

BAB IV

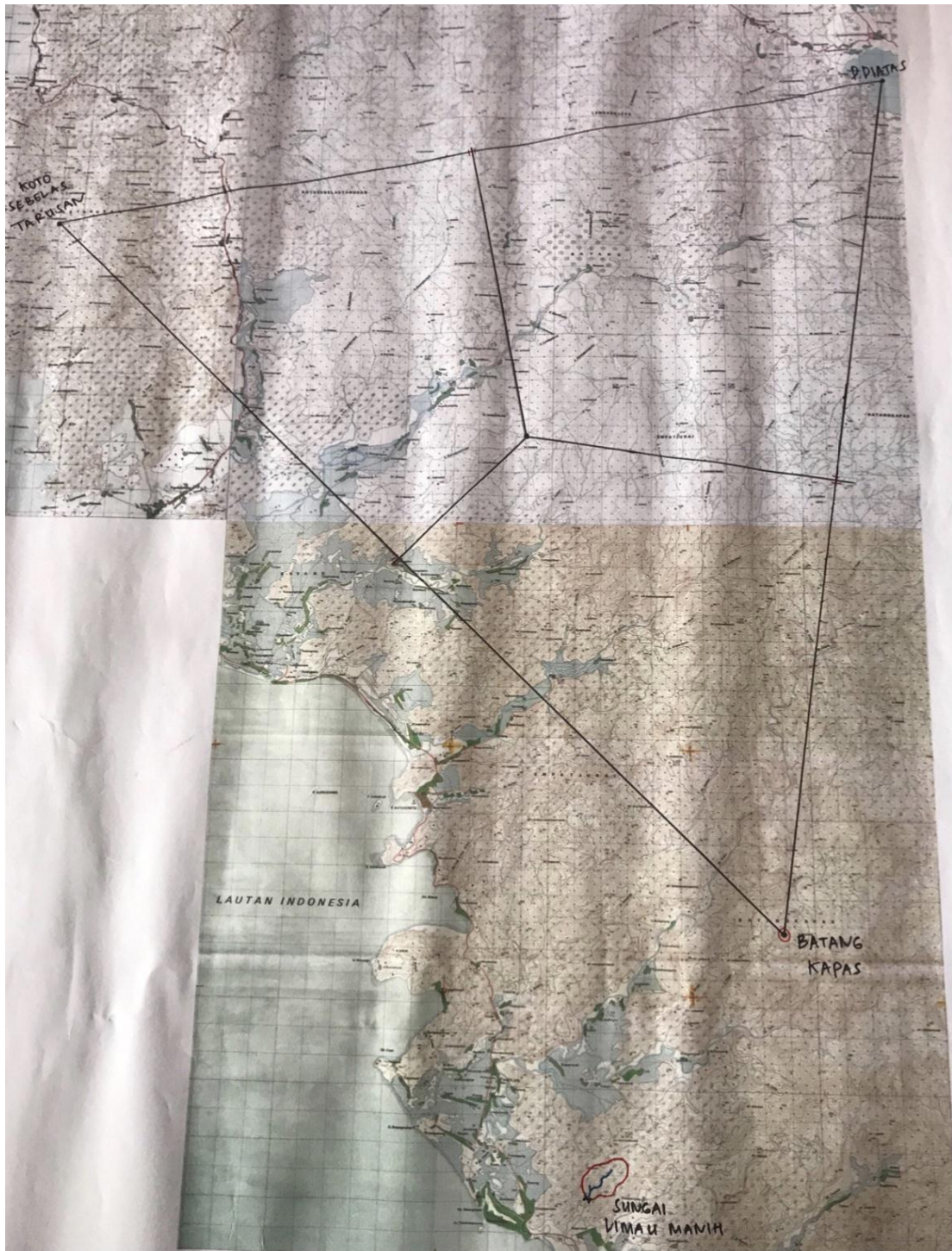
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1 Analisa Data Curah Hujan

Untuk mengetahui stasiun pencatat curah hujan yang mempengaruhi daerah aliran sungai maka dibuatkan poligon Thiessen dengan menempatkan tiga buah stasiun hujan terdekat dengan daerah aliran sungai Limau Manih.

Dengan langkah pengejaran sebagai berikut :

1. Tentukan tiga stasiun pencatat curah hujan terdekat dengan daerah Aliran Sungai Limau Manih.
2. Hubungan satu stasiun terdapat stasiun lainnya sehingga membentuk segitiga seperti terlihat pada gambar 4.2.
3. Kemudian buat garis sumbu yang memotong antara satu stasiun dengan stasiun lainnya dengan sudut 90°
4. Dengan dibuatnya garis sumbu tersebut maka bias dilihat stasiun pencatat curah hujan yang berpengaruh terhadap daerah aliran sungai Limau Manih yaitu Stasiun Batang Kapas.



Gambar 4. 1 Peta Catchment Area Embung Limau Manih

Dari analisa di atas maka dapat dilihat bahwa daerah aliran sungai Limau Manih berada didekat stasiun Batang Kapas sehingga untuk analisa curah hujan rencana digunakan data curah hujan maxsimum dari stasiun Batang Kapas pertahun dari tahun 2011– 2020.

Tabel 4. 1 Hujan Maksimum Harian Rata – Rata

No	Tahun	Hujan Maksimum (mm)
1	2011	145
2	2012	155
3	2013	102
4	2014	92
5	2015	126
6	2016	108,1
7	2017	194
8	2018	109
9	2019	88
10	2020	240
Jumlah		1359,1
Rata-rata		135,91
SD		49,019

4.2 Analisa Curah Hujan

Untuk mendapat akan besarnya debit rencana berdasarkan data hujan, perlu dilakukan terlebih dahulu analisis. Analisis yang digunakan adalah analisis statistik distribusi curah hujan harian maksimum. Untuk memperoleh distribusi frekuensi, metode yang umum dipakai untuk menentukan curah huajn rencana adalah distribusi Normal, Gumbel, Log normal dan Log Pearson Tipe III.

4.2.1 Metode Distribusi Normal

Langkah perhitungan yang dilakukan untuk memperoleh nilai curah hujan rencana berdasarkan metode distribusi normal yaitu, sebagai berikut :

1. Curah hujan maksimum rata – rata

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

$$\bar{X} = \frac{1359,100}{10} = 135,910 \text{ mm/hari}$$

2. Hitung nilai standar deviasi

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

$$S = \sqrt{\frac{21625,35}{10-1}} = 49,019 \text{ mm}$$

3. Menentukan nilai K_T (dari table nilai Variabel reduksi Gauss, table 2.2)

4. Perhitungan curah hujan kalau ulang T –tahun dengan persamaan berikut:

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

$$X_2 = 135,91 + (0 \times 49,02) = 135,91 \text{ mm}$$

Perhitungan selanjutnya di tabelkan pada tabel 4.3

Tabel 4. 2 Perhitungan Distribusi Normal

NO	Tahun	Hujan Harian Maksimum (Xi) (mm)	(Xi-X rata – rata) (mm)	(Xi – X rata – rata) ² (mm)
1	2011	11	2	145
2	2012	12	1	155
3	2013	4	6	102
4	2014	10	20	92
5	2015	3	2	126
6	2016	5	15	108,1
7	2017	8	22	194
8	2018	2	15	109
9	2019	1	15	88
10	2020	10	23	240
Jumlah		1359,100		21625,33
Rata – Rata		135,910		
SD		49		

Tabel 4. 3 Perhitungan Rencana Mode Distribusi Normal

No	Tahun	KT	SD	X rata – rata (mm)	HujanRencana (mm/hari)
1	2	3	4	5	$6=5+(3*4)$
1	2	0	49,019	135,91	135,91
2	5	0,84		135,91	177,09
3	10	1,28		135,91	198,65
4	25	1,708		135,91	219,63
5	50	2,05		135,91	236,40

Tabel 4. 4 Perhitungan Peringkat, Peluang dan Periode Ulang

Hujan Maksimum (mm)	Peringkat (m)	$P = \frac{m}{N + 1}$	$T = \frac{1}{P}$
145	1	0,091	10,99
155	2	0,182	5,49
102	3	0,273	3,66
92	4	0,364	2,75
126	5	0,455	2,20
108,1	6	0,545	1,83
194	7	0,636	1,57
109	8	0,727	1,38

88	9	0,818	1,22
240	10	0,909	1,10

4.2.2 Distribusi Probabilitas Gumbel

Perhitungan hujan rencana berdasarkan Distribusi Probabilitas Gumbel dengan langkah Perhitungan sebagai berikut :

1. Dari perhitungan sebelumnya didapatkan

$$\bar{X} = 135,91 \text{ mm/hari}$$

2. Nilai standar deviasi pada perhitungan sebelumnya didapat $S = 49,02$

3. Dengan jumlah data $(n) = 10$

$$Y_n = 0,4952$$

$$S_n = 0,9497$$

4. Nilai $K = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

Dengan Periode ulang (T) 2, 5, 10, 25, dan 50 tahun dari Tabel nilai Reduced Variated (Y_t) didapat Y_t , untuk T

$$Y_{\text{tsaat T 2 tahun}} = 0,367$$

$$Y_{\text{tsaat T 5 tahun}} = 1,500$$

$$Y_{\text{tsaat T 10 tahun}} = 2,250$$

$$Y_{\text{tsaat T 25 tahun}} = 3,218$$

$$Y_{\text{tsaat T 50 tahun}} = 3,902$$

Contoh untuk periode ulang 2 tahun

$$K = \frac{0,367 - 0,4952}{0,9497} = -0,1350$$

5. Hitung curah hujan kala ulang T-tahun dengan contoh periode ulang 2 tahun

$$X_T = \bar{X} + S \times K$$

$$X_2 = 135,91 + 49,02 \times (-0,135) = 129,29 \text{ mm/hari}$$

6. Perhitungan selanjutnya pada table 4.5 dan table 4.6

Tabel 4. 5 Perhitungan Parameter Statistik

NO	Tahun	HujanHarianMaksimum Rata-Rata(Xi)	Xi - Xrt	(Xi – Xa) ²
1	2011	145	9,09	82,63
2	2012	155	19,09	364,43
3	2013	102	-33,91	1149,89
4	2014	92	-43,91	1928,09
5	2015	126	-9,91	98,21
6	2016	108,1	-27,81	773,40
7	2017	194	58,09	3374,45
8	2018	109	-26,91	724,15
9	2019	88	-47,91	2295,37
10	2020	240	104,09	10834,73
Jumlah		1359,100		21625,33
Rata - Rata		135,91		
SD		49,02		

Tabel 4. 6 Perhitungan Distribusi Probabilitas Gumbel

No	PeriodeUlang (tahun)	Xa	Yt	Yn	Sn	Kt	Sx	XT(mm)
1	2	135,91	0,367	0,4952	0,9496	-0,135	49,02	129,29
2	5	135,91	1,500	0,4952	0,9496	1,508	49,02	187,77
3	10	135,91	2,250	0,4952	0,9496	1,848	49,02	226,50
4	25	135,91	3,199	0,4952	0,9496	2,770	49,02	271,69
5	50	135,91	3,902	0,4952	0,9496	3,588	49,02	311,79

4.2.3 Distribusi Probabilitas Log Normal

Perhitungan hujan rencana berdasarkan probabilitas Log Normal dengan langkah

Perhitungan sebagai berikut :

1. Hitung nilai rata – rata Log X

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

$$\overline{\text{Log } X} = \frac{21,10}{n} = 2,111$$

2. Hitung standardeviasi Log X

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

$$S \text{ Log } X = \sqrt{\frac{21625,35}{10-1}} = 49,0185$$

3. Hitung curah hujan kala ulang T –tahun (kala ulang 2 tahun)

$$\text{Log } X_T = \overline{\text{Log } X} + K_T \times S \text{ Log } X$$

Nilai K_T diperoleh dari nilai Variabel Reduksi Gauss (table 2.5)

$$\text{Log } X_2 = 2,111 + 0 \times 0,14 = 2,111$$

$$X_2 = 10^{2,110} = 128,825 \text{ mm/hari}$$

4. Perhitungan selanjutnya ditabelkan pada table 4.7 dan 4.8

Tabel 4. 7 Perhitungan Distribusi Log Normal

No	Tahun	Hujan (mm)	Log Xi (mm)	$\overline{\text{Log } X}$	$\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X}$	$(\text{Log } X_i - \overline{\text{Log } X})^2$
1	2011	145	2,161	2,111	0,051	0,002555
2	2012	155	2,190	2,111	0,080	0,006322
3	2013	102	2,009	2,111	-0,102	0,010449
4	2014	92	1,964	2,111	-0,147	0,021619
5	2015	126	2,100	2,111	-0,010	0,000109
6	2016	108,1	2,034	2,111	-0,077	0,005928
7	2017	194	2,288	2,111	0,177	0,031322

8	2018	109	2,037	2,111	-0,073	0,005387
9	2019	88	1,944	2,111	-0,166	0,027668
10	2020	240	2,380	2,111	0,269	0,072571
Jumlah		1359,1	21,108		0	0,183931
Rata - rata		135,91				
SD		49,02				
Log \bar{X}			2,111			
S LogX						0,14296

Tabel 4. 8 Perkiraan Hujan Rencana Distribusi Log Normal

No	PeriodeUlang (tahun)	KT	S Log X	Log XT	Hujan Rencana (mm)
1	2	0,000	0,14296	2,110821	129,07
2	5	0,840		2,230905	170,18
3	10	1,280		2,293806	196,70
4	25	1,708		2,355277	226,61
5	50	2,050		2,403883	253,44

4.2.4 Distribusi Probabilitas Log Person Type III

Perhitungan hujan rencana berdasarkan distribusi probabilitas Log Person Type III dengan langkah perhitungan sebagaiberikut :

1. Nilai rata-rata LogX yang didapatkan pada perhitungan sebelumnya
 $\overline{\text{Log}\bar{X}} = 2,111$
2. Nilai standar deviasi LogX didapat pada perhitungan sebelumnya
 $S \text{ Log X} = 0,14296$
3. Menghitung nilai koefisien kemencengan (CS)

$$CS = \frac{n \times \sum (\log Xi - \overline{\log x})^2}{(n-1)(n-2)(S \log X)^3}$$

$$CS = \frac{10 \times (0,762)}{(10-1)(10-2)(0,14296)^3} = 0,762$$

Tabel 4. 9 Faktor Frekuensi K_T (G atas CS)

Coefficient Cs or G	Return Period in Years						
	2	5	10	25	50	100	200
	Excedence Probabilitas						
	0,5	0,2	0,1	0,04	0,02	0,01	0,005
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,993	2,453	2,891	3,312

Sumber : (Soemarto 1987)

4. Hitung Curah hujan kalah T –tahun (kala ulang 2 tahun)

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

Nilai K_T diperoleh dari tabel nilai K_T untuk distribusi person III (kemenangan positif, table 2.6)

$$\log X_2 = 2,111 + (-0,132 \times 0,14296) = 2,0921$$

$$X_2 = 123,6232 \text{ mm/hari}$$

5. Untuk perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.10

Tabel 4. 10 Perhitungan Distribusi Log Person Type III

No	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	$\overline{\log x}$	$(\log x - \overline{\log x})$	$(\log x - \overline{\log x})^2$	$(\log x - \overline{\log x})^3$
1	2011	145	2,161	2,1108	0,051	0,00256	0,00013
2	2012	155	2,19	2,1108	0,08	0,00632	0,0005
3	2013	102	2,009	2,1108	-0,102	0,01045	-0,00107
4	2014	92	1,964	2,1108	-0,147	0,02162	-0,00318
5	2015	126	2,1	2,1108	-0,01	0,00011	0
6	2016	108,1	2,034	2,1108	-0,077	0,00593	-0,00046
7	2017	194	2,288	2,1108	0,177	0,03132	0,00554
8	2018	109	2,037	2,1108	-0,073	0,00539	-0,0004
9	2019	88	1,944	2,1108	-0,166	0,02767	-0,0046
10	2020	240	2,38	2,1108	0,269	0,07257	0,01955

Jumlah		1359,1	21,108			0,18393	0,01602
Rata-rata		135,91					
Log \bar{X}		49,02					
SD			2,1108				
S LogX						0,14296	
CS							0,762

Tabel 4. 11 Perkiraan Hujan Rencana Distribusi Log Person Type III

Ambil CS = 0,7621 0,80

No	Tahun	K_T	$\overline{\log X}$	S LogX	Log X_T (mm)	HujanRencana (mm)
1	2	-0,132	21,108	0,14296	2,09195	123,58
2	5	0,78	21,108	0,14296	2,22233	166,85
3	10	1,336	21,108	0,14296	2,30181	200,36
4	25	1,993	21,108	0,14296	2,39573	248,73
5	50	2,453	21,108	0,14296	2,46149	289,40

