

BAB V

DESAIN RINCI PLTM

5.1. UMUM

Dalam Bab ini akan dibahas mengenai perencanaan dan perhitungan untuk setiap bangunan utama pada pekerjaan sipil yang membentuk PLTM Santong serta penentuan spesifikasi teknis untuk peralatan elektromekanik. Disain dasar dilakukan pada pekerjaan sipil dengan maksud untuk menghitung/memperkirakan ukuran dan volume dari bangunan-bangunan yang direncanakan, yang meliputi :

1. Bendung
2. Pengambilan dan penguras
3. Kolam lumpur
4. Saluran penghantar
5. Bak penenang
6. Pipa pesat
7. Saluran pembuang (tail race)

Untuk lebih jelasnya, bisa diperhatikan subbab berikutnya.

5.2. PERENCANAAN TEKNIS BANGUNAN UTAMA

5.2.1 Bendung

Bendung PLTM Santong direncanakan sebagai bendung tetap tipe pelimpah dengan mercu bulat satu jari-jari dan peredam energi tipe bak tenggelam. Muka hulu mercu vertikal dan kemiringan muka hilir mercu 1 : 1. Badan bendung terbuat dari pasangan batu dengan lapisan beton pada permukaannya. Debit banjir rencana yang diperhitungkan untuk perencanaan adalah $Q_{50} = 159 \text{ m}^3/\text{det}$.

5.2.1.1 Lokasi Bendung

Lokasi Bendung PLTM Santong terletak pada Sungai Sidutan dengan koordinat :

$$x = + 1662 \text{ m}$$

$$y = - 7056 \text{ m}$$

$$z = + 578.00 \text{ m}$$

Pada lokasi tersebut ditandai dengan adanya patok BM STG-1 di sebelah kanan dan patok BM STG-2 di sebelah kiri. Lebar sungai rata-rata di sekitar lokasi bendung adalah 19 meter dengan kemiringan hidraulik 1.47 %.

5.2.1.2 Mercu Bendung

Dari hasil pengukuran topografi dan perhitungan kehilangan dan elevasi muka air serta beda tinggi akibat kemiringan, elevasi mercu bendung diketahui sebagai berikut :

Elevasi muka air bak penenang	= 575.97 m
Kehilangan energi total	= 2.30 m
Beda tinggi akibat kemiringan	= <u>1.77 m</u> +
Elevasi mercu bendung	= 580.04 m

Setelah mengetahui elevasi mercu bendung, maka tinggi Bendung PLTM Santong dapat diketahui dengan pengurangan oleh elevasi dasar sungai yaitu :

Elevasi dasar sungai	= 578.00 m
Tinggi bendung, p	= 2.04 m

5.2.1.3 Lebar Bendung

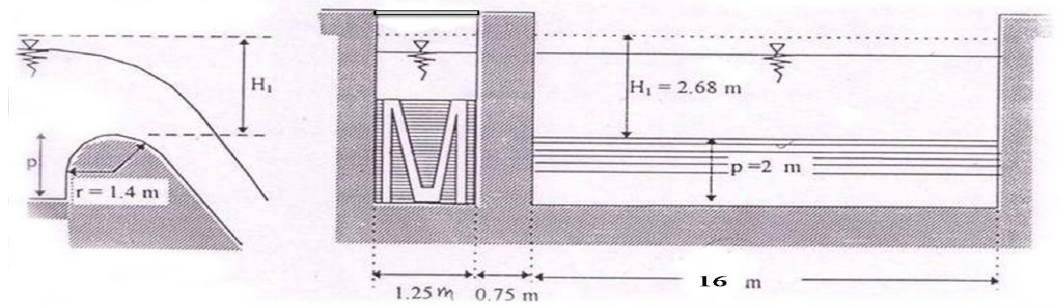
Direncanakan bendung yang dilengkapi dengan pintu bilas dengan lebar 1.25 m sebanyak 1 buah pintu yang dipisahkan dengan 1 buah pilar berujung bulat ($K_p = 0.01$) dengan lebar 0.75 m. Pangkal bendung berupa tembok bulat dengan tembok hulu pada 90° terhadap arah aliran dengan $0.5 H_1 > r > 0.15 H_1$ ($K_a = 0.1$). Lebar bersih bendung sama dengan lebar rata-rata sungai pada as bendung dikurangi dengan lebar pilar-pilar. Perhitungan dilakukan dengan cara coba-coba secara tabelaris dengan masukan :

- $Q = 159 \text{ m}^3/\text{detik}$
- $r = 1.4 \text{ m}$
- $p = 2.0 \text{ m}$
- $B = 18 - 1 \times 0.75 = 17.25 \text{ m}$
- $C_{do} = 1.0$

Perhitungan selengkapnya untuk desain mercu diperlihatkan pada tabel 5.1, sedangkan sketsa penampang bendung diperlihatkan pada gambar 5.1.

