text{det}$$

Untuk mencari t awal sistem drainasi peratusan tertutup mencapai debit maksim adalah.

$$\frac{2490}{1,1842} \times 1,009 = 2083 \text{ det}$$

Perbandingan antara debit rancangan yang terjadi pada sisi utara landas pacu (runway) dengan kekuatan sistem drainasi peratusan tertutup yang ada pada bandar udara Adisutjipto, seperti pada gambar 6.3 Lengkung somasi di bawah ini



Gambar 6.5. Lengkung somasi analisis sistem drainasi tertutup

b. Perbandingan debit rancangan dengan kekuatan grass strip (rumput).

1) waktu resapan air pada Grass Strip (rumput), ( $t_1$ )

Permeabilitas tanah ( $q$ ) = 0,01 m/det (*medium permeability*)

Lebar Grass Strip = 20 m, maka



$$t_1 = \frac{20}{0,01 \times 60} = 33,33 \text{ menit}$$

## 2) waktu pengaliran ( $t_2$ )

Kecepatan aliran permukaan (Run-off) = 0,1 m/det

$$t_2 = \frac{145}{(0,1 \times 60)} = 24,166 \text{ menit}$$

$$t_c = 34,08 + 24,166 = 57,499 \text{ menit}$$

## 3) Intensitas curah hujan

$$I = \frac{387}{\sqrt{57,499} - 1,08} = 59,51 \text{ mm/jam}$$

## 4) Luas areal drainasi

Koefisien aliran pada perkerasan landas pacu (*pavement runway*) = 0,95

Luas area pada perkerasan landas pacu (*pavement runway*) = 1000 m x 30 m = 3 ha

Koefisien aliran pada tanah lapang berupa lapangan rumput sisi utara landas pacu (*runway*) = 0,3

Luas areal lapangan rumput = 15 m x 1000 m = 15 ha

Maka :  $A_{\text{total}} = (0,3 \times 3) + (0,5 \times 15) = 8,4 \text{ ha}$

## 5) Debit rancangan

$$Q = \frac{1}{360} \times 59,51 \times 8,4 = 1,3885 \text{ m}^3/\text{det}$$

## 6) Analisa debit resapan pada Grass Strip

$$v = 0,01 \text{ m/dt} \quad A_{\text{penampang Gras Strip}} = 2 \times 20 = 40,00 \text{ m}^2$$

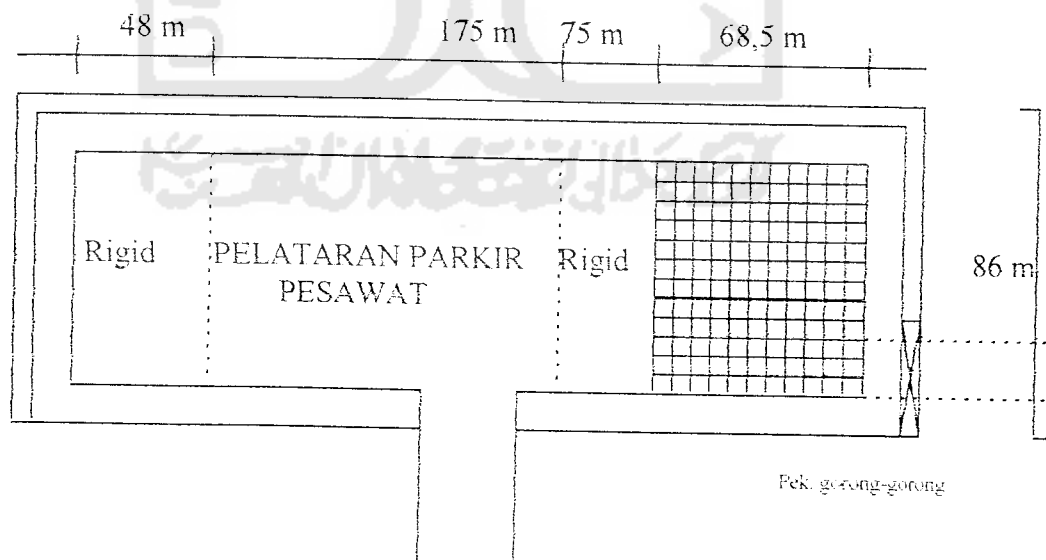
$$Q = 0,01 \times 40 = 0,4 \text{ m}^3/\text{det}$$

Untuk keamanan 80% dari kapasitas total, maka debit maksimum  $0,8 \times 0,4 = 0,32 \text{ m}^3/\text{det}$ .