4.3 Uji Distribusi Probabilitas

- 1) Data curah hujan diurut dari yang terbesar keterkecil, terlihat pada tabel berikut:

Tabel 4. 12 Data Curah Hujan yang Diurutkan dariTerbesar keTerkecil

Peringkat	Hujan Max (mm)
1	240
2	194
3	155
4	145
5	126

6	109
7	108,1
8	102
9	92
10	88

2) Menghitung Jumlah Kelas

Jumlah data (n) = 10

Kelas Distribusi(k) = $1 + 3,3 \text{ Log } n$
 $= 1 + 3,3 \text{ Log } 10$
 $= 1 + 3,30 = 4,30 - 5 \text{ kelas}$

3) Menghitung Derajat Kebebasan (DK) dan χ^{2cr}

Parameter (P) = 2

Derajat kebebasan (DK) = $K - (P + 1)$

Nilai χ^{2cr} dengan Jumlah data (n) = 10

a = 5 %

Dk = 2

χ^{2cr} (Parameter Chi-Kuadrat Kritis) = 5,991 (Lampiran Tabel 3.7)

4. Menghitung kelas Distribusi

Kelas Distribusi adalah : 20%, 40%, 60%, 80%

a. Presentase 20%

$P_{(X)} = 20\%$ diperoleh $T = \frac{1}{PX} = \frac{1}{0,20} = 5 \text{ tahun}$

b. Presentase 40%

$P_{(X)} = 40\%$ diperoleh $T = \frac{1}{PX} = \frac{1}{0,40} = 2,5 \text{ tahun}$

c. Presentase 60%

$P_{(X)} = 60\%$ diperoleh $T = \frac{1}{PX} = \frac{1}{0,60} = 1,67 \text{ tahun}$

d. Presentase 80%

$$P_{(X)} = 80\% \text{ diperoleh } T = \frac{1}{P_X} = \frac{1}{0,80} = 1,25 \text{ tahun}$$

5. Menghitung Interval Kelas

a. Distribusi probabilitas Normal

Nilai K_T berdasarkan T dari tabel nilai variable Reduksi Gauss

(Tabel 2.2)

$$T = 5 \text{ tahun,} \quad K_T = 0,84$$

$$T = 2,5 \text{ tahun,} \quad K_T = 0,25$$

$$T = 1,67 \text{ tahun,} \quad K_T = -0,25$$

$$T = 1,25 \text{ tahun,} \quad K_T = -0,84$$

Nilai X rata-rata = 135,91 mm (nilai rata-rata tabe; 4.6)

$$\bar{X} = 135,91$$

$$\text{Nilai SD} = 49,02$$

Maka interval kelas:

$$\begin{aligned} X_T &= \bar{x} + KT \times SD \\ &= 11,27 + 32,44 \times KT \end{aligned}$$

Sehingga :

Tabel 4. 13 Interval Kelas Probabilitas Normal

T	X (mm)	SD	KT	X_T (mm)
2	135,91	49,02	0,84	177,09
2,5	135,91	49,02	0,25	148,16
1,67	135,91	49,02	-0,25	123,66
1,25	135,91	49,02	-0,84	94,73

b. Distribusi Probabilitas Gumbel

Dengan jumlah data (n) = 10 maka didapa kan nilai :

$$Y_n = 0,4952 \text{ dan } S_n = 0,9497$$

$$Y_n = -\text{Ln} \left(-\text{Ln} \frac{(T-1)}{T} \right)$$

$$KT = \frac{Yt - Yn}{Sn} = \frac{Yt - 0,4952}{0,9497}$$

Nilai Yt diperoleh dari tabel 2.3 (Nilai Reduced Variated)

Nilai Yn dan Sn diperoleh dari tabel 2.4 (Reduced Mean dan Reduced standar Deviation).

Sehingga :

T = 5,	Yt = 1,499	maka K = 1,057
T = 2,5,	Yt = 0,672	maka K = 0,186
T = 1,67,	Yt = -0,091	maka K = -0,426
T = 1,25,	Yt = -0,476	maka K = -1,023

Nilai X rata – rata = 135,91 mm

Nilai Standar Deviasi = 49,02

$$X_T = \bar{X} + (S_D \times K)$$

Sehingga :

Tabel 4. 14 Interval Kelas Probabilitas Gumbel

No	XT	Yn	Yt	Sn	Yt-Yn	K	Hujan (Xt)
1	5	0,4952	1,499	0,9497	1,0047	1,0579	187,77
2	2,5		0,6717		0,1765	0,1858	145,02
3	1,67		0,0907		-0,4045	-0,4259	115,03
4	1,25		-0,4759		-0,9711	-1,0225	85,79

c. Distribusi probabilitas Log Normal

Nilai K_T berdasarkan nilai T diperoleh dari tabel nilai variable reduksi gauss, dengan nilai sebagai berikut :

T = 5	maka $K_T = 0,84$
T = 2,5	maka $K_T = 0,25$
T = 1,67	maka $K_T = -0,25$
T = 1,25	maka $K_T = -0,84$

Nilai $\overline{\text{Log } X} = 2,111$

Nilai S Log X = 0,14296

Interval kelas :

$$X_T = \overline{\text{Log } X} + S \text{Log } X \cdot K_T$$

Sehingga :

Tabel 4. 15 Interval Kelas Probabilitas Log Normal

No	XT	Kt	Sd Log X	Log XT	Xt (mm)
1	5	0,84	0,14296	2,2311	170,25
2	2,5	0,25		2,1467	140,20
3	1,6	-0,25		2,0753	118,92
4	1,25	-0,84		1,9909	97,93

d. Distribusi Probabilitas Log Pearson Type III

Nilai K_T dihitung berdasarkan nilai C_s atau $G = 0,762 \sim 0,8$ dan T untuk berbagai periode ulang berdasarkan tabel faktor frekuensi K_t (C_s atau G) pada lampiran tabel 2, yakni sebagaiberikut :

$$T = 5 \quad \text{Tahun } K_T = 0,780$$

$$T = 2,5 \quad \text{Tahun } K_T = 0,020$$

$$T = 1,67 \quad \text{Tahun } K_T = -0,4506$$

$$T = 1,25 \quad \text{Tahun } K_T = -0,856$$

Jadi untuk T 2,5 tahun dilakukan interpolasi antara T 2 tahun dan T 5 tahun

$$T_{2,5} = (-0,132) + \frac{2,5-2}{5-2} \times 0,912 = -0,0020$$

$$T = 2,5 \quad \text{Tahun } K_T = 0,02$$

$$T = 1,67 \quad \text{Tahun } K_T = -0,45056$$

$$T = 1,25 \quad \text{Tahun } K_T = -0,856$$

$$\text{Nilai } \overline{\text{Log } X} = 2,111$$

$$\text{Nilai } S \text{ Log } X = 0,143$$

Interval kelas

$$\begin{aligned} X_T &= \overline{\text{Log } X} + (S \text{ Log } X \times K_T) \\ &= 2,111 + (0,14296 \times 0,780) \\ &= 2,2225 \text{ mm} \end{aligned}$$

Perhitungan selanjutnya di tabelkan pada tabel 4.17

Tabel 4. 16 Interval Kelas Log Person Type III

T	Kt	Log X	Sd Log X	Log Xt	Xt
5	0,780	2,11	0,14296	2,2225	166,92
2,5	0,020			2,1139	129,97
1,67	-0,4506			2,0466	111,32
1,25	-0,856			1,9886	97,42

6. Perhitungan nilai Chi Kuadrat X^2

Tabel 4. 17 Perhitungan Nilai X^2 untuk Distribusi Normal

No	Interval	Ef	Oi	Oi-Ef	$(Ei-Oi)^2/Ef$
1	>177,09	2	2	0	0,000
2	148,16-177,09	2	1	-1	0,500
3	123,66-146,16	2	2	0	0,000
4	94,73-123,66	2	3	1	0,500
5	<94,73	2	2	0	0,000
Σ		10	10	0	1,000

Tabel 4. 18 Perhitungan Nilai X^2 Untuk Distribusi Gumbel

No	Interval	Ef	Oi	Oi-Ef	$(Ei-Oi)^2/Ef$
1	>187,7	2	2	0	0,000
2	145,02-187,77	2	1	-1	0,500
3	115,03-145,02	2	2	0	0,000
4	85,79-115,03	2	5	3	4,500
5	<85,79	2	0	-2	2,000
Σ		10	10	0	7,000

Tabel 4. 19 Perhitungan Nilai X^2 Untuk Distribusi Log Normal

No	Interval	Ef	Oi	Oi-Ef	$(Ei-Oi)^2/Ef$
----	----------	----	----	-------	----------------

1	>170,25	2	2	0	0,000
2	140,2-170,25	2	2	-1	0,500
3	118,92-140,2	2	1	0	0,000
4	97,92-118,92	2	3	1	0,500
5	<97,92	2	2	0	0,000
Σ		10	15		1,000

Tabel 4. 20 Perhitungan Nilai X^2 Untuk Distribusi Log Person Type III

No	Interval	Ef	Oi	Oi-Ef	$(Ei-Oi)^2/Ef$
1	>166,92	2	2	0	0,000
2	129,97-166,92	2	2	0	0,000
3	111,32-129,97	2	1	-1	0,500
4	97,42-111,32	2	3	1	0,500
5	<97,42	2	2	0	0,000
Σ		10	10	0	1,000

Tabel 4. 21 Rekapitulasi Nilai X^2 dan X^{2cr}

No	Distribusi Probabilitas	X^2 Terhitung	X^2 Kritis	Keterangan
		Hitung	Kritis	
1	Normal	1,00	5,991	Diterima
2	Gumbel	7,00		Tidak Diterima
3	Log Normal	1,00		Diterima

4	Log Pearson Type III	1,00		Diterima
---	----------------------	------	--	----------

Berdasarkan tabel 4.22 tersebut diatas, keempat distribusi diterima, maka yang dipilih hujan yang terbesar dari ketiga distribusi yang diterima tersebut = 1,0 < 5,991. Jadi debit banjir dengan periode ulang 2,5, 10, 25, dan 50 tahun adalah.

Tabel 4. 22 Rekapitulasi Curah Hujan Rencana Distribusi Probabilitas

No	T (Tahun)	Distribusi Normal (mm)	Distribusi Gumble (mm)	Distribusi Log Normal (mm)	Log Pearson (mm)
1	2	3	4	5	6
1	2	135,91	129,27	129,07	123,58
2	5	177,09	187,77	170,18	166,85
3	10	198,05	226,50	196,70	200,36
4	25	219,73	271,67	226,61	248,73
5	50	236,40	311,75	253,44	289,40

Jadi yang dipilih distribusi Log Pearson Tipe III karena hujan rencananya yang terbesar untuk periode ulang 50 Tahun = 289,40 mm

4.4 Metode Smirnov Kolmogorof

a. Untuk Distribusi Probabilitas Normal

Langkah-langkah perhitungan :

1) Mengurutkan data dari yang terbesar ke yang kecil

2) Menghitung probabilitas P(Xi) dengan rumus

$$P(X_i) = \frac{m}{n+1}$$

$$P(X_i) = \frac{1}{10+1} = 0,091$$

3) Menghitung f (t)

$$F(t) = \frac{x - \bar{x}}{s}$$

$$F(t) = \frac{240,00 - 135,910}{49,02} = 2,1234$$

4) Dari hasil f (t)

F(t) = 2,1234 maka dari tabel didapat 0,983

5) Menghitung P'(x) = 1 – point 4

$$P'(x) = 1 - 0,983 = 0,017$$

6) $\Delta p = > N = 10 = 0,41$

Jadi $\Delta p = 0,1633 < 0,41$

7) Perhitungan selanjutnya ditabelkan pada tabel 4.23

Tabel 4. 23 Perhitungan Smirnov Kolmogorof

No	Urutdari besar kekecil	P (Xi)	f (t)	Luas BibawahKurva Normal	P' (Xi)	Δ P
1	2	3	4	5	6	7= 6-3
1	240	0,091	2,12	0,9830	0,0170	-0,0739
2	194	0,182	1,19	0,8830	0,1170	-0,0648
3	155	0,273	0,39	0,6517	0,3483	0,0756
4	145	0,364	0,19	0,5753	0,4247	0,0611
5	126	0,455	-0,20	0,4207	0,5793	0,1248
6	109	0,545	-0,55	0,2912	0,7088	0,1633
7	108,1	0,636	-0,57	0,2843	0,7157	0,0793
8	102	0,727	-0,69	0,2451	0,7549	0,0279
9	92	0,818	-0,90	0,1841	0,8159	-0,0023

10	88	0,909	-0,98	0,1635	0,8365	-0,0726
Jumlah	1359					
X	135,91					
SD	49,02					

8) Dari tabel tersebut cari ΔP max didapat yaitu = $0,1633 < 0,41$

9) Membandingkan Δmax dengan nilai kritis.

Untuk $n = 10$ derajatnya 5% didapat nilai ΔP kritis = $0,41$

10) Kenapa nilai ΔP max $< \Delta p$ kritis = $0,1633 < 0,41$ maka distribusi probabilitas normal dapat diterima.

b. Untuk Distribusi Probabilitas Gumble

1) Mengurutkan data dari yang terbesar sampai yang terkeci.

2) Menghitung probabilitas $P(X_i)$ dengan rumus :

$$P(X_i) = \frac{m}{n+1}$$

$$P(X_i) = \frac{1}{10+1} = 0,091$$

3) Perhitungan nilai $f(t)$

$$f(t) = \frac{x + \bar{x}}{s}$$

$$f(t) = \frac{240,00 - 135,910}{49,02} = 2,1234$$

4) Tabel nilai Reduced Standar Deviation (S_n) dan nilai Reduced Mean (Y_n)

5) Y_t diperoleh dari persamaan $f_t = \frac{Y_t - Y_n}{S_n}$

6) T dihitung dengan rumus $Y_t = -\text{Ln} \left\{ -\text{Ln} \frac{(T-1)}{T} \right\}$ atau interpolasi tabel nilai Reduced Variate (Y_t)

7) Berdasarkan tabel dibawah ini dapat dilihat bahwa Δp max

8) Jika jumlah data 10 dan α (derajat kepercayaan) adalah 5% maka dari tabel nilai kritis Smirnov Kolmogorof didapat $\Delta p = 0,41$

9) Jadi nilai Δp maksimum ($0,1229$) $< \Delta p$ kritis ($0,41$) oleh karena itu distribusi probabilitas Gumble dapat diterima.

Tabel 4. 24 Uji Distribusi Gumble dengan Metode Smirnov Kolmogorof

No (Xi)	Urutdari besar	P (Xi)	f (t)	Yn	Sn	Yt	T	P' (Xi)	Δ P
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10= 10-3
1	240	0,091	2,12	0,4952	0,9497	2,5119	12,83	0,0779	-0,0130
2	194	0,182	1,19	0,4952	0,9497	1,6207	5,6	0,1786	-0,0032
3	155	0,273	0,39	0,4952	0,9497	0,8651	2,91	0,3436	0,0709
4	145	0,364	0,19	0,4952	0,9497	0,6713	2,50	0,4000	0,0364
5	126	0,455	-0,20	0,4952	0,9497	0,3032	1,915	0,5222	0,0676
6	109	0,545	-0,55	0,4952	0,9497	-0,0262	1,558	0,6418	0,0964
7	108	0,636	-0,57	0,4952	0,9497	-0,0436	1,544	0,6477	0,0113
8	102	0,727	-0,69	0,4952	0,9497	-0,1618	1,446	0,6916	-0,0357
9	92	0,818	-0,90	0,4952	0,9497	-0,3555	1,1316	0,7599	-0,0583
10	88	0,909	-0,98	0,4952	0,9497	-0,4330	1,272	0,7862	-0,1229
Jumlah	1359,10								
Rata-rata	135,91								
SD	49,02								

Simpangan maksimum (Δp Maksimum) = 0,1229

Jika jumlah data 10 dan α (derajat kepercayaan) adalah 5% maka dari tabel diperoleh Δp kritis = 0,41

Jika Δp maksimum < Δp kritis. Oleh karena itu distribusi probabilitas Gumble dapat diterima untuk menganalisa data hujan.