Tabel 5.1. Perhitungan disain mercu Bendung PLTM Santong

Q ₅₀ m ³ /detik	Be (m)	p (m)	r (m)	Cd	H ₁ (m)	H ₁ /r	p/H ₁	Grafik			(p/pg)
								Co	C ₁	(p/pg)/H ₁	
159	16.00	2.0	1.4	1.00	3.24	2.31	0.62	1.373	0.930	-0.462	-1.5
	16.54	2.0	1.4	1.28	2.69	1.92	0.74	1.35	0.943	-0.245	-0.66
	16.66	2.0	1.4	1.27	2.68	1.92	0.75	1.35	0.943	-0.245	-0.66
	16.66	2.0	1.4	1.27	2.68	1.92	0.75	1.35	0.943	-0.245	-0.66



Gambar 5.1. Penampang Mercu Bendung PLTM Santong

Dari Perhitungan diperoleh :

- Lebar efektif bendung, $Be = 16.66 \text{ m}$
- Koefisien debit, $Cd = 1.27$
- Tinggi hulu, $H_1 = 2.68 \text{ m}$

5.2.1.4 Kolam Olak

Untuk menentukan dimensinya, dilakukan perhitungan sebagai berikut :

$$\text{Debit satuan, } q = \frac{159}{16.66} = 9.54 \text{ m}^3/\text{detik}$$

$$\text{Kedalaman kritis, } h_c = \sqrt[3]{\frac{9.54^2}{9.81}} = 2.10 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi energi hulu, } H_1 = 582.68 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi energi hilir, } H_2 = 579.29 \text{ m}$$

$$\Delta H = H_1 - H_2 = 3.39 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta H}{h_c} = \frac{3.39}{2.10} = 1.614$$

$$R_{\min}/h_c = 1.57 \text{ (dari Gambar 4.5)}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari minimum, } R_{\min} &= 1.57 \times 2.10 \text{ m} \\ &= 3.297 \text{ m, maka diambil } 4.0 \text{ m.} \end{aligned}$$

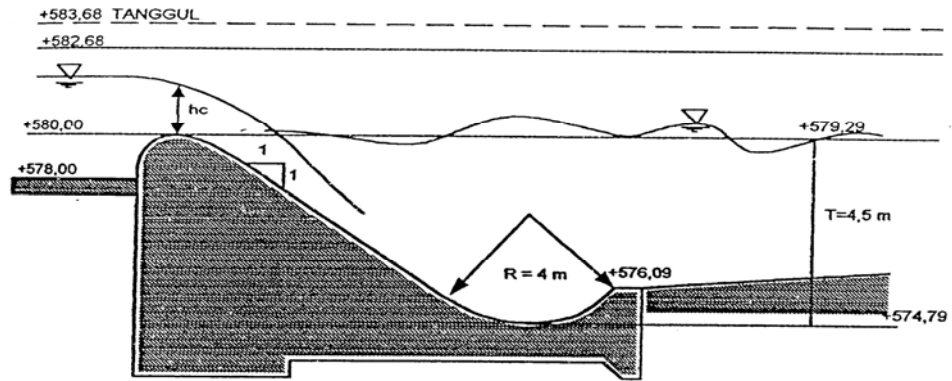
Batas muka air hilir minimum (T_{\min}) :

$$T_{\min}/h_c = 2.09 \text{ m (gambar 4.6)}$$

$$T_{\min} = 2.09 \times 2.10 = 4.389 \text{ m, maka diambil } 4.5 \text{ m}$$

$$\text{Lantai lindung} = 0.1 \times R = 0.4 \text{ m, maka diambil } 1.3 \text{ m}$$

Dimensi kolam olak diperlihatkan pada gambar 5.2.