Dari hasil perhitungan menunjukkan debit rancangan lebih besar dibandingkan dengan debit resapan pada Grass Strip  $1,868 \text{ m}^3/\text{det} > 1,0,32 \text{ m}^3/\text{det}$ , maka perlu dilakukan perencanaan ulang pada Grass Strip

### 6.2.2. Debit Sistem Drainasi Pada Taxiway dan Apron

Sistem drainasi pada taxiway dan pelataran parkir berupa gorong-gorong yang mengelilingi daerah apron dengan jarak 10 m dari tepi pelataran parkir pesawat seperti gambar dibawah ini



Gambar 6.6. Denah Pelataran parkir pesawat

Analisis perhitungan :

**1. Waktu pengaliran inlet ( $t_1$ )**

$$D = \frac{487}{60} \times 5 = 40,58 \text{ m} \quad C = 0,3 \quad S = 1,5 \%$$

dari tabel 3.5

$$t_1 = 15 \text{ menit}$$

**2. Waktu pengaliran ( $t_2$ )**

$$v = 1,0 \text{ m/det}$$

$$t_2 = \frac{157,5}{(1 \times 60)} = 2,625 \text{ menit}$$

$$t_c = 15 + 2,625 = 17,625 \text{ menit}$$

**3. Intensitas curah hujan**

$$i = \frac{381}{\sqrt{17,625} - 1,08} = 122,185 \text{ mm/jam}$$

**4. Luas areal drainasi**

$$A_{\text{pelataran parkir pesawat}} = (0,3 \times 2,709) = 0,8125 \text{ ha}$$

**5. Debit rancangan**

$$Q = \frac{1}{360} \times 122,185 \times 0,8125 = 0,274 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari analisis debit rancangan lebih kecil dibanding debit saluran = 1,009  $\text{m}^3/\text{det}$ .

### 6.2.3. Debit Sistem Drainasi Luar

Dari data yang didapatkan dilapangan, sistem drainasi luar yang terdapat pada areal bangunan, areal parkir, dan daerah pemukiman yang ada disekitar bandara tidak masuk dalam sistem drainasi dalam (lapangan terbang ). Untuk sistem drainasi pada bangunan (*terminal building*), areal sistem drainasinya diarahkan langsung ke hulu sungai kali kuning yang berada pada bagian timur bandar udara Adisutjipto yogyakarta, sehingga sistem drainasi luar tidak dianalisis.

### 6.3. Perencanaan Dimensi Drainasi Pada Landas Pacu (*Runway*)

Dari hasil perhitungan debit rancangan yang didapat, mengenai sistem drainasi yang ada menunjukkan bahwa bahwa sistem drainasi pada landas pacu (*runway*) di bandar udara Adisutjipto Yogyakarta, tidak mampu menampung debit rancangan yang terjadi sehingga perlu dilakukan perencanaan sistem drainasi dan penataan sistem drainasi yang ada sekarang.

Pada landas pacu terdapat dua sistem drainasi yaitu pada bagian utara landas pacu akan direncanakan sistem drainasi peratusan tertutup (*U-Shaped ditch*) dan pada bagian selatan landas pacu direncanakan sistem drainasi peratusan tertutup (*U-Shaped ditch*)

### 6.3.1 Perencanaan sistem drainasi pada bagian utara landas pacu

Dari hasil perhitungan debit rancangan ( $Q$ ) = 1,9765 m<sup>3</sup>/det, maka perlu dilakukan pedimensian ulang.

$$n = 0.015 \text{ (koefisien kekasaran saluran, tabel 2.6)}$$

$$I = 0,5 \% \text{ (kemiringan saluran)}$$

$$\text{dipakai ukuran saluran } b = 1,00 \text{ m } \quad h = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{maka } R = \frac{b \times h}{(2h + b)} = \frac{1 \times 1}{(2 \cdot 1 + 1)} = \frac{1}{3} = 0,3333 \text{ (radius hidrolis)}$$

Dari rumus Manning's.

$$v = \frac{1}{0,015} \times (0,3333)^{2/3} \times (0,005)^{1/2}$$

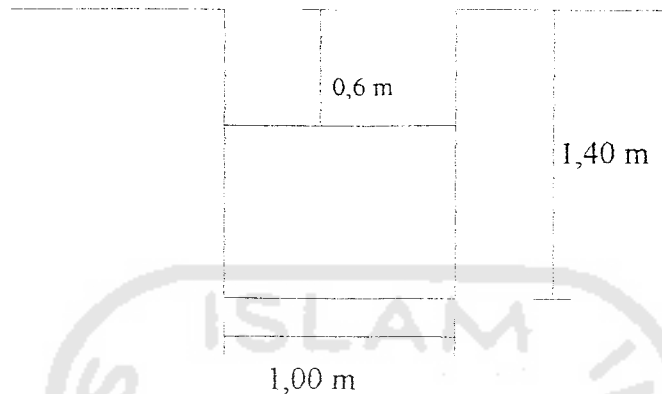
$$= 2,2664 \text{ m/det}$$

$$Q = 2,2664 \times 1,00$$

$$= 1,9945 \text{ m}^3/\text{det}$$

Dari analisis perbandingan dimensi saluran drainasi dapat dibuktikan dimensi 1m x 1m memenuhi ketentuan yang ada, dimana  $Q_{\text{perencanaan}} = 1,9945 \text{ m}^3/\text{det} > Q_{\text{rancangan}} = 1,9765 \text{ m}^3/\text{det}$ .