Tabel nilai Redused Variate (Yt) untuk Batang Limau Manih (Gumble Smirnov)

Tabel 4. 25 Nilai resused variate (Yt)

Rumus : $Yt = -\ln ((T - 1)/T)$

Yt	T	T-1	(T-1)/T	Ln (T-1)T			
1	2	3	4	5=-Ln4		-Ln 5	
3,7448	42,81	41,81	0,976641	-0,02364	0,02364	-3,7450	3,7450

0,9804	3,2	2,2	0,6875	-0,37469	0,37469	-0,98165	0,9816
0,9212	3,05	2,05	0,672131	-0,3973	0,3973	-0,92306	0,9231
0,8628	2,91	1,91	0,656357	-0,42105	0,42105	-0,865	0,8650
0,8242	2,82	1,82	0,64539	-0,4379	0,4379	-0,82576	0,8258
0,5791	2,33	1,33	0,570815	-0,56069	0,56069	-0,57859	0,5786
0,4606	2,15	1,15	0,534384	-0,62571	0,62571	-0,46887	0,4689
0,4056	2,15	1,15	0,534884	-0,62571	0,62571	-0,46887	0,4689
0,1999	1,78	0,78	0,438202	-0,82507	0,82507	-0,19228	0,1923
0,1259	1,71	0,71	0,415205	-0,87898	0,87898	-0,12899	0,1290
-0,0865	1,51	0,51	0,337748	-1,08545	1,08545	0,081999	-0,0820
-0,1694	1,441	0,441	0,306037	-1,18405	1,18405	0,168939	-0,1689
-0,3123	1,342	0,342	0,254844	-1,36711	1,36711	0,312696	-0,3127
-0,3528	1,317	0,317	0,240699	-1,42421	1,42421	0,353617	-0,3536
-0,4914	1,242	0,242	0,194847	-1,63554	1,63554	0,491973	-0,4920

c. Untuk Distribusi Probabilitas Log Normal

Langkah perhitungan :

- 1) Curah hujan dari yang terbesar ke yang terkecil.
- 2) Nilai Log curah hujan di urut dari yang terbesar sampai terkecil.
- 3) Menghitung probabilitas P(Xi) dengan rumus :

$$P(X_i) = \frac{m}{n+1}$$

$$P(X_i) = \frac{1}{10+1} = 0,091$$

- 4) Untuk nilai f (t) = $\frac{\text{Log } X_i - \text{Log } X}{S \text{ Log } x}$

$$f(t) = \frac{2,38 - 2,111}{0,143} = 1,881$$

- 5) Dari $f(t) = 1,881$ didapat nilai dibawah kurva Normal = 0,9649
- 6) Untuk nilai $P'(Xi) = 1 - 0,9649 = 0,0351$
- 7) Nilai $\Delta p = P'(Xi) - P(Xi)$
 $= 0,0351 - 0,091$
 $= -0,056$
- 8) Perhitungan selanjutnya ditabelkan di bawah.
- 9) Berdasarkan tabel dibawah dapat dilihat bahwa $\Delta max = 0,2586$
- 10) Jika jumlah data 10 dan α (derajat kepercayaan adalah 5%) maka dari tabel nilai ΔP kritis smirnov kolmogorof didapat $\Delta P = 0,41$
- 11) Jika ΔP maksimum (0,2586) < ΔP kritis (0,41), oleh karena itu distribusi probabilitas log normal dapat diterima untuk menganalisis data hujan.

Tabel 4. 26 Uji Distribusi Log Normal dengan Metode Smirnov Kolmogorof

No (Xi)	Urut dari Besar kekecil	Log(Xi)	P (Xi)	f (t)	Luas Dibawah Kurva Normal	P' (Xi)	ΔP
1	2	3	4	5	6	7	8= 7-4
1	240	2,3802	0,091	1,88	0,9699	0,0301	-0,1210
2	194	2,2878	0,182	1,24	0,8925	0,1075	0,2893
3	155	2,1903	0,273	0,56	0,7123	0,2877	-0,5604
4	145	2,1614	0,364	0,35	0,6368	0,3632	-0,7268
5	126	2,1004	0,455	-0,07	0,4721	0,5279	-0,9824
6	109	2,0374	0,545	-0,51	0,3050	0,6950	0,1495
7	108,1	2,0338	0,636	-0,54	0,2946	0,7054	0,0690
8	102	2,0086	0,727	-0,72	0,2358	0,7642	0,0369
9	92	1,9638	0,818	-1,03	0,1515	0,8485	0,0303

10	88	1,9445	0,909	-1,16	0,1230	0,8770	-0,0321
	Jumlah	21,1082					
	Nilai $\overline{\text{Log X}}$	2,1108					
	Nilai S Log X	0,142957					

d. Untuk Distribusi Probabilitas Person Type III

Langkah perhitungan :

- 1) Curah hujan yang terbesar ke yang terkecil.
- 2) Nilai log curah hujan diurut dari yang terbesar sampai terkecil.
- 3) Menghitung probabilitas P(Xi) dengan rumus :

$$P(X_i) = \frac{m}{n+1}$$

$$P(X_i) = \frac{1}{10+1} = 0,091$$

$$\text{Untuk nilai } f(t) = \frac{\text{Log } X_i - \text{Log } X}{S \text{ Log } X}$$

$$f(t) = \frac{2,38 - 2,111}{0,143} = 1,881$$

- 4) Nilai P'Xi berdasarkan ft = 1,881 dengan menggunakan tabel Cs

Cs = (0,8) dan dengan interpolasi diperoleh P'(Xi)

Ft = 1,881 terletak di antara periode ulang 25 tahun (1,708) dan periode ulang 50 tahun (2,205) dibuat dalam persen.

$$P(X_i) = 25 + \frac{(1,881 - 1,705)}{(2,05 - 1,705)} \times 25 = 25,0216$$

Dalam persen = 25,0216/100 = 0,2502

- 5) $\Delta P = P'(X_i) - P(X_i)$

$$= (-0,2502) - 0,091$$

$$= 0,3412$$

- 6) Perhitungan selanjutnya di tabelkan pada tabel dibawah

- 7) Berdasarkan tabel dibawah dapat dilihat bahwa $\Delta_{max} = 0,9187$

- 8) Jika jumlah data 10 dan α (derajat kepercayaan adalah 5%) maka dari tabel nilai ΔP kritis smirnov kolmogorof didapat $\Delta P = 0,41$

9) Jika ΔP maksimum (0,9187) > ΔP kritis (0,41) oleh karena itu, distribusi probabilitas log person Type III tidak dapat di terima untuk menganalisis data hujan.

Tabel 4. 27 Uji Distribusi Log Person Type III dengan Metode Smirnov Kolmogorof

No (Xi)	Urutdari besar kekecil	Log(Xi)	P (Xi)	f (t)	P' (Xi)	ΔP
1	2	3	4	5	6	7= 6-4
1	240	2,3802	0,091	1,88	0,0499	-0,0410
2	194	2,2878	0,182	1,24	0,1089	-0,0729
3	155	2,1903	0,273	0,56	0,2736	0,0009
4	145	2,1614	0,364	0,35	0,3403	-0,0234
5	126	2,1004	0,455	-0,07	0,4806	0,0261
6	109	2,0374	0,545	-0,51	0,6580	0,1126
7	108,1	2,0338	0,636	-0,54	0,6685	0,0321
8	102	2,0086	0,727	-0,72	0,7416	0,0143
9	92	1,9638	0,818	-1,03	0,8715	0,0533
10	88	1,9445	0,909	-1,16	0,9274	0,0183
Jumlah		21,1082				
$\overline{\text{Log X}}$	2,1108					
S Log X	0,14296					
CS	0,7621	0,80				

Tabel 4. 28 Rekapitulasi Nilai ΔP dan ΔP kritis

No	Distribusi Probabilitas	Δp terhitung	Δp kritis	Keterangan
1	Normal	0,1633	0,41	Diterima
2	Gumbel	0,1229	0,41	Diterima
3	Log Normal	0,9824	0,41	Tidak Diterima
4	Log Pearson	0,1126	0,41	Diterima

Untuk pemilihan curah hujan rencana dengan pengujian distribusi probabilitas Chi-kuadrat dan smirnov-kolmogorof maka digunakan distribusi probabilitas yang mempunyai simpangan maksimum terkecil dan lebih kecil dari simpangan kritis. Oleh karena itu dari empat metode tersebut curah hujan yang dapat digunakan

berdasarkan uji chi kuadrat dan smirnov kolmogorof adalah uji distribusi dengan menggunakan metode gumble mempunyai nilai simpangan maksimum paling kecil pada uji smirnov kolmogorof.

Tabel 4. 29 Curah HujanRencana Analisa Frekuensi

No	PeriodeUlang(Tahun)	HujanRencana(mm)
1	2	123,581
2	5	171,077
3	10	189,456
4	25	205,098
5	50	218,983
6	100	228,331

4.4 Analisa Debit Banjir Rencana

Analisa debit banjir rencana dihitung berdasarkan data hujan rencana yang dilakukan dengan melihat hubungan banjir yang akan terjadi, distribusi curah hujan rencana periode ulang 2, 5, 10, 50, 100 tahun. Perhitungan debit banjir rencana dilakukan dengan metode haspers, Mononobe, dan Weduwen.

a. Metode Hasper

Analisi debit banjir rencana dengan metode sintesis empiris haspers di hitung dengan bentuk persamaan sebagai berikut :

$$Q_{max} = \beta \cdot I \cdot A$$

Dimana :

$$Q_{max} = \text{Debit maksimum (m}^3/\text{detik)}$$

$$\alpha = \text{Kofesian pengaliran, } \alpha = \frac{1+0,012 \times A^{0,7}}{1+0,075 \times A^{0,7}}$$

$$I = \text{Intensitas hujan (m}^3/\text{detik/km}^2\text{)}$$

$$A = \text{Luas daerah pengaliran (km}^2\text{)}$$

$$\beta = \text{Koefisien reduksi, } \frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t+3,7 \times 10^{-0,4 \times t}}{t^2 \times 15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$t = t_c \text{ waktu konsentrasi dalam satuan jam}$$

$$t_c = 0,1 \times L^{0,8} \times S^{0,3}$$

Dimana :

L = Panjang sungai utama

S = Kemiringan dasar sungai rata-rata

Data sungai Limau manih :

Luas Catchment Area (A) = 1,75

Panjang sungai Eff (L) = 1,5

Kemiringan sungai rata-rata (I) = $\frac{\Delta H}{L} = \frac{132}{1500} = 0,088$

Langkah perhitungan :

1) Koefisien Run-Off

$$\alpha = \frac{1+0,012 \times A^{0,7}}{1+0,075 \times A^{0,7}}$$

$$\alpha = \frac{1+0,012 \times 1,75^{0,7}}{1+0,075 \times 1,75^{0,7}}$$

$$\alpha = 0,916$$

2) Waktu Konsentrasi

$$t_c = 0,1 \times L^{0,8} \times S^{-0,3}$$

$$t_c = 0,1 \times 1,5^{0,8} \times 0,088^{-0,3}$$

$$t_c = 0,287 < 2 \text{ Jam}$$

3) Koefisien Reduksi

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{t+3,7 \times 10^{-0,4} \times t}{t^2+15} \times \frac{A^{0,75}}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1 + \frac{0,287+3,7 \times 10^{-0,4} \times 0,30}{0,287^2+15} \times \frac{1,75^{0,75}}{12}$$

$$\frac{1}{\beta} = 1,026$$

$$\beta = 0,974$$

4) Besarnya curah hujan untuk lamanya hujan tertentu

$$r = \frac{t \times R_{24}}{t+1-0,0008 \times (260-R_{24}) \times (2-t)^2}$$

$$r = \frac{0,287 \times 123,581}{0,287+1-0,0008 \times (260-123,581) \times (2-0,287)^2}$$

$$r = 36,687 \text{ mm}$$

5) Hitung I

$$I = \frac{r}{3,6 t}$$

$$I = \frac{58,408}{3,6 \times 0,287}$$

$$I = 35,508 \text{ mm/jam}$$

6) Debit banjir rencana untuk T = 2 tahun

$$Q_T = \alpha \cdot \beta \cdot I \cdot A$$

$$Q_T = 0,916 \times 0,974 \times 35,508 \times 1,75$$

$$Q_T = 55,439 \text{ m}^3/\text{detik}$$

Tabel 4. 30 Perhitungan Debit Banjir Metode Hasper

No	T	α	T_c	$1/\beta$	β	X_i	r	I	Q
1	2	0,916	0,29	1,032	0,969	123,581	36,66965	35,520	55,164
2	5	0,916	0,29	1,032	0,969	171,077	45,51095	44,084	68,464
3	10	0,916	0,29	1,032	0,969	189,456	48,46014	46,941	72,901
4	25	0,916	0,29	1,032	0,969	205,098	50,79696	49,205	76,416
5	50	0,916	0,29	1,032	0,969	218,983	52,75048	51,097	79,355
6	100	0,916	0,29	1,032	0,969	228,331	54,00649	52,314	81,244

a. Metode Mononobe

Analisa debit banjir rencana dengan metode mononobe dihitung dengan bentuk persamaan sebagai berikut :

Dimana :

Q_T = Debit banjir rencana dengan periode ulang tertentu (m^3/detik)

α = Koefesian pengaliran atau run off coefisien (tabel mononobe)

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

A = Luas daerah pengaliran (km^2)

R_T = Curah hujan harian maksimum periode ulangt ertentu (mm)

t = Waktu konsentrasi, waktu rambat air di sungai utama (jam)

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

V = Kecepatan aliran di sungai (km/jam)

$$V = 72 \left(\frac{\Delta H}{L}\right)^{0,6}$$

Data sungai Limau Manih :

Luas Cathment Area (A) = 1,75 km²

Panjang sungai = 1,5 km

Beda tinggi = 132 m

Parameter-parameter lain yang harus didapat dihitung sebagai berikut :

$$S = \frac{\Delta H}{L} = \frac{210-7}{1500} = 0,088$$

Langkah perhitungan :

1) Koefisien pengaliran atau run off (α) :

$$\alpha = 0,92 \text{ (Das pada daerah pegunungan tersier, Tabel Hasper)}$$

1) Kecepatan aliran (v)

$$V = 72 \left(\frac{132}{1500}\right)^{0,6}$$

$$= 16,75 \text{ km/jam}$$

2) $T = \frac{L}{V} = \frac{1,5}{16,75} = 0,09 \text{ jam}$

3) Intensitas Hujan periode Ulang 2 tahun

$$R_T = 123,581$$

$$I_T = \frac{R_T}{24} \left(\frac{24}{T}\right)^{2/3} = \frac{123,581}{24} \left(\frac{24}{0,09}\right)^{2/3} = 213,33 \text{ mm/jam}$$

4) Debit dengan periode ulang 2 tahun adalah :

$$Q_T = \frac{\alpha \cdot I_T \cdot A}{3,6} = \frac{0,92 \times 213,33 \times 1,75}{3,6} = 95,41 \text{ m}^3/\text{detik}$$

n	Rt	Rt/24	24/Tc	(24/Tc) ^{2/3}	In	Qn (M ³ /dt)
1	2	3	4	5	6	7
2	123,581	5,149	268,004	41,568	214,043	95,725
5	171,077	7,128	268,004	41,568	296,307	132,515
10	189,456	7,894	268,004	41,568	328,139	146,751

25	205,098	8,546	268,004	41,568	355,232	158,867
50	218,983	9,124	268,004	41,568	379,281	169,623
100	228,331	9,514	268,004	41,568	395,471	176,864

Tabel 4. 31 Perhitungan Debit Banjir Metode Mononobe

No	T	Rt (mm)	I (mm/jam)	Q (m ³ /dt)
1	2	123,581	214,043	95,725
2	5	171,077	296,307	132,515
3	10	189,456	328,139	146,751
4	25	205,098	355,232	158,867
5	50	218,983	379,281	169,623
6	100	228,331	395,471	176,864

b. Metode BWeduwun

Analisa debit banjir rencana dengan metode weduwun dihitung dengan bentuk persamaan sebagai berikut :

$$Q_{maks} = \alpha \times \beta \times I \times A$$

Dimana :

α = Koefisien pengaliran

β = Koefisien Reduksi

I = Intensitas hujan (m³/detik/km²)

A = Luas daerah pengaliran (km²)

Data sungai Limau Manih :

Luas Cathment Area (A) = 1,75 km²

Kemiringan sungai (S) = 0,088

Dicoba untuk t1 = 2.5 jam dengan hitungan α , I, β dan t sebagai berikut :

$$I = \frac{67,65}{t+1,45} = \frac{67,65}{2,5+1,45} = 17,127 \text{ mm/jam}$$

$$\beta = \frac{120 + \frac{t+1}{t+9} \times A}{120+A} = \frac{120 + \frac{2,5+1}{2,5+9} \times 1,75}{120+1,75} = 0,990$$

$$\alpha = 1 - \frac{4,1}{I+7} = 1 - \frac{4,1}{17,127+7} = 0,761$$

$$t = \left(\frac{0,476 \times A}{(\alpha \times \beta \times I)^{\frac{1}{8}} \times (S)^{1/4}} \right)^{3/8} = \left(\frac{0,476 \times 1,75}{(0,761 \times 0,990 \times 17,127)^{\frac{1}{8}} \times (0,088)^{1/4}} \right)^{3/8}$$

$$= 1,040 \text{ jam}$$

Dari persamaan diatas t coba (t1) ≠ t hitung (t). Oleh karena, dicoba-coba waktu konsentrasi t1 sehingga sama dengan t.