Gambar 5.2. Dimensi kolam olak

5.2.1.5 Analisa Stabilitas

5.2.1.5.1 Rembesan dan Tekanan Air Tanah

Rembesan di bawah bendung diperiksa dengan Teori Lane guna menyelidiki adanya bahaya erosi bawah tanah dan tekanan air di bawah bendung. Dalam teori angka rembesan Lane, diandaikan bahwa bidang horisontal memiliki daya tahan terhadap aliran (rembesan) 3 kali lebih lemah dibandingkan dengan bidang vertikal. Ini dapat dipakai untuk menghitung gaya tekan ke atas di bawah bendung dengan cara membagi beda tinggi energi pada bendung sesuai dengan panjang relatif disepanjang pondasi. Dinyatakan dalam bentuk rumus :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} \Delta H$$

Dimana :

P_x = gaya angkat pada x, kg/m^2

L = panjang total bidang kontak bangunan dan tanah bawah, m

L_x = jarak sepanjang bidang kontak dari hulu sampai x, m

ΔH = beda tinggi energi, m

H_x = tinggi energi di hulu bendung, m

dan dimana L dan L_x adalah jarak relatif yang dihitung menurut cara Lane, bergantung kepada arah bidang tersebut. Bidang yang membentuk sudut 45° atau lebih terhadap bidang horisontal dianggap vertikal. Angka rembesan menurut Lane adalah :

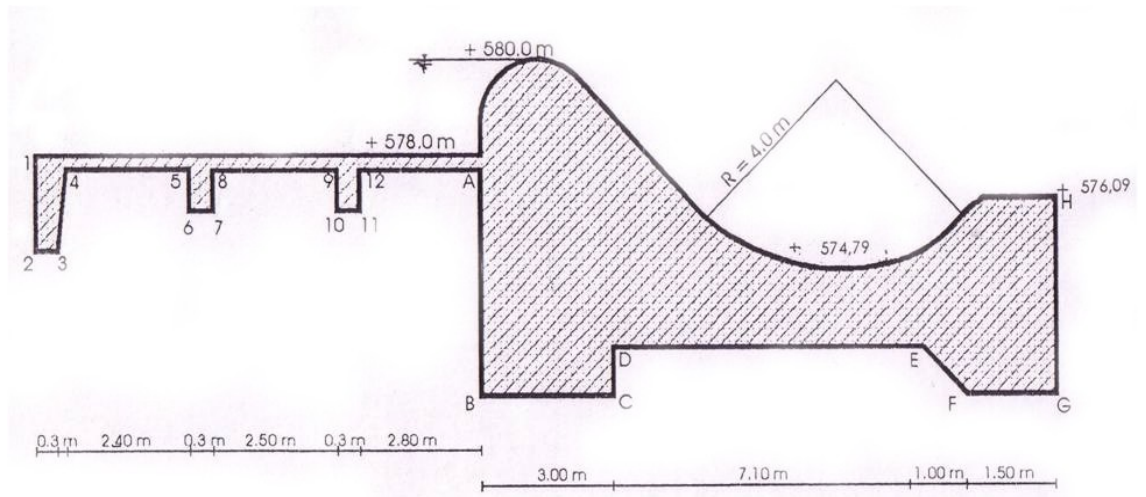
$$C_w = \frac{L_v + \sum 1/3 H_v}{H_w}$$

Dimana :

C_w = Angka rembesan Lane

L_v = panjang vertikal, m
 $\sum H_v$ = jumlah panjang horisontal, m
 H_w = beda tinggi muka air

Perhitungan rembesan dan tekanan air tanah diperlihatkan pada Tabel 5.2 mengacu pada jalur rembesan seperti pada Gambar 5.3.