Jika dipakai tinggi jagaan pada saluran 0.6 m, maka dimensi saluran menjadi 1m x 1.6m.



Gambar 6.7. Potongan melintang saluran pematusan tertutup (*box culvert*)

### 6.3.2 Perencanaan sistem drainasi pada bagian selatan landas pacu dengan sistem drainasi bawah (*sub surface drainage*).

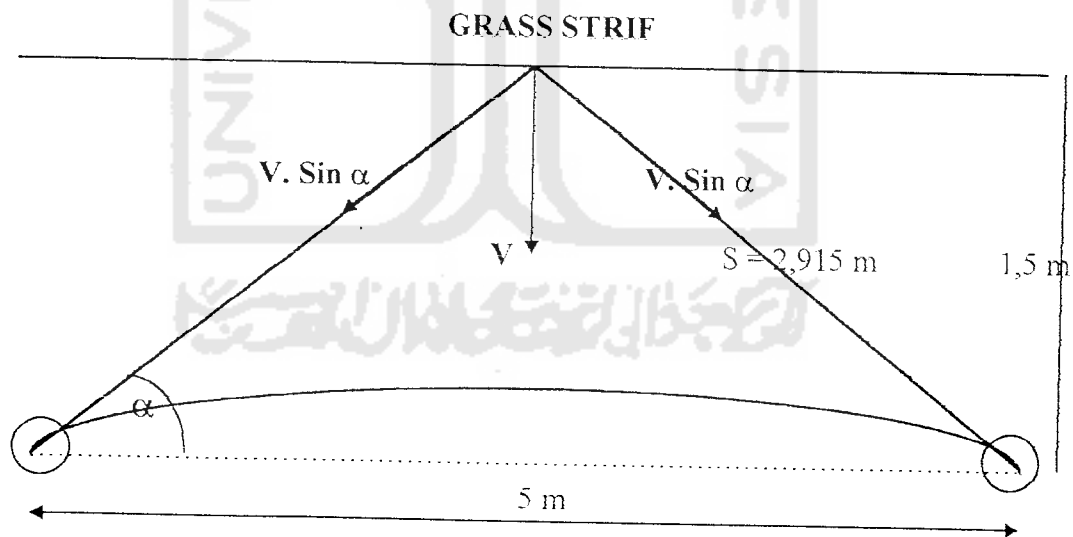
Pada sisi selatan landas pacu berupa garis rumput (*grass strip*) yang berfungsi meresapkan genangan air dari landas pacu akan digunakan sistem drainasi bawah (*sub surface drainage*).

Data perencanaan:

1. Luas areal yang akan di drainasi  $A = (0,3 \times 3) + (0,5 \times 15) = 8,4$  ha.
2. Luas areal sebagai sistem drainasi berupa lapangan rumput (*grass strip*) dengan lebar 20 m dan panjang 1000 m.
3. Digunakan kerikil halus, pasir (sand) pada ladang rumput (*grass strip*) dengan derajat permeabilitas 0,001 Cm/dt (*mediun permeability*).
4. Untuk sistem drainasi bawah (*sub surface drainage*) pada ladang rumput digunakan pipa beton berlubang dengan diameter ( $\phi$ ) = 20" = 50,8 Cm.

5. Kedalaman sistem pipa drainasi  $d = 1,5$  m dari permukaan tanah.
6. Jarak antara pipa beton sistem drainasi 5 m sehingga diperlukan 5 buah pipa beton sistem drainasi.
7. Kemiringan pipa beton sistem drainasi 0,4%.
8. Panjang pipa beton sistem drainasi 1000 m.

Dari data tersebut diatas, selanjutnya dilakukan analisis kemampuan sistem drainasi yang direncanakan kemudian dilakukan perbandingan dengan debit perancangan yang terjadi, dimana kemampuan debit sistem drainasi yang direncanakan harus lebih besar dibandingkan dengan debit perencanaan yang terjadi.