Yaitu pada saat :

$$t = 1,013 \qquad \beta = 0,989$$

$$I = 27,472 \text{ (m}^3\text{/dt/km}^2\text{)} \qquad \alpha = 0,852$$

Hitung Qmaks :

$$\begin{aligned} Q_{maks} &= \alpha \times \beta \times I \times A \\ &= 0,852 \times 0,989 \times 27,472 \times 1,75 \\ &= 40,510 \text{ m}^3\text{/dt} \end{aligned}$$

Hitung curah hujan periode ulang 2 tahun :

$$R_2 = \frac{m_i}{m_n} \times R_n = \frac{m_2}{m_{15}} \times R_{15}$$

m_i = Koefisien perbandingan curah hujan disuatu wilayah dengan periode ulang I tahun (lampiran Grafik 1)

m_n = Koefisien perbandingan curah hujan disuatu wilayah dengan periode ulang n tahun (lampiran Grafik 1)

$$= \frac{0,4}{0,77} \times 123,581 = 64,198$$

Hitung debit maks dengan periode ulang 2 tahun :

$$Q_2 = Q_{maks} \times \frac{R_2}{240} = 40,510 \times \frac{64,198}{240} = 10,836 \text{ m}^3\text{/dt}$$

Tabel 4. 32 Perhitungan Debit Banjir Metode Weduwen

T	Xt	Q maks	mi	mn	Ri	Q
	mm	m3/detik				m3/detik
2	123,581	40,508	0,4	0,77	64,198	10,836
5	171,077		0,6		133,307	22,500

10	189,456		0,7		172,233	29,070
25	205,098		0,85		226,407	38,214
50	218,983		0,95		270,174	45,601
100	228,331		1,05		311,360	52,552

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Hasil perhitungan Debit Banjir

T	Q Banjir (m ³ /dtk)		
	Rasional	Weduwen	Hasper
2	10,836	55,164	95,725
5	22,500	68,464	132,515
10	29,070	72,901	146,751
25	38,214	76,416	158,867
50	45,601	79,355	169,623
100	52,552	81,244	176,864

Untuk memilih debit yang akan direncanakan kita harus membandingkan atau yang mendekati dengan debit banjir yang pernah terjadi dilapangan dengan melakukan survey pengukuran dilapangan yaitu mengukur tinggi muka air, tinggi penampang dan lebar sungai.

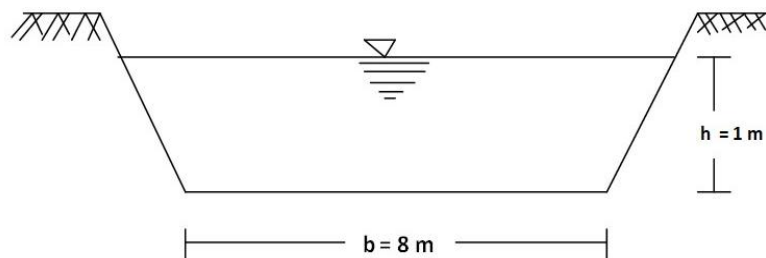
Perhitungan debit banjir dilapanganyaitu :

Diketahui :

Tinggi Air (h) = 1 m

Lebar (bp) = 8 m

Talud (m) = 1: 1m



Gambar 4. 2 PenampangTrapeسيوم

Langkah-langkah perhitungan debit banjir lapangan :

$$\begin{aligned}\text{Luas (A)} &= (b + m + h) \times h \\ &= (8 \text{ m} + 1 \text{ m} \times 1 \text{ m}) \times 1 \text{ m} \\ &= 9 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling (P)} &= b + 2 \times h \sqrt{1 + m^2} \\ &= 8 \text{ m} + 2 (1) \sqrt{1 + (1)^2} \\ &= 10,83 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jari-jari (R)} &= \frac{A}{P} \\ &= \frac{9}{10,83} \text{ m} = 0,83 \text{ m} \sim 1 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Kecepatan (V)} &= \frac{\text{Jarak}}{\text{Waktu}} \\ &= \frac{100}{23,1} = 2,564 \text{ m/dt}\end{aligned}$$

Menghitung debit banjir lapangan yaitu :

$$\begin{aligned}Q &= A \times V \\ &= 9 \times 2,564 \\ &= 23,08 \text{ m}^3/\text{dtk}\end{aligned}$$

Jadi, perhitungan debit banjir yang ada dilapangan didapatkan 23,08 m³/dtk mendekati nilai debit banjir pada metode Rasionals ebesar 45,601 m³/dtk. Untuk debit banjir rencana tahunan diambil nilai Q50 tahun dari metode Rasionanl yaitu sebesar 45,601 m³/dtk.

4.5 Perhitungan Hidrolis Embung

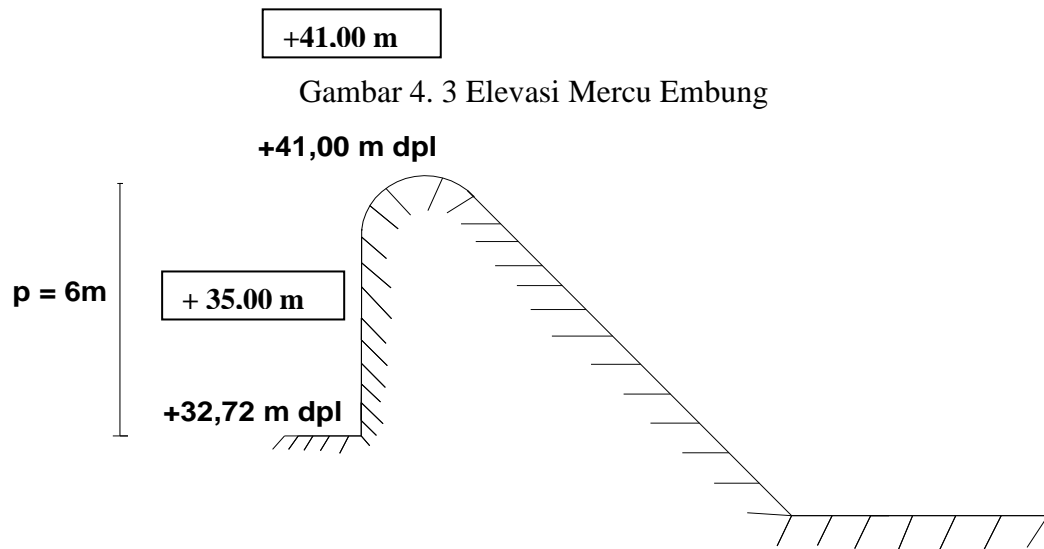
Perhitungan hidrolis embung bertujuan untuk mendapatkan desaian bangunan utama embung yang meliputi dimensi mercu embung, lebar embung, kolam olak serta tebal dan panjang lantai muka.

4.5.1 Perhitungan Elevasi Mercu Embung

Elevasi mercu embung ditentukan dengan elevasiter tinggi yang akan diairi, ditambahkan dengan total kehilangan tinggi energi pada bangunan dan saluran yang ada pada jaringan tersebut. Untuk menentukan tinggi elevasi mercu berpedoman pada skema jaringan irigasi yang ada pada lampiran.

Untuk perhitungan hidrolis Embung Irigasi Limau Manih diketahui data-data sebagai berikut :

- a. Elevasi mercu embung : + 41,00 m
- b. Elevasi lanta ihilir : +35,00 m
- c. Tinggi mercu rencana : 6m



Gambar 4. 3 Elevasi Mercu Embung

4.6.2 Penentuan Lebar Embung

Ketentuan untuk lebar embung yaitu kecil dan sama dengan 1,2 kali lebar rata-rata sungai pada ruas yang stabil (KP 02) pada perencanaan ini lebar embung adalah :

$$B = 1,2 \times 8 \text{ m} = 9,60 \text{ m}$$

4.6.1 Lebar Pintu Pembilas atau Penguras Embung

Untuk sungai yang lebarnya < 100 m, maka untuk lebar pintu penguras di ambil 1/10 dari lebar bersih embung(jarak antara pangkal kepangkalnya) maka :

1) Lebar pintu penguras

$$\begin{aligned} (B_p) &= \frac{1}{10} \times 9,60 \text{ m} \\ &= 0,96 \text{ m} \sim 1 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Direncanakan 1(buah) pintu penguras dengan lebar masing-masing (bp) = 0,8 m dan 1 buah pilar dengan lebar masing-masing (t) = 0,8 m

Maka lebar total pintu pembilas yaitu 1 meter.

4.6.3 Penentuan Lebar Efektif Embung

Lebar efektif embung adalah lebar dari pangkal kepangkal embung dikurangi dengan total lebar pilar dan lebar total pintu. Dengan gambar sebagai berikut :

Maka untuk mendapatkan lebar efektif embung dapat dihitung sebagai berikut :

$$Be = Bb - 20\% \times \sum b - \sum t$$

$$\begin{aligned} Be &= 9,60 \text{ m} - 20\% \times (1 \times 0,8 \text{ m}) - (1 \times 0,8 \text{ m}) \\ &= 8,64 \text{ m} \end{aligned}$$

4.6.4 Perhitungan Mercu Embung

Tipe mercu embung direncanakan : Mercu bulat

Data :

$$Q = 45,601 \text{ m}^2/\text{dt}$$

$$Be = 8,64 \text{ m}$$

$$P = 6 \text{ m (Tinggi embung)}$$

$$R = 0,5 R$$

$$= 0,5 \times 2,83$$

$$= 1,415 \sim 1,5 \text{ m}$$

$$r = \text{Jari-jari mercu embung berkisaran antara } 0,3 - 0,7 H_1, H_1 \text{ tinggi dihulu (KP 02).}$$

$$g = 9,81 \text{ m/dt}$$

$$R = 0,5 R$$

$$= 0,5 \times 2,83$$

$$= 1,415 \sim 1,5 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi mercu} = +41,00 \text{ mdpl}$$

$$\text{Kemiringan hulu} = \text{Vertikal}$$

$$\text{Kemiringan Hilir} = 1 : 1 \text{ (direncanakan)}$$

Langkah-langkah untuk menghitung tinggi muka air di atas mercu yaitu :

1) Menghitung tinggi energy di atas mercu (H_1) dengan rumus :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \cdot b_e \cdot H^{1,5}$$

Dimana :

$$Q = \text{debit rencana (} Q_{50} \text{)} = 45,601 \text{ m}^2/\text{dt}$$

Cd = Koefisien debit (C₀ x C₁ x C₂) 1,3

Be = Lebar efektif(Be = 8,64 m)

H₁ = tinggi energidihulu

Jadi perhitungannya ialah :

$$45,601 = 1,30 \times 2/3 \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} \times 8,64 \times H^{1,5}$$

$$45,601 = 1,30 \times 2/3 \times 2,557 \times 8,64 \times H^{1,5}$$

$$H^{1,5} = \frac{45,60}{9,57}$$

$$H^{1,5} = 4,76$$

$$H_1 = 4,76^{2/3} = 2,83 \text{ m}$$

Untuk mencari tinggi energi dengan awal (H awal), dihitung melalui harga cd pemisalan, kemudian dicari harga cd yang baru.

Bila harga cd yang baru belum sama dengan harga cd awal, maka perhitungan dilanjutkan dengan cara (coba-coba), sampai didapatkan harga cd awal sama dengan cd hitung, makatinggi energi H yang ada dalam perhitungan itu adalah tinggi energi (H).

Tabel 4. 34 Perhitungan Koefisien Debit (Cd)

H ₁	Cd coba-coba	R (m)	P (m)	H ₁ /r	P/H ₁	C ₀	C ₁	C ₂	Cd dihitung	keterangan
2,830	1,30	1,5	6	1,89	2,12	1,31	1	1	1,31	ok
2,840	1,31	1,5	6	1,89	2,11	1,31	1	1	1,31	

Nilai cd baru = 1,31 sudah sama dengan cd awal = 1,31, maka harga tinggi energi

$$H_1 = 2,840 \text{ m}$$

Perhitungan Tinggi Energi di Hulu Embung

$$\text{Tinggi energy Hulu} = \text{elevasi mercu embung} + H_1$$

$$= 41,00 + 2,840$$

$$= +43,840 \text{ m}$$

4.6.5 Tinggi Muka Air Banjir (h_d) diatas Mercu

Perhitungan dilakukan caracoba-coba dengan rumus sebagai berikut :

$$H_d = H_1 - hv_o \quad H_d = \text{Tinggi air diatas mercu}$$

$$d_o = H_d + P \quad d_o = \text{Tinggi air diatas mercu} + \text{tnggi embung}$$

$$A = B_{ef} \times d_o$$

$$V = Q/A$$

$$hv_o = V^2/2g$$

Tabel 4. 35 PerhitunganTinggi Muka Air Banjir (Hd) DiatasMercu

H ₁ (m)	H _{vo} (m)	hd (m)	P (m)	Do (m)	Beff (m)	A (m ²)	Q (m ³ /dt)	V (m/dt)	H _{vo} = V ² /2g
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2,840	0,50	2,790	4	8,790	8,64	75,95	45,6	0,60	0,02
2,840	0,12	2,720	4	8,720	8,64	75,34	45,6	0,61	0,02
2,840	0,07	2,771	4	8,771	8,64	75,78	45,6	0,60	0,02
2,840	0,04	2,796	4	8,796	8,64	76,00	45,6	0,60	0,02
2,840	0,03	2,809	4	8,809	8,64	76,11	45,6	0,60	0,02
2,840	0,02	2,815	4	8,815	8,64	76,16	45,6	0,60	0,02
2,840	0,02	2,819	4	8,819	8,64	76,19	45,6	0,60	0,02

Hasil Perhitungan didapat tinggi muka air banjir (Hd) adalah :

$$H_d = H_1 - hvo$$

$$= 2,840 - 0,02$$

$$= 2,820 \text{ m}$$

Jadi elevasi tinggi muka air banjir diatas mercu adalah :

$$\text{Elevasi Mercu} + H_d = 41,00 + 2,820$$

$$= 43,820 \text{ m}$$

4.6.6 Perhitungan Tinggi Air

Perhitungan ini diperlukan untuk mengecek apakah sifat aliran tenggelam atau sempurna.

Data yang diperlukan :

$$Q = 45,601 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$b = 8,50 \text{ m}$$

$$m = 1$$

$$I = 0,006$$

Perhitungan dilakukan dengan caracoba-cobas seperti pada tabel 4.35

Tabel 4. 36 Perhitungan h (coba-coba)

No	h	b	Q	i	k	m	A	O	R	$\frac{Q/k \cdot I^{1/2}}{2}$	$A^{5/3}$	$O^{2/3}$	$A^{5/3}/O^{2/3}$	V	$V^2/2g$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
1	2,000	8,50	45,6	0,006	35	0,5	19,00	12,97	1,46	16,820	135,42	5,53	24,508	2,400	0,294
2	1,800	8,50	45,6	0,006	35	0,5	16,92	12,52	1,35	16,820	111,62	5,40	20,679	2,695	0,370
3	1,584	8,50	45,6	0,006	35	0,5	14,72	12,04	1,22	16,820	88,48	5,26	16,827	3,098	0,489

Berdasarkan perhitungan table diatas didapatkan $h_2 = 1,584$ m, maka cek nilai h coba-coba terhadap debit :

$$Q = A \times V$$

$$45,601 = 9,51 \times 4,80 = 45,648 \sim 45,61 \text{ m}^3/\text{dt} \dots\dots(\text{OK})$$

Tinggi energy dihilir

$$= \text{elevasi dasar dasar embung} + h_2 + v^2/2g$$

$$= 35 + 1,584 + 4,80^2/19,6$$

$$= +37,760 \text{ m}$$

4.6 Perhitungan Kolam Olak Type USBR

Kedalaman aliran diatas mercu embung mencapai kedalaman kritis sebelum terjadi loncatan kedalam kolam olak. Sehingga kedalaman dan kecepatan aliran mercu di atas maka dihitung sebagai berikut:

$$H_c = 2/3 \cdot H_1$$

$$= 2/3 \cdot 2,84 = 1,89 \text{ m}$$

$$V_c = \frac{Q}{(B_e \cdot H_e)}$$

$$= \frac{45,6}{7,6 \cdot 1,89} = 3,17 \text{ m/dt}$$

Waktu yang diperlukan aliran dari atas mercu sungai kekolam olak dengan p = 6m yaitu :

$$(P + 1/2 h_e) = 1/2 \cdot g \cdot t^2$$

$$(6 + 1/2 \cdot 1,89) = 1/2 \cdot 9,81 \cdot t^2$$

$$t^2 = \frac{6,945}{4,905} = 1,416$$

$$t = \sqrt{1,416} = 1,19 \text{ detik}$$

Jarak lompatan air pada jarak horizontal (I_w)

$$\begin{aligned} I_w &= V_e \cdot t \\ &= 3,17 \cdot 1,19 \\ &= 3,772 \text{ m} \end{aligned}$$

Kecepatan aliran saat sampai kekolam olak merupakan persamaan dari kecepatan arah horizontal (V_e) dan kecepatan arah vertikal (V_y).

$$\begin{aligned} V_y &= g \cdot t \\ &= 9,81 \cdot 1,19 \\ &= 11,67 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_1 &= \sqrt{V_e^2 + V_y^2} \\ &= \sqrt{2,79^2 + 11,67^2} \\ &= \sqrt{7,78 + 136,19} = 11,998 \text{ m/detik} \end{aligned}$$

Kedalaman aliran diawal lompatan (h_1)

$$h_1 = \frac{q}{v_1} \rightarrow q = \frac{Q}{b_{ef}} = \frac{45,6}{7,6} = 6 \text{ m}$$

$$h_1 = \frac{6}{11,998} = 0,50 \text{ m}$$

Kedalaman konjugasi, yaitu kedalaman air di hilir lompatan

$$h_2 = \frac{h_1}{2} (\sqrt{1 + 8f_r^2} - 1) \rightarrow f_r = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} = \frac{11,998}{\sqrt{9,81 \cdot 0,5}} = \frac{11,998}{2,215} = 5,417 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} h_2 &= \frac{0,50}{2} (\sqrt{1 + 8 \cdot 5,417^2} - 1) \\ &= 0,25 (\sqrt{235,75} - 1) \\ &= 0,25 (15,35 - 1) \\ &= 3,58 \text{ m} \end{aligned}$$

Dengan :

Y_2 = Kedalaman air diatas ambang gunung (m)

Y_u = Kedalaman air di awal lompatan air (m)

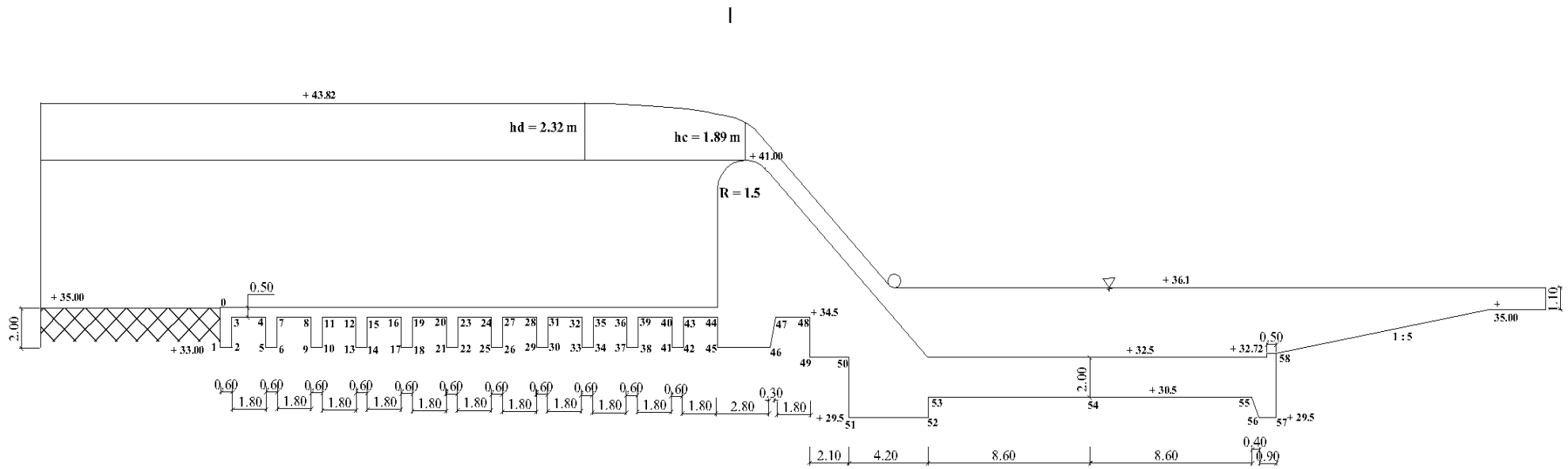
Fr = Bilangan Froude

- V_1 = Kecepatan awal loncatan (m/dt)
 g = Percepatan gravitasi (m/dt₂=9,8))

4.7 Perhitungan Panjang Rembesan dan Tekanan Air

4.7.1 Penggambaran Rencana Embung Mercu Bulat Dan Pemecah Energi TipeBak Tenggelam

Sebelum dilakukan perhitungan panjang rembesan terlebih dahulu harus dibuat gambar potongan melintang rencana embung dengan caracoba-coba, dan bila memenuhi harga-harga minimum angka rembesan lane serta tebal lantai yang telah diperkirakan, maka gambar tetrsebut dapat digunakan dan bila tidak memenuhi, maka gambar tersebut diulangi dengan memperbesar jari-jari mercu, menambah panjang lantai depan atau menambah tebal lantai.



Gambar 4. 4 Potongan Memanjang Embung

4.7.2 Stabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah (Piping) pada Kondisi Air Normal

Data :

Jari-jari mercu embung = 1,5 m

$$\begin{aligned}\Delta H &= \text{elevasi mercu} - \text{elevasi hilir} \\ &= 41 - 33,178 \\ &= 7,822 \text{ m}\end{aligned}$$

$$P_x = H_x - L_x/L_w \times \Delta H$$

$$\begin{aligned}CI &= (\sum Lv + 1/3 \sum Lh) / \Delta H \\ &= 53,322 + (1/3 \cdot 73,422) / 7,822 \\ &= \mathbf{9,39} > 5 \text{ (Pasir Sedang)} \rightarrow \text{Kp 02, Tabel 6.5, hal 126 (OK)}\end{aligned}$$

CI = Angka rembesan lane

$\sum Lv$ = Jumlah panjang vertikal (m)

$\sum Lh$ = Jumlah panjang horizontal (m)

ΔH = Beda tinggi muka air (m)

H_x = Tinggi tekanan pada titik yang diukur (m)

Check tebal lantai

$$dx \geq S \frac{px - wx}{y} \text{ (pasangan batu)}$$

dx = Tebal lantai = 2,00 m

S = Angka keamanan = 1,5

px = Tekanan Air pada titik X (Titik 64)

w_x = Berat Air pada titik X (Titik 64)

dx = 1,92 < 2,00 m (OK)

Tabel 4. 37 Staabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah Kondisi Air Normal

PERHITUNGAN PANJANG REMBESAN BENDUNG PADA KONDISI AIR NORMAL								
Titik	Garis	Panjang Rembesan				Hx	$(Lx/Lw)*\Delta H$	$Px=Hx-(Lx/Lw)*\Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 Horizontal	Lx			
1	0~1	2,00			2,00	8,00	0,21	7,787
2	1~2		0,6	0,20	2,20	8,00	0,23	7,766
3	2~3	1,5			3,70	6,50	0,39	6,106
4	3~4		1,8	0,60	4,30	6,50	0,46	6,042
5	4~5	1,5			5,80	8,00	0,62	7,382
6	5~6		0,6	0,20	6,00	8,00	0,64	7,361
7	6~7	1,5			7,50	6,50	0,80	5,701
8	7~8		1,8	0,60	8,10	6,50	0,86	5,637
9	8~9	1,5			9,60	8,00	1,02	6,977
10	9~10		0,6	0,20	9,80	8,00	1,04	6,956
11	10~11	1,5			11,30	6,50	1,20	5,296
12	11~12		1,8	0,60	11,90	6,50	1,27	5,232
13	12~13	1,5			13,40	8,00	1,43	6,572
14	13~14		0,6	0,20	13,60	8,00	1,45	6,551
15	14~15	1,5			15,10	6,50	1,61	4,891
16	15~16		1,8	0,60	15,70	6,50	1,67	4,827
17	16~17	1,5			17,20	8,00	1,83	6,168
18	17~18		0,6	0,20	17,40	8,00	1,85	6,146
19	18~19	1,5			18,90	6,50	2,01	4,486
20	19~20		1,8	0,60	19,50	6,50	2,08	4,423
21	20~21	1,5			21,00	8,00	2,24	5,763
22	21~22		0,6	0,20	21,20	8,00	2,26	5,714
23	22~23	1,5			22,700	6,50	2,42	4,082
24	23~24		1,8	0,60	23,300	6,50	2,48	4,018
25	24~25	1,5			24,800	8,00	2,64	5,358
26	25~26		0,6	0,20	25,000	8,00	2,66	5,337
27	26~27	1,5			26,500	6,50	2,82	3,677
28	27~28		1,8	0,60	27,100	6,50	2,89	3,613

29	28~29	1,5			28,600	8,00	3,05	4,953
30	29~30		0,6	0,20	28,800	8,00	3,07	4,932
31	30~31	1,5			30,300	6,50	3,23	3,272
32	31~32		1,8	0,60	30,900	6,50	3,29	3,208
33	32~33	1,5			32,400	8,00	3,45	4,548
34	33~34		0,6	0,20	32,600	8,00	3,47	4,527
35	34~35	1,5			34,100	6,50	3,63	2,867
36	35~36		1,8	0,60	34,700	6,50	3,70	2,803
37	36~37	1,5			36,200	8,00	3,86	4,143
38	37~38		0,6	0,20	36,400	8,00	3,88	4,122
39	38~39	1,5			37,900	6,50	4,04	2,462
40	39~40		1,8	0,60	38,5000	6,50	4,10	2,398
41	40~41	1,5			40,000	8,00	4,26	3,739
42	41~42		0,6	0,20	40,200	8,00	4,28	3,717
43	41~43	1,5			41,700	6,50	4,4	2,057
44	43~44		1,8	0,60	42,300	6,50	4,51	1,994
45	44~45	1,5			43,800	8,00	4,67	3,334
46	45~46		0,6	0,20	44,000	8,00	4,69	3,312
47	46~47	1,5			45,500	6,50	4,85	1,653
48	47~48		1,8	0,60	46,100	6,50	4,91	1,589
49	48~49	1,5			47,600	8,00	5,07	2,929
50	49~50		0,6	0,20	47,800	8,00	5,09	2,908
51	50~51	1,5			49,300	6,50	5,25	1,248
52	51~52		1,8	0,60	49,900	6,50	5,32	1,184
53	52~53	1,5			51,400	8,00	5,48	2,524
54	53~54		0,6	0,20	51,600	8,00	5,50	2,503
55	54~55	1,5			53,100	6,50	5,66	0,843
56	55~56		1,8	0,60	53,700	6,50	5,72	0,779
57	56~57	1,5			55,200	8,00	5,88	2,119
58	57~58		1,5	0,50	55,700	8,00	5,93	2,066
59	58~59	1,5			57,200	9,00	6,09	2,906
60	59~60		1,5	0,50	57,700	9,00	6,15	2,853
61	60~61	2,322			60,022	11,322	6,39	4,928
62	61~62		6,0	2,00	62,022	11,322	6,61	4,714
63	62~63	1,000			63,022	10,322	6,71	3,608

64	63~64		8,4	2,80	65,822	10,322	7,01	3,310
65	64~65		8,4	2,80	68,622	10,322	7,31	3,011
66	65~66	1,000			69,922	11,322	7,42	3,905
67	66~67		0,9	0,30	69,922	11,322	7,45	3,873
68	67~68	3,5			73,422	7,822	7,822	0,000
		53,322		20,100	73,422			

Tebal lantai yang direncanakan dicek dengan menggunakan rumus berikut :

$$dx \geq S \frac{px - wx}{\gamma}$$

Dimana :

dx = Tebal lantai pada titik x (m)

Px = Gaya angkatan partitik x (kg/m^2)

Wx = Kedalaman air pada titik x (m)

γ = Berat jenis pasang batu (kg/m^3)

S = faktor keamanan (1,5 kondisi normal, 1,25 untuk kondisi ekstrim)

4.7.3 Stabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah (Piping) Pada Kondisi Air Banjir

ΔH = (Elevasi muka air banjir hulu – Elevasi muka air banjir hilir)

$$= 43,32 - 36,584$$

$$= 6,736\text{m}$$

Px = $Hx - Lx/Lw \times \Delta H$

$C1$ = $(\sum Lv + 1/3 \sum Lh) / \Delta H \longrightarrow 10,90 > 5$ (pasir sedang)

Cek Tebal Lantai

$dx \geq S(Px - wx)/\gamma$ pasangan batu

dx = Tebal Lantai = 2,00 m

S = Angka Keamanan = 1.5

Px = Tekanan Air pada titik X (Titik 64)

Wx = Berat Air pada titik X (Titik 64)

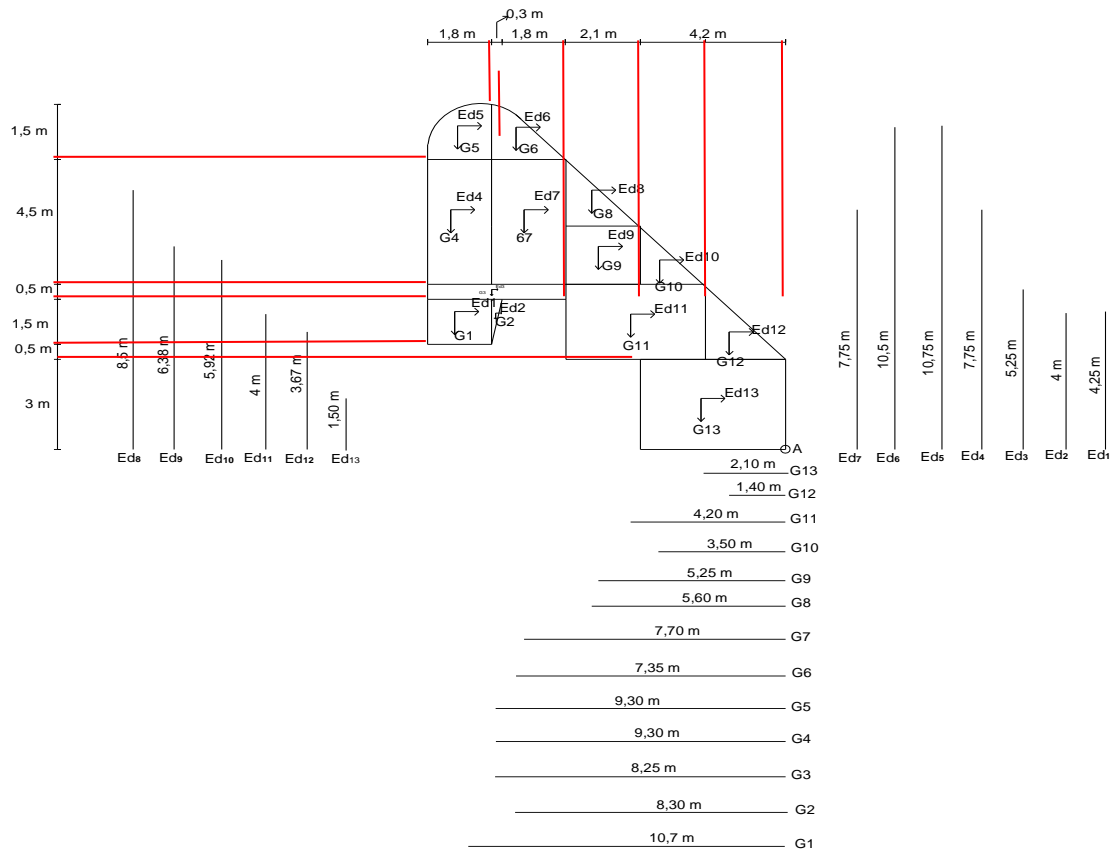
$dx = 1,84 < 2,00 \text{ m (OK)}$

Tabel 4. 38 Stabilitas Terhadap Erosi Bawah Tanah Kondisi AirBanjir

PERHITUNGAN PANJANG REMBESAN BENDUNG PADA KONDISI BANJIR								
Titik	Garis	Panjang Rembesan				Hx	$(Lx/Lw)*\Delta H$	$Px=Hx-(Lx/Lw)*\Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 Horizontal	Lx			
1	0~1	2,00			2,00	10,32	0,18	10,137
2	1~2		0,6	0,20	2,20	10,32	0,20	10,118
3	2~3	1,50			3,70	8,82	0,34	8,481
4	3~4		1,8	0,60	4,30	8,82	0,39	8,426
5	4~5	1,50			5,80	10,32	0,53	9,778
6	5~6		0,60	0,20	6,00	10,32	0,55	9,770
7	6~7	1,50			7,50	8,82	0,69	8,132
8	7~8		1,80	0,60	8,10	8,82	0,74	8,077
9	8~9	1,50			9,60	10,32	0,88	9,439
10	9~10		0,60	0,20	9,80	10,32	0,90	9,421
11	10~11	1,50			11,30	8,82	1,04	7,783
12	11~12		1,80	0,60	11,90	8,82	1,09	7,728
13	12~13	1,50			13,40	10,32	1,23	9,091
14	13~14		0,60	0,20	13,60	10,32	1,25	9,072
15	14~15	1,50			15,10	8,82	1,39	7,435
16	15~16		1,80	0,60	15,70	8,82	1,44	7,380
17	16~17	1,50			17,20	10,32	1,58	8,742
18	17~18		0,60	0,20	17,40	10,32	1,60	8,724
19	18~19	1,50			18,90	8,82	1,73	7,086
20	19~20		1,80	0,60	19,50	8,82	1,79	7,031
21	20~21	1,50			21,00	10,32	1,93	8,393
22	21~22		0,60	0,20	21,20	10,32	1,94	8,375
23	22~23	1,50			22,700	8,82	2,08	6,737
24	23~24		1,80	0,60	23,300	8,82	2,14	6,682
25	24~25	1,50			24,800	10,32	2,28	8,045
26	25~26		0,60	0,20	25,000	10,32	2,29	8,026
27	26~27	1,50			26,500	8,82	2,43	6,389
28	27~28		1,80	0,60	27,100	8,82	2,49	6,334
29	28~29	1,50			28,600	10,32	2,62	7,696
30	29~30		0,60	0,20	28,800	10,32	2,64	7,678
31	30~31	1,50			30,300	8,82	2,78	6,040

32	31~32		1,80	0,60	30,900	8,82	2,83	5,985
33	32~33	1,50			32,400	10,32	2,97	7,348
34	33~34		0,60	0,20	32,600	10,32	2,99	7,329
35	34~35	1,50			34,100	8,82	3,13	5,692
36	35~36		1,80	0,60	34,700	8,82	3,18	5,636
37	36~37	1,50			36,200	10,32	3,32	6,999
38	37~38		0,60	0,20	36,400	10,32	3,34	6,981
39	38~39	1,50			37,900	8,82	3,48	5,343
40	39~40		1,80	0,60	38,500	8,82	3,53	5,288
41	40~41	1,50			40,000	10,32	3,67	6,650
42	41~42		0,60	0,20	40,200	10,32	3,69	6,632
43	41~43	1,50			41,700	8,82	3,83	4,994
44	43~44		1,80	0,60	42,300	8,82	3,88	4,939
45	44~45	1,50			43,800	10,32	4,02	6,302
46	45~46		0,60	0,20	44,000	10,32	4,04	6,283
47	46~47	1,50			45,500	8,82	4,17	4,646
48	47~48		1,80	0,60	46,100	8,82	4,23	4,591
49	48~49	1,50			47,600	10,32	4,37	5,953
50	49~50		0,60	0,20	47,800	10,32	4,39	5,935
51	50~51	1,50			49,300	8,82	4,52	4,297
52	51~52		1,80	0,60	49,900	8,82	4,58	4,242
53	52~53	1,50			51,400	10,32	4,72	5,604
54	53~54		0,60	0,20	51,600	10,32	4,73	5,586
55	54~55	1,50			53,100	8,82	4,87	3,948
56	55~56		1,80	0,60	53,700	8,82	4,93	3,893
57	56~57	1,50			55,200	10,32	5,06	5,256
58	57~58		1,50	0,50	55,700	10,32	5,11	5,210
59	58~59	1,50			57,200	11,32	5,25	6,072
60	59~60		1,50	0,50	57,700	11,32	5,29	6,026
61	60~61	2,322			60,022	13,64	5,51	8,135
62	61~62		6,00	2,00	62,022	13,64	5,69	7,952
63	62~63	1,000			63,022	12,64	5,78	6,860
64	63~64		8,40	2,80	65,822	12,64	6,04	6,603
65	64~65		8,40	2,80	68,622	12,64	6,30	6,346
66	65~66	1,000			69,622	13,64	6,39	7,255
67	66~67		0,90	0,03	69,922	13,64	6,41	7,227
68	67~68	3,500			73,422	10,14	6,74	3,406
Jumlah		53,322		20,100	73,422			

4.8 Analisa Stabilitas Embung Pada Kondisi Air Normal



Gambar 4. 5 Gaya-Gaya Akibat Berat Sendiri dan Gempa

Keterangan :

→ = Gaya Gempa

↓ = Gaya Berat Sendiri

1) Gaya Akibat Berat Sendiri

a. Berat Struktur

$$\begin{aligned}
 G1 &= \text{alas} \cdot \text{tinggi} \cdot \gamma \text{ pasangan batu} \\
 &= 1,8 \times 1,50 \times 2,2 \\
 &= 5,94 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Lengan Momen

$$\begin{aligned}
 LG1 &= (1/2 \cdot a) \times \text{jarak ketitik A} \\
 &= (1/2 \times 1,8) + 8,40 \\
 &= 9,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung Momen

$$\begin{aligned} M_t &= G_1 \cdot LG_1 \\ &= 5,94 \times 9,3 \\ &= 55,24 \text{ ton.m} \end{aligned}$$

Tabel 4. 39 Perhitungan Gaya-Gaya Akibat Berat Sendiri Embung

NO	Luas		BJ Pasangan Batu	Gaya (Ton)	Lengan (m)	Momen (Ton.m)	
	Alas	Tinggi					
G1		1,8	1,5	2,2	5,94	9,3	55,24
G2	0,5	0,3	1,5	2,2	0,495	8,3	4,11
G3		3,9	0,5	2,2	4,29	8,25	35,39
G4		1,8	4,5	2,2	17,82	9,3	165,73
G5		1,8	1,5	2,2	5,94	9,3	55,24
G6	0,5	2,1	1,5	2,2	6,93	7,35	50,94
G7		2,1	4,5	2,2	20,79	7,35	152,81
G8	0,5	2,1	1,5	2,2	3,465	5,6	19,40
G9		2,1	3	2,2	13,86	5,25	72,77
G10	0,5	2,1	3	2,2	6,93	3,5	24,26
G11		4,2	2,5	2,2	23,1	4,2	97,02
G12	0,5	4,2	2,5	2,2	11,55	1,4	16,17
G13		4,2	3	2,2	27,72	2,1	58,21
Jumlah					148,83		807,28

2) Gaya Akibat Gempa

a. Perhitung Koefisien Gempa

Untuk menghitung koefisien gempa digunakan persamaan berikut :

$$a_d = n (a_c \times Z)^m$$

$$E = a_d/g$$

Dimana :

$$a_d = \text{Percepatan gempa rencana (cm/dt}^2\text{)}$$

$$n, m = \text{Koefisien untuk jenis tanah}$$

$$a_c = \text{Percepatan kejut dasar (cm/dt}^2\text{), harga perperiode ulang}$$

$$E = \text{Koefisien gempa}$$

$$Z = \text{Faktor yang tergantung dari letak geografis}$$

$$g = \text{Gravitasi (9,81 m/dt}^2\text{)}$$

Tabel 4. 40 Harga Koefisien Gempa N Dan M

No	Jenis	N	m
1	Batuan	2,76	0,71
2	Diluvium	0,87	1,05
3	Alluvium	1,56	0,89
4	Alluvium lunak	0,29	1,32

- 1) Yang termasuk dalam lapisan diluvial adalah lapisan pasir padat, kerikil, bongkahan, dan lempeng keras.
- 2) Yang termasuk lapisan alluvial adalah lapisan endapan baru seperti endapan sungai, dan longsoran.

$$n = 2,76$$

$$m = 0,71$$

$$a_c = 160 \text{ cm/dt}^2 \text{ (dari tabel periode ulang 50 tahun)}$$

$$Z = 1,60 \text{ tabel koefisien zona gempa zona F}$$

$$g = \text{Percepatan gravitasi } 9,81 \text{ cm/dt}^2$$

maka :

$$a_d = n(a_c \cdot Z)^m$$

$$a_d = 2,76 (160 \cdot 1,60)^{0,71}$$

$$a_d = 141,501 \text{ cm/dt}^2$$

$$E = a_d/g$$

$$E = \frac{141,501}{981} = 0,144$$

Perhitungan gaya akibat gempa

a. Menghitung besarnya gaya gempa

$$\begin{aligned} E1 &= a \times t \times \gamma_{\text{beton}} \times E \\ &= 1,8 \times 1,50 \times 2,2 \times 0,144 \\ &= 0,86 \text{ Ton} \end{aligned}$$

b. Menghitung lengan momen

$$\begin{aligned} LE1 &= (1/2 \times a) + \text{jarak ketitik A} \\ &= (1/2 \times 1,8) + 8,4 \end{aligned}$$

$$= 9,3 \text{ m}$$

c. Menghitung momen

$$M = E1 \times E2$$

$$= 0,86 \times 9,3$$

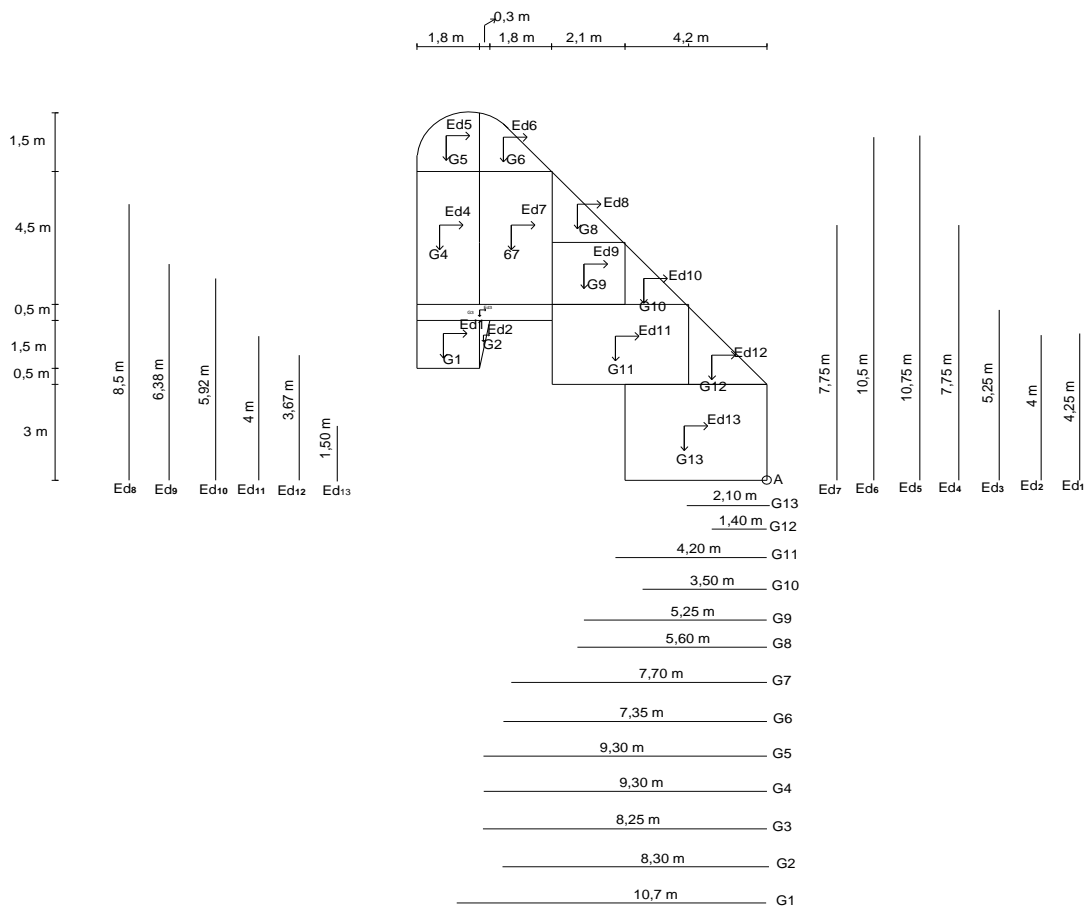
$$= 8,00 \text{ Ton.m}$$

Perhitungan dilanjutkan pada tabel berikut :

Tabel 4. 41 Perhitung Gaya Akibat Berat Sendiri dan Gempa

NO	Luas		BJ Pasangan Batu	Gaya (Ton)	Lengan (m)	Momen (Ton.m)	
	Alas	Tinggi					
G1		1,8	1,5	2,2	0,86	4,25	3,64
G2	0,5	0,3	1,5	2,2	0,14	4	0,57
G3		3,9	0,5	2,2	0,62	5,25	3,24
G4		1,8	4,5	2,2	2,57	7,75	19,89
G5		1,8	1,5	2,2	0,86	10,75	9,20
G6	0,5	2,1	1,5	2,2	1,00	10,5	10,48
G7		2,1	4,5	2,2	2,99	7,75	23,20
G8	0,5	2,1	1,5	2,2	1,00	9	8,98
G9		2,1	3	2,2	2,00	7	13,97
G10	0,5	2,1	3	2,2	2,00	6,5	12,97
G11		4,2	2,5	2,2	3,33	4,25	14,14
G12	0,5	4,2	2,5	2,2	3,33	3,83	12,74
G13		4,2	3	2,2	3,99	1,5	5,99
Jumlah					24,66		139,00

Gaya yang timbul akibat beban gempa ini yaitu berupa gaya horizontal, untuk penggambaran gaya-gaya yang timbul akibat beban gempa dapat dilihat pada gambar berikut :



Gambar 4. 6 Gaya Yang Timbul Akibat Beban Gempa

3) Gaya Tekanan Hidrostatik

Perhitungan akibat gaya tekanan hidrostatik menggunakan rumus sebagai berikut :

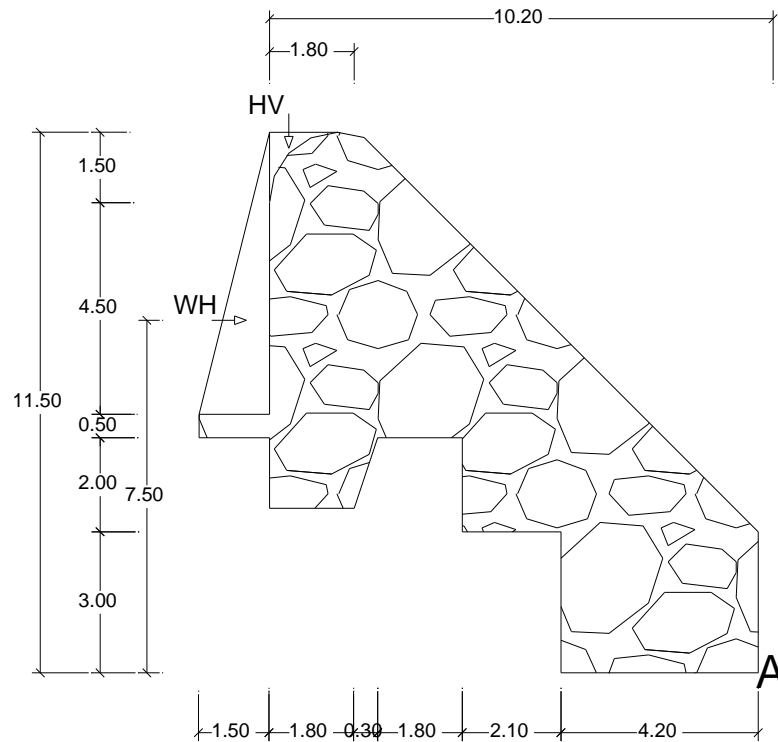
$$Ph = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot H^2$$

Dimana :

Ph = Gaya akibat tekanan hidrostatik (Ton)

H = Tinggi Air (m)

γ = Berat volume air (1 ton/m³)



Gambar 4. 7 Gaya-Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik

4) Perhitungan Hidraustatis pada kondisi air normal

Perhitungan gaya akibat tekanan hidrostatik :

a. Besarnya gaya tekanan hidrostatik

$$\begin{aligned}
 WH &= \frac{1}{2} \times a \times t \times B_j \text{ air} \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,50 \times 6 \times 1 \\
 &= 4,50 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung Lengan Momen

$$\begin{aligned}
 LWH &= \left(\frac{1}{3} \cdot h\right) + \text{jarak ketitik A} \\
 &= \left(\frac{1}{3} \cdot 1,5\right) + 10,20 \\
 &= 10,70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung Momen

$$\begin{aligned}
 MWH1 &= WH \times LW_H \\
 &= 4,50 \times 10,70 \\
 &= 48,15 \text{ Ton/m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Selanjutnya ditabelkan pada table berikut :

Tabel 4. 42 Gaya Akibat Tekanan Hidrostatik

No	Luas			BJ Air (t/m ³)	Gaya (ton)		Lengan (m)		Momen (t.m)	
		Alas	Tinggi		H	V	H	V	H	V
WH	0,5	1,5	6	1	4,5		6,5		29,25	
W1	0,5	1,8	1,5	1		1,35		9,03		12,19
JUMLAH					4,5	1,35			29,25	12,19

5) Gaya Akibat Tekanan Lumpur atau sedimen

Data :

Sudut geser tanah (ϕ) = 30°

Berat isi lumpur (γ_s) = 2,65 ton/m³

Perhitungan menggunakan rumus sebagai berikut :

$$P_s = \frac{1}{2} \cdot (\gamma_s - 1) \cdot H^2 \cdot K_a$$

$$K_a = \tan^2(45 - \theta/2)$$

Dimana :

P_s = Gaya akibat tekanan lumpur (ton)

γ_s = Berat isi lumpur (ton/m³)

h = Kedalaman lumpur (m)

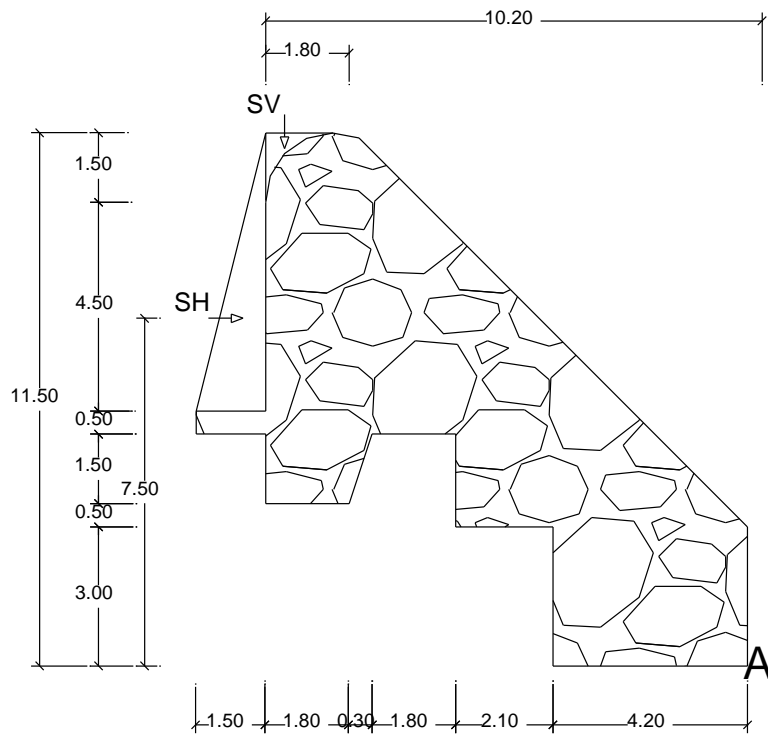
ϕ = Sudut geser dalam lumpur

K_a = Koefisien tekanan tanah aktif

Perhitungan :

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2(45 - \phi/2) \\ &= \tan^2(45 - 30/2) \\ &= 0,33 \end{aligned}$$

Menghitung gaya akibat tekanan lumpur



Gambar 4. 8 Gaya-Gaya Akibat Tekanan Lumpur (Sedimen)

a. Besar Gaya Tekanan Lumpur

$$\begin{aligned}
 SH &= \frac{1}{2} \times a \times t \times \gamma_s \times K_a \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,50 \times 6 \times (2,65 - 1) \times 0,33 \\
 &= 2,450 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

b. Lengan Momen

$$\begin{aligned}
 LSH &= \left(\frac{1}{3} \cdot h\right) + \text{Jarak ketitik A} \\
 &= \left(\frac{1}{3} \cdot 1,50\right) + 10,50 \\
 &= 11 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung momen

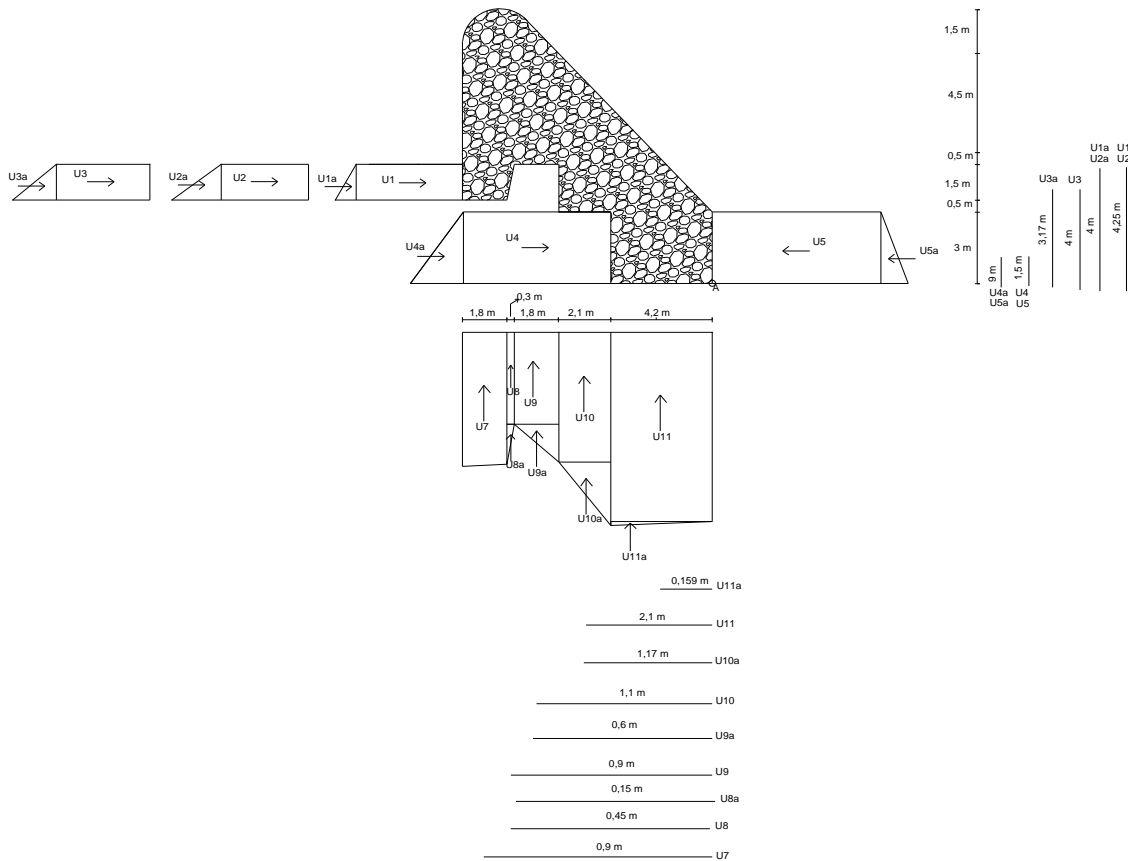
$$\begin{aligned}
 MSH &= SH \times LSH \\
 &= 2,450 \times 11 \\
 &= 26,950 \text{ Ton.m}
 \end{aligned}$$

Perhitungan Selanjutnya ditabelkan pada table :

Tabel 4. 43 Gaya Akibat Tekanan Lumpur

No	Luas		Ka	BJ Lumpur (t/m ³)	Gaya (ton)		Lengan (m)		Momen (t.m)		
		Alas			Tinggi	H	V	H	V	H	V
SH	0,5	1,5	6	0,33	1,65	2,45		6,5		15,93	
SV	0,5	1,8	1,5	0,33	1,65		0,74		9,03		
JUMLAH						2,45	0,74			15,93	6,64

6) Gaya-gaya Akibat Uplift Pressure (Gaya Angkat)



Gambar 4. 9 Gaya-Gaya Akibat Uplift (Gaya Angkat)

Tabel 4. 44 Perhitungan Gaya-gaya akibat Uplift Pressure Horizontal Air Normal

No	Luas x Tekanan			Bj air (Ton/m3)	Gaya (Ton)		Lengan (m)		Momen(T.m)	
					H	V	Y	X	H	V
A	Gaya Horizontal									
U1		1,18	1,5	1	1,770	-	3,2	-	5,664	-
U1A	0,5	0,31	1,5	1	0,233	-	2,95	-	0,686	-
U2		0,63	1,5	1	0,945	-	3,2	-	3,024	-
U2A	0,5	1,69	1,5	1	1,268	-	2,95	-	3,739	-
U3		0,64	2	1	1,280	-	1,7	-	2,176	-
U3A	0,5	1,67	2	1	1,670	-	1,9	-	3,173	-
U4		2,22	3	1	6,660	-	0,5	-	3,330	-
U4A	0,5	2,62	3	1	3,930	-	-0,3	-	-1,179	-
U5	0,5	-0,37	3	1	-0,555	-	-3,9	-	2,165	-
U5a		-3,16	3	1	-9,480	-	-1,25	-	11,850	-
	Jumlah Gaya Horizontal				7,720				34,628	
	JumlahEfektif				5,172				23,200	
No	Luas x Tekanan			Bj air (Ton/m3)	Gaya (Ton)		Lengan (m)		Momen(T.m)	
					H	V	H	V	H	V
B	Gaya Vertikal									
U7		1,8	2,33	1,00	-	4,194	-	9,3	-	39,004
U8		0,3	0,636	1,00	-	0,1908	-	9,6	-	1,832
U8a	0,5	0,3	1,69	1,00	-	0,2535	-	8,25	-	2,091
U9		1,8	2,31	1,00	-	4,158	-	8,55	-	35,551
U9a	0,5	1,8	1,67	1,00	-	1,503	-	7,2	-	10,822
U10		2,1	4,83	1,00	-	10,143	-	6,9	-	69,987
U10a	0,5	2,1	2,55	1,00	-	2,6775	-	5,25	-	14,057
U11	0,5	4,2	0,18	1,00	-	0,378	-	4,9	-	1,852
U11a	0,5	4,2	4,65	1,00	-	9,765	-	2,1	-	20,507
	Jumlah Gaya Vertikal					62,050				195,702
	Jumlah Efektif					41,574				131,120

Tabel 4. 45 Rekapitulasi Gaya-gaya pada Kondisi Air Normal

No	Faktor Gaya	Gaya (ton)		Momen (t.m)	
		Horizontal	Vertikal	Guling	Tahan
1	Berat Sendiri		148,830		807,280
2	Gaya Gempa	24,660		139,000	
3	Tekanan Hidrostatik	4,500	1,350	29,250	12,190
4	Tekanan Lumpur	2,450	0,740	15,930	6,640
5	Gaya Uplift	5,172		23,000	
			-22,623	28,273	
	Jumlah	36,782	128,297	235,453	826,110

4.8.1 Kontrol Terhadap Guling, Geser dan Daya Dukung Tanah

a. Kontrol Terhadap Guling

Keamanan terhadap guling kontrol dengan rumus sebagai berikut :

$$\frac{\sum MT}{\sum MG} \geq SF$$

Dimana :

$\sum MT$ = Jumlah momen tahan (tm)

$\sum MG$ = Jumlah momen guling (tm)

SF = Faktor keamanan $\geq 1,5$

$$SF = \frac{603,374}{277,490} = 2,174 \geq 1,5$$

b. Kontrol Terhadap Geser

$$SF = \frac{f \cdot (\sum V - \sum U)}{\sum H}$$

Dimana :

$\sum H$ = Keseluruhan gaya horizontal yang bekerja pada bangunan (KN)

$\sum V - U$ = Keseluruhan gaya vertikal dikurangi gaya tekan keatas yang bekerja pada bangunan (KN)

f = Koefisien gesekan = 0,75 (KP 02)

SF = Faktor keamanan $\geq 1,5$

$$SF = \frac{f \cdot (\sum V - \sum U)}{\sum H}$$

$$= \frac{0,75 \times 56,037}{26,863}$$

$$= 1,5 > (\text{ok})$$

c. Kontrol terhadap daya dukung tanah

Tegangan tanah yang terjadi akibat gaya yang bekerja pada dinding tidak boleh melebihi dari tegangan yang diizinkan dan dihitung dengan rumus *Terzaghi*

$$Q_{ult} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

(sumber : *Mekanika Tanah, Braja M. Das*)

Data-data perencanaan yaitu :

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) = 1,65 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Kohesi tanah dasar } (c) = 0,267 \text{ t/m}$$

$$\text{Lebar pondasi dinding } (B) = 12,1$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (D) = 5,1$$

Harga faktor kapasitas dukung *Terzaghi* (N_c , N_q , dan N_γ) dari tabel yang berdasarkan nilai sudut geser dalam ($\phi = 30^\circ$), maka diperoleh :

$$N_c = 37,2 \quad N_q = 22,5 \quad N_\gamma = 19,7$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_t - \gamma_w \\ &= 1,65 - 1 = 0,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= D \cdot \gamma' \\ &= 5,1 \times 0,65 \\ &= 3,315 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung tanah

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ &= 0,267 \cdot 37,2 + 3,315 \cdot 22,5 + 1/2 \cdot 0,65 \cdot 12,1 \cdot 19,7 \\ &= 161,990 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Ditentukan faktor keamanan (S_f) = 3

(Sumber : *Buku Braja M Das*)

Lebar dasar embung $B = L = 7,5 \text{ m}$

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{ult}}{s_f} = \frac{161,990}{3} = 53,967 \text{ t/m}^2$$

Tegangan izin tanah pada lokasi embung (σ) = 53,967 t/m²

Selanjutnya dikontrol dengan tegangan yang terjadi :

$$e = \frac{L}{2} - \frac{\sum MT - \sum MG}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

$$= \frac{12,1}{2} - \frac{1278,710 - 751,335}{75,048}$$

$$= 1,07 \text{ m} < \frac{B}{6} = 2,033 \text{ m (ok)}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\Sigma V}{B} = \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B}\right) \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma_1 = \frac{75,048}{12,1} \left(1 + \frac{6 \cdot 1,07}{12,1}\right) = 9,493 < 53,967 \text{ ton/m}^2 \dots\dots(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{75,048}{12,1} \left(1 - \frac{6 \cdot 1,07}{12,1}\right) = 2,911 < 53,967 \text{ ton/m}^2 \dots\dots(\text{ok})$$

4.9 Analisa Stabilitas Pada Kondisi Air Banjir

a. Hidrostatik pada kondisi air banjir

a. Besar gaya tekanan Hidrostatik

$$W1 = a \times t \times B_j \text{ air}$$

$$= 1,50 \times 6 \times 1$$

$$= 9 \text{ Ton}$$

b. Menghitung Lengan Momen

$$LW1 = \text{Jarak ketitik A}$$

$$= 8,50 \text{ m}$$

c. Menghitung Momen

$$MW1 = W1 \times LW1$$

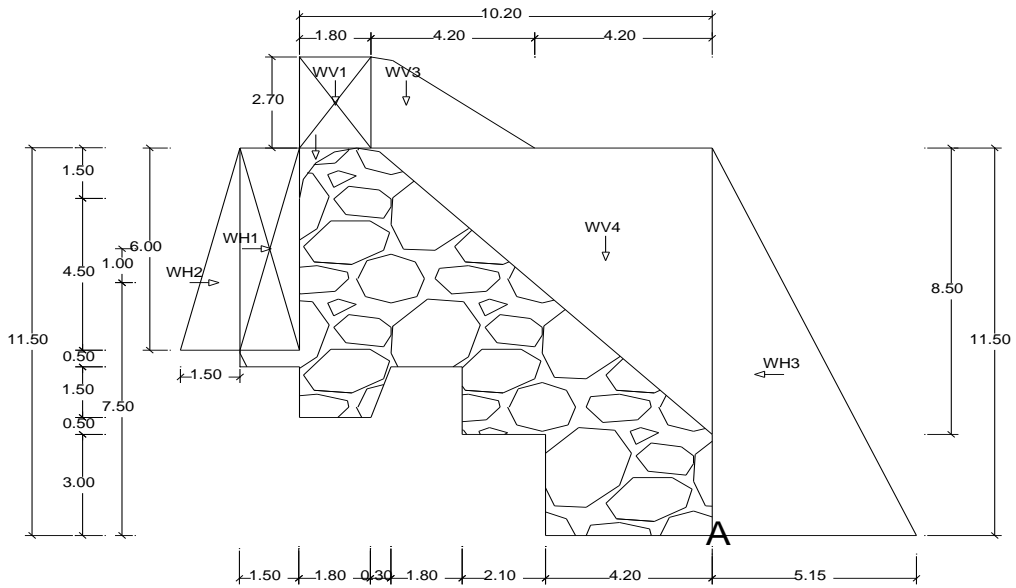
$$= 9 \times 8,50$$

$$= 76,50 \text{ Ton.m}$$

Tabel 4.46 Perhitungan Gaya–Gaya Tekanan Hidrostatik Kondisi Banjir

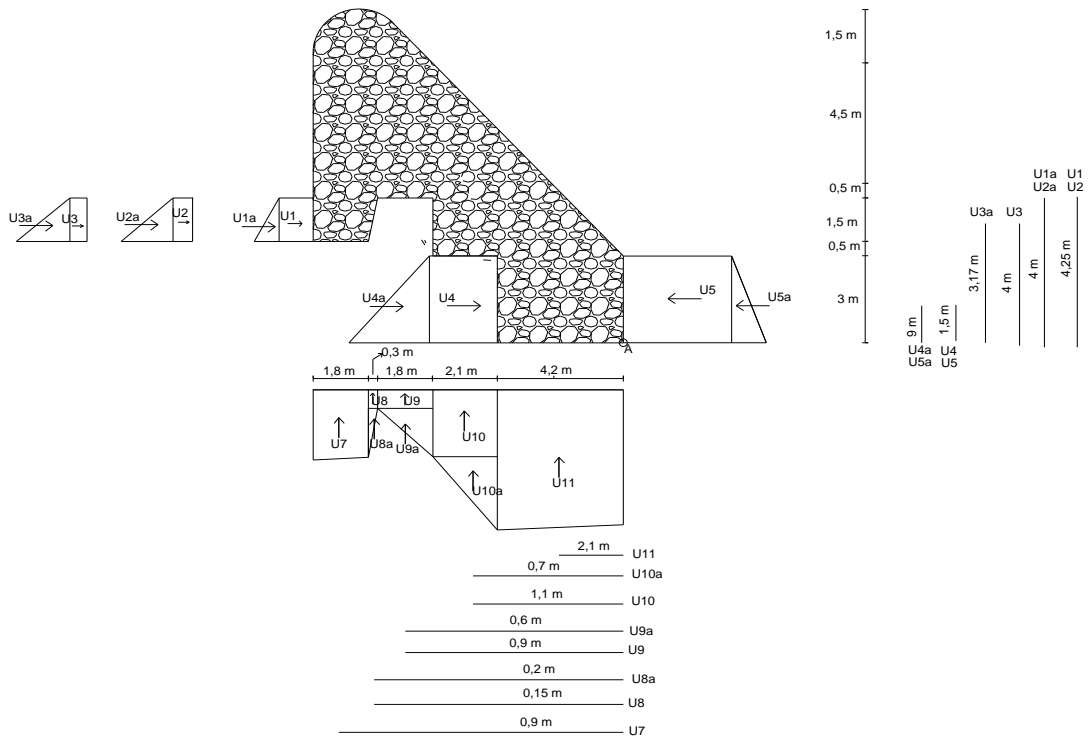
No	Luas		BJ Air (t/m ³)	Gaya (ton)		Lengan (m)		Momen (t.m)		
	Alas	Tinggi		H	V	Y	X	Guling	Tahan	
WH1		1,50	6,00	1	9,000		7,1		63,936	
WH2	0,5	1,50	6,00	1	4,500		6,8		30,542	
WH3	0,5	8,50	11,50	1	-48,875		-3,7			179,665
WV1		1,80	2,70	1		2,430		6,493		15,778
WV2	0,5	1,80	1,50	1		1,350		6,567		8,865
WV3	0,5	4,20	2,70	1		11,340		4,988		56,564
WV4	0,5	8,40	8,50	1		0,000		1,382		0,000
JUMLAH					-35,375	15,120			94,478	260,9

Gaya hidrostatis merupakan gaya-gaya yang timbul akibat air yang ada pada embung baik itu saat kondisi air normal maupun kondisi air banjir



Gambar 4. 10 Gaya-Gaya Akibat Tekanan Hidrostatis Pada Kondisi Air Banjir

b. Tekanan Hidrostatis dan Gaya Angkat (Ulift Pressure)



Gambar 4. 11 Gaya-Gaya Akibat Tekanan Hidrostatis Dan Gaya Uplift Pressure (Gaya Angkat) Pada Kondisi Air Banjir

Tabel 4. 47 Perhitungan Gaya-gaya akibat Uplift Pressure (Gaya Angkat)Kondisi AirBanjir

No	Luas x Tekanan			Bj air (Ton/m ³)	Gaya (Ton)		Lengan (m)		Momen(T.m)	
					H	V	H	V	H	V
A										
Gaya Horizontal										
U1		4,29	1,5	1,00	6,435	-	4,25	-	27,349	-
U1A	0,5	1,32	1,5	1,00	0,990	-	4	-	3,960	-
U2		3,85	1,5	1,00	5,775	-	4,25	-	24,544	-
U2A	0,5	1,68	1,5	1,00	1,260	-	4	-	5,040	-
U3		3,78	2	1,00	7,560	-	4	-	30,240	-
U3A	0,5	1,76	2	1,00	1,760	-	3,17	-	5,579	-
U4		5,46	3	1,00	16,380	-	1,5	-	24,570	-
U4A	0,5	2,64	3	1,00	3,960	-	9	-	35,640	-
U5		-6,82	-3	1,00	20,460	-	1,5	-	30,690	-
U5a	0,5	-1,11	-3	1,00	1,665	-	9	-	14,985	-
Jumlah Gaya horizontal					66,245				202,597	
JumlahEfektif					44,384				135,740	
B										
Gaya Vertikal										
U7	0,5	1,8	0,09	1,00	-	0,08	-	0,08	-	0,01
U7a		1,8	5,531	1,00	-	9,96	-	9,96	-	99,16
U8	0,5	0,3	1,68	1,00	-	0,58	-	0,25	-	0,14
U8a		0,3	3,85	1,00	-	1,16	-	1,16	-	1,34
U9		1,8	5,44	1,00	-	9,79	-	9,79	-	95,86
U9a	0,5	1,8	2,66	1,00	-	4,90	-	2,4	-	11,75
U10		2,1	8,1	1,00	-	5,59	-	17,02	-	95,07
U10a	0,5	2,1	0,17	1,00	-	8,51	-	0,17	-	1,45
U11	0,5	4,2	0,17	1,00	-	0,36	-	0,35	-	0,12
U11a		4,2	7,94	1,00	-	33,35	-	33,34	-	1111,82
Jumlah Gaya Vertikal						74,253				1416,731
JumlahEfektif						49,750				949,210

Tabel 4.48 Rekapitulasi Gaya-gaya pada Kondisi Air Bnjjir

No	Faktor Gaya	Gaya (ton)		Momen (t.m)	
		Horizontal	Vertikal	Guling	Tahan
1	Berat Sendiri		148,830		807,280
2	Gaya Gempa	24,660		139,000	
3	Tekanan Hidrostatik	-35,375	15,120	94,478	260,872
4	Tekanan Lumpur	2,450	0,740	15,930	6,640
5	Gaya Uplift	18,542		57,261	
			-24,709	77,300	
	Jumlah	10,277	139,981	383,968	361,608

4.9.1 Kontrol Terhadap Guling, Geser dan DayaDukung Tanah

a. Kontrol terhadap guling

$$SF = \frac{\sum \text{Momen Tanah}}{\sum \text{Momen Guling}}$$

$$SF = \frac{361,608}{383,968} = 3,638 > 1,50 \text{ (ok)}$$

b. Kontrol Terhadap Geser

$$SF = \frac{f \cdot (\sum v \cdot \sum u)}{\sum H}$$

$$SF = \frac{0,75 \times 139,981}{10,277} = 10,216 > 1,5 \text{ (ok)}$$

c. Kontrol Terhadap Daya dukung tanah

Tegangan tanah yang terjadi akibat gaya yang bekerja pada dinding tidak boleh melebihi dari tegangan yang diizinkan dan hitung dengan rumus Terzaghi.

$$Q_{ult} = c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \gamma' \cdot B \cdot N_\gamma$$

(Sumber :Mekanika Tanah, BrajaM.Das)

Data-data perencanaan yaitu :

$$\text{Berat jenis tanah } (\gamma_t) = 1,65 \text{ t/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 30^\circ$$

$$\text{Kohesi tanah dasar } (c) = 0,267 \text{ t/m}$$

$$\text{Lebar pondasi dinding } (B) = 12,1$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (D) = 5,1$$

Harga faktor kapasitas dukung Terzaghi (N_c , N_q , dan N_γ) dari tabel yang berdasarkan nilai sudut geser dalam ($\phi = 30^\circ$), maka diperoleh :

$$N_c = 37,2 \quad N_q = 22,5 \quad N_\gamma = 19,7$$

$$\begin{aligned} \gamma &= \gamma_t - \gamma_w \\ &= 1,65 - 1 = 0,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q &= D \cdot \gamma' \\ &= 5,1 \times 0,65 \\ &= 3,315 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Menghitung daya dukung tanah

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= c \cdot N_c + q \cdot N_q + 1/2 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ &= (1,32 \cdot 37,2) + (3,315 \cdot 22,5) + (0,5 \cdot 0,65 \cdot 12,1 \cdot 19,7) \\ &= 201,1612 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Ditentukan faktor keamanan (Sf) = 3 (Sumber :Buku Braja M Das)

Lebar dasar embung B = L = 7,5m

$$\bar{\sigma} = \frac{Q_{ult}}{sf} = \frac{201,162}{3} = 67,054 \text{ t/m}^2$$

Tegangan izin tanah pada lokasi embung (σ) = 67,054 t/m²

Selanjutnya dikontrol dengan tegangan yang terjadi :

$$\begin{aligned} e &= \frac{L}{2} - \frac{\sum MT - \sum MG}{\sum V} < \frac{B}{6} \\ &= \frac{12,1}{2} - \frac{1503,490 - 79,191}{272,842} \\ &= 0,830 \text{ m} < \frac{B}{6} = 2,033 \text{ m (ok)} \end{aligned}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sum V}{B} \times \left(1 + \frac{6 \cdot e}{B} \right) \leq \bar{\sigma}_t$$

$$\sigma_1 = \frac{79,191}{12,1} \left(1 + \frac{6 \cdot 0,830}{12,1} \right) = 9,238 < 67,054 \text{ ton/m}^2 \dots\dots(\text{ok})$$

$$\sigma_2 = \frac{75,048}{12,1} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,830}{12,1} \right) = 3,851 < 67,054 \text{ ton/m}^2 \dots\dots(\text{ok})$$

4.10 Kapasitas Tampung Embung

$$V_x = \frac{1}{3} Zx (Fy + Fx + \sqrt{Fy \cdot Fx})$$

Dimana :

V_x = Volume pada kontur (m³)

Z = Beda tinggi antarkontur (m)

F_y = Luas pada kontur X (m²)

Dari perhitungan tersebut, kemudian dibuat grafik hubungan antara elevasi volume embung, dari grafik tersebut dapat dicari luas volume embung setiap elevasi tertentu dari embung.

Tabel 4.49 Perhitungan Hubungan Elevasi, Luas dan Volume Daerah Genangan

No	Elevasi (m)	Volume Embung (m ³)	h (m)	Volume Komulatif
1	2	3	5	7
Ao	22.00	0.00	1.00	-
A1	23.00	50,54	1.00	151,56
A2	24.00	729.84	1.00	1.195,77
A3	25.00	3.180.56	1.00	4.063,51
A4	26.00	7,357.82	1.00	8.415,87
A5	27.00	12,576.98	1.00	13.849,57
A6	28.00	18,853.35	1.00	20.377,34
A7	29.00	26,219.13	1.00	23.924,47
A8	30.00	34,706.47	1.00	-
A9	31.00	44,338.38	1.00	-

Tabel 4. 46 Hubungan Elevasi, Luas dan volume daerah genangan

Elevasi Embung (m)	Volume Embung (m ³)	Luas Genangan (Ha)
22.00	0.00	0.000
23.00	50.54	0.010
24.00	729.84	0.126
25.00	3,180.56	0.364
26.00	7,357.82	0.471
27.00	12,576.98	0.573
28.00	18,853.35	0.683
29.00	26,219.13	0.791
30.00	34,706.47	0.907
31.00	44,338.38	1.020

Dengan direncanakan tinggi embung 6 m maka didapatkan volume daerah genangan embung Limau Manih Koto Nantigo IV Koto Hile Kecamatan Batang Kapas, Kabupaten Pesisir Selatan sebesar 23.924,47 m³.

4.10.1 Ketersediaan Air

Setelah menghitung tinggi embung dan volume tampungan embung, maka dilakukan perhitungan ketersediaan air untuk masyarakat sekitar Nagari Limau Manih Kecamatan Batang Kapas.

Volume genangan didapat pada tinggi 6 m = 23.924,47 m³ dan tidak semua air yang di alirkan kemasyarakat maka genangan yang akan digunakan untuk mengalirkan kemasyarakat pada tinggi 3 meter dari kedalaman muka air normal dengan volume sebesar 4208 m³ = 4208000 Liter

Maka :

Untuk perdesaan mengalirkan air sebnyak 60 -80 Liter

$$\frac{4208000}{60 \text{ lt}} = 70133 \text{ orang /hari}$$

Dimisalkan 1 KK (Kartukeluarga) = 6 orang

$$\frac{70133 \text{ orang/hari}}{6} = 11688 \text{ KK}$$

Diasumsikan Hujan terjadi 10 hari

$$\frac{11688 \text{ KK}}{14 \text{ hari}} = 834,854 \text{ kk}$$

Disimpulkan dari tinggi embung 6 m dengan volume tampung 4208 m³ pada kedalaman 3 meter dari kedalaman tinggi muka air normal dapat memenuhi kebutuhan masyarakat sebanyak 834854 kk (Kartu keluarga)

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari analisa Perencanaan Embung Limau Manih Nagari Koto Nan Tigo IV Koto Hilie Kecamatan Batang Kapas Kabupaten Pesisir Selatan dapat disimpulkan sebagai berikut:

- a. Perencanaan embung limau manih dimaksud untuk memenuhi kebutuhan air khususnya pada musim kemarau.
- b. Luas Daerah aliran sungai (DAS) adalah $1,75 \text{ km}^2$ dengan debit banjir rencana $32,72 \text{ m}^3/\text{dt}$ (Metode Rasional dengan periode ulang 50 tahun).
- c. Mercu direncanakan dengan tipe bulat setinggi 6 m dan menggunakan peredam energi tipe kolam olak USBR tipe III. Mercu bulat digunakan untuk menghindari tekanan limpasan air di atas mercu pada saat banjir.

Sedangkan peredam energi tipe USBR tipe III digunakan karena sungai Limau Manih mengangkut bahan sedimen-sedimen halus maka direncanakan dengan kolam loncat air.

- d. Embung direncanakan dengan lebar efektif 8,4 m
- e. Embung direncanakan dengan 1 buah pintu pembilas dengan masing-masing selebar 0,8 m
- f. Embung direncanakan dengan 1 buah pintu intake dengan selebar 0,8 m
- g. Stabilitas embung dikontrol pada saat kondisi air normal dan banjir, pengontrolan dilakukan terhadap guling, geser dan daya dukung tanah. Embung aman pada saat kondisi air normal dan banjir.
- h. Tegangan tanah yang terjadi pada lokasi embung tidak melebihi tegangan izin yaitu dengan tegangan izin ($\bar{\sigma}$) = $67,054 \text{ t/m}^2$

5.2 Saran

Dalam perencanaan bangunan embung ada beberapa faktor yang mempengaruhi agar hasil yang didapatkan benar-benar maksimal. Untuk itu dipertimbangkan saran yaitu:

- a. Agar terhindar dari terjadinya debit banjir yang melebihi perhitungan maka diperlukan dilakukan reboisasi pada daerah bagian hulu.
- b. Pemanfaatan dan pemeliharaan harus diperhatikan dengan baik apabila embung ingin difungsikan secara optimal.
- c. Jumlah Literatur dan sumber terpercaya sangat membantu dalam mengatasi masalah yang terjadi pada saat perencanaan embung

DAFTAR PUSTAKA

- Dinas Pekerjaan Umum Pengelolaan Sumber Daya Air, 2013. “Standar Perencanaan Irigasi KP 01 – Bangunan Utama”. Padang.
- Dinas Pekerjaan Umum Pengelolaan Sumber Daya Air, 2013. “Standar Perencanaan Irigasi KP 02 – Bangunan Utama”. Padang.
- Dinas Pekerjaan Umum Pengelolaan Sumber Daya Air, 2013. “Standar Perencanaan Irigasi KP 06 – Bangunan Utama”. Padang.
- Dinas Pengolahan Sumber Daya Air, 2020. Provinsi Sumatera Barat.
- Das,Braja M.,Endah,Noor,Mochtar,Indrasurya B,1988.”Mekanika Tanah(Prinsip-prinsipRekayasaGeoteknis)”. Jilid1 ,Erlangga,Jakarta.
- Harto,Br. Sri,1998.”Analisa Hidrologi”. Gramedia Pustaka Utama.Jakarta.
- Kamiana I Made, 2011. “Teknik Perhitungan Debit Rencana Bangunan Air”. Graha Ilmu, Jakarta.
- Mawardi, Erman dan Moch. Mememd. 2002.” Desain Hidrolik BendungTetap”. AFABETA Bandung.
- Sihaloho, Binsar Maruli, dkk. 2019. Analisa Stabilitas Embung pada Proyek Pembangunan Embung Sei Padang D.I. Bajayu Tebing Tinggi Sumatera Utara.
- Utama, Lusi, 2013.Hidrologi Teknik, Bunghatta Press, Padang.