Gambar 5.3. Jalur rembesan Bendung PLTM Santong

Tabel 5.2. Perhitungan jalur rembesan dan tekanan air Metoda Lane

Titik	Garis	Panjang Rembesan				$\Delta H = I_w / C$	H	P = H - ΔH
		Lv	Lh	1/3Lh	I _w			
1					0	0	20	20.00
	1 – 2							
2		2			2.00	2.66	40	37.34
	2 – 3		0.3	0.100				
3					2.10	2.79	40	37.21
	3 – 4	0.7						
4					2.80	3.72	23.0	19.28
	4 – 5		2.4	0.800				
5					3.60	4.78	23	18.22
	5 – 6	0.7						
6					4.30	5.71	30.00	24.29
	6 – 7		0.3	0.100				
7					4.40	5.48	30.00	24.16
	7 – 8	0.7						
8					5.10	6.77	23.0	16.23
	8 – 9		2.5	0.800				
9					5.93	7.88	23.0	15.12
	9 – 10	0.7						
10					6.63	8.81	30.00	21.19
	10 – 11		0.3	0.100				
11					6.73	8.94	30.00	21.06
	11 – 12	0.7						
12					7.43	9.87	23.0	13.13
	12 – A		2.8	0.933				
A					8.73	11.11	23.0	11.89
	A-B	4.1						
B					12.47	16.56	64.00	47.44
	B-C		3	1,000				
C					13.47	17.89	64.00	46.11
	C-D	1						
D					14.47	19.22	54.00	34.78
	D-E		7.1	2,367				
E					16.83	22.36	54.00	31.64
	E-F	1						
F					17.83	23.69	64.00	40.31
	F-G		1.5	0.500				
G					18.33	24.35	64.00	39.65
	G-H	3.5						
H					21.83	29.00	29.00	0.00

5.2.1.5.2 Stabilitas Bendung

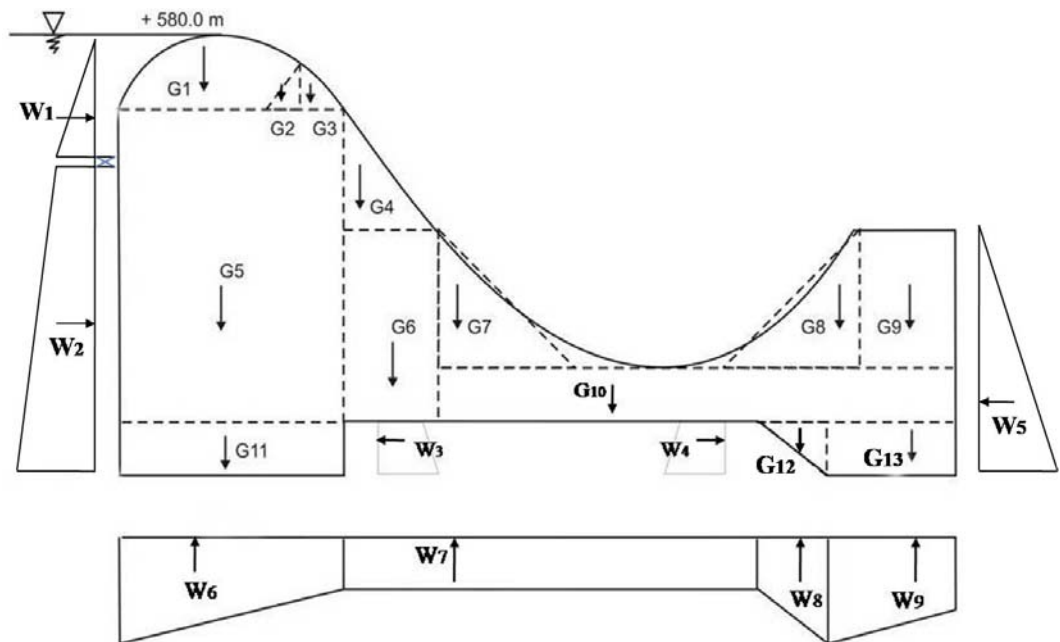
Stabilitas bendung perlu dicek :

1. Selama debit sungai rendah, pada waktu muka air hulu hanya mencapai elevasi mercu dan pada waktu bak dikeringkan, dan
2. Selama terjadi banjir rencana.

Stabilitas Selama Debit Sungai Rendah

Muka air hulu adalah + 580.0 m (elevasi mercu) dan muka air hilir + 577.1 m (elevasi lantai lindung kolam olak). Gaya-gaya yang bekerja pada bendung (Gambar 5.4) dihitung dan ditampilkan menggunakan Tabel 5.3 a – c, meliputi :

- Tekanan air ($W_1 - W_9$)
- Tekanan tanah (S_1)
- Beban mati bendung ($G_1 - G_{13}$).



Gambar 5.4. Beban mati dan tekanan air selama debit rendah

Tabel 5.3 a. Gaya Horizontal

Gaya	Tinggi (m)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
				Lengan	Momen
				m	kNm
W ₁	2	20	20	5.07	101.33
W ₂	4.1	11.89	48.75	2.05	99.94
	4	35.55	72.88	1.37	99.6
W ₃	1	34.78	-34.78	0.5	-17.39
	1	11.33	-5.67	0.33	-1.89
W ₄	1	31.64	31.64	0.5	15.82
	1	8.67	4.34	0.33	1.45
W ₅	3.5	39.65	-69.39	1.17	-80.95
S ₁	6.4	0.24	0.24	2.13	10.49
ΣH =			72.68	ΣM _H =	228.39

Tabel 5.3 b. Gaya vertikal (akibat berat sendiri)

Gaya	Tinggi (m)	Alas (m)	Luas (m ²)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
						Lengan (m)	Momen (kNm)
G1	1.4	1.4	2.13	22	-50.77	11.55	-586.44
G2	1.1	0.85	0.47	22	-10.29	10.6	-109.02
G3	1.1	1.1	0.61	22	-13.31	10	-133.1
G4	1.8	1.8	1.62	22	-35.64	8.65	-308.29
G5	3.35	4	13.4	22	-294.8	10.93	-3222.16
G6	2.2	1.8	3.96	22	-87.12	8.35	-727.45
G7	1.2	1.85	1.11	22	-24.42	6.9	-168.5
G8	1.5	2	1.5	22	-33	2.1	-69.3
G9	1.5	1.3	1.95	22	-42.9	0.56	-27.89
G10	1	7.5	7.5	22	-165	3.75	-618.75
G11	1	3	3	22	-66	11.1	-732.6
G12	1	1	0.5	22	-11	1.8	-19.8
G13	1	1.5	1.5	22	-33	0.75	-24.75
ΣV _G					-757.24	ΣM _{VG} =	-5611.2

Tabel 5.3 c. Gaya vertikal (akibat tekanan air)

Gaya	Tinggi (m)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
				Lengan (m)	Momen (kNm)
W6	3	46.11	138.33	11.1	1535.46
	3	1.33	2	11.6	23.14
W7	7.1	31.64	224.64	6.05	1359.1
	7.1	3.14	11.15	7.23	80.63
W8	1	31.64	31.64	2	63.28
	1	8.67	3.34	1.83	7.93
W9	1.5	39.65	59.48	0.75	44.61
	1.5	0.66	0.5	1	0.5
		$\sum V_w =$	472.06	$\sum M_{vw} =$	3114.65

Resultante gaya :

$$R_v = - 285.18 \quad \text{kN}$$

$$R_H = 72.68 \quad \text{kN}$$

Momen :

$$M_v = - 2496.55 \quad \text{kN}$$

$$M_H = 228.39 \quad \text{kN}$$

Titik tangkap resultante gaya dari titik G :

$$h = \frac{M_H}{R_H} = \frac{228.39}{72.68} = 3.14 \quad \text{m}$$

$$v = \frac{M_v}{R_v} = \frac{-2496.55}{-285.1} = 8.75 \quad \text{m}$$

Momen guling :

$$M_G = -2268.17 \quad \text{KNm}$$

Tekanan tanah di bawah bendung

Panjang telapak pondasi, L = 12.6 m

Eksentrisitas harus lebih kecil dari : (L/6) = 2.1

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_G}{R_v}$$

$$e = 1.7 < 2.1 \quad \text{Ok}$$

Tekanan tanah :

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_{izin} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{285.18}{12.6} \left(1 + \frac{6 \times 1.7}{12.6} \right) = 40.45 \text{ kN/m}^2 \text{ Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{285.18}{12.6} \left(1 - \frac{6 \times 1.7}{12.6} \right) = 4.81 \text{ kN/m}^2 \text{ Ok}$$

Keamanan terhadap gelincir meliputi bagian tekanan tanah pasif di ujung hilir konstruksi. Karena perkembangan tekanan tanah memerlukan gerak, maka hanya separuh dari tekanan yang benar-benar berkembang yang dihitung. Juga dengan mempertimbangkan gerusan yang mungkin terjadi sampai setengah kedalaman pondasi, tekanan tanah pasif e_{pl} menjadi :

$$e_{pl} = 0.5 (\rho_s - \rho_w) \times g \times 0.5 h \times \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$$e_{pl} = 20.60 \text{ kN/m}^2$$

pada koperan C – D :

$$e_{pl} = 0.5 (\rho_s - \rho_w) \times g \times 0.5 h_{CD} \times \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2)$$

$$e_{pl} = 5.886 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan tanah pasif menjadi :

$$E_{\rho_1} = 0.5 \times 0.5 h \times e_{pl} = 18.03 \text{ kN}$$

$$E_{\rho_2} = 0.5 \times 0.5 h_{CD} \times e_{pl} = 5.15 \text{ kN}$$

Tekanan pasif