Gambar 6.8. penampang sistem drainasi bawah (*sub surface drainage*)

Perhitungan.

a) Waktu untuk mengosongkan air dalam tanah ( $t_1$ ), dilakukan pendekatan, dengan

$$S = \sqrt{(2,5)^2 + (1,5)^2} = 2,915 \text{ m.}$$

$$\text{Arc tg } (1,5/2,5) = \alpha = 30,9637^\circ$$

$$t_1 = \frac{S}{v \cdot \sin \alpha} = \frac{2,915}{0,001 \times 0,5145} = 5665,6 \text{ detik} = 94,48 \text{ menit.}$$

b) Waktu Pengaliran (*travel time*), ( $t_2$ )

$$V = 0,01 \text{ m/dt}$$

$$t_2 = \frac{145}{(0,01 \times 60)} = 24,1667 \text{ menit.}$$

$$t_3 = 24,1667 + 94,4 = 118,646 \text{ menit.}$$

c) Intensitas hujan

$$I = \frac{381,4}{\sqrt{118,646} - 1,08} = 38,82 \text{ mm/jam.}$$

d) Debit rancangan

$$Q = \frac{1}{360} \times 38,82 \times 8,4 = 0,9060 \text{ m}^3/\text{det.}$$

e) Analisa kekuatan drainasi.

Dimensi pipa beton sistem drainasi = 20"

$$A_{\text{pipa drainasi}} = \frac{1}{4} \times \pi \times (50,8)^2 = 2026,8299 \text{ cm}^2 = 0,2026 \text{ m}^2.$$



**d) Coefisien kekasaran (n)**

$n = 0,013$  sistem drainasi pipa (*concrete piping*), tabel 2.6.

**e) Radius hidrolis (R)**

$Q_{\text{penuh}} = 50\%$ , maka  $P = \pi \times 50,8 = 159,5929 \text{ cm} = 1,5959 \text{ m}$

$$R = 1/4 \times D = 1/4 \times 0,508 = \frac{A}{P} = 0,2026/1,5959 = 0,127 \text{ m.}$$

**f) Kecepatan aliran (v)**

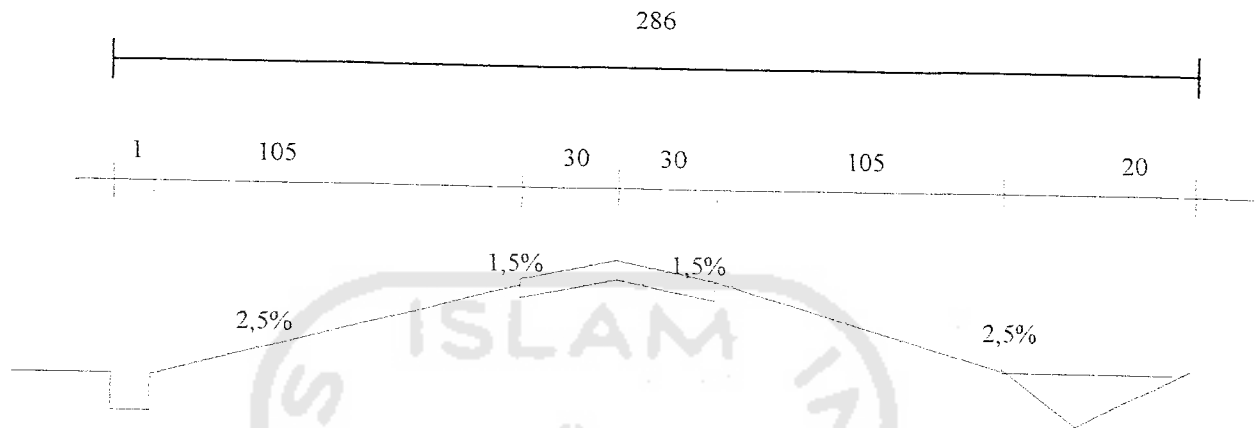
$$v = 1/0,013 \times (0,127)^{2/3} \times (0,004)^{1/2} = 1,2305 \text{ m/det.}$$

**g) Debit kekuatan sistem drainasi pipa (Q)**

$$Q = v \times A$$

$$= 1,2305 \times 0,2026 = 0,2493 \text{ m}^3/\text{det.}$$

Sistem drainasi pipa yang ada 5 buah, maka kekuatan debit rancangan adalah  $5 \times 0,2493 = 1,2465 \text{ m}^3/\text{dt} > 0,9060 \text{ m}^3/\text{det.}$



Gambar 6.9. Potongan melintang landas pacu

#### 6.4 Pembahasan

Hasil perhitungan hujan rancangan  $P_{50}$  tahun yang memberikan debit rencana pada sisi utara landas pacu (*Runway*), dengan hasil  $1,1842 \text{ m}^3/\text{det}$  dan pada sisi selatan landas pacu, dengan hasil  $1,3885 \text{ m}^3/\text{det}$ .

Dari hasil analisis perancangan sistem drainasi yang telah dilakukan, menunjukkan sistem drainasi pada landas pacu harus didesain ulang, sedangkan pada *Apron*, *Taxiway* tetap menggunakan sistem drainasi yang sudah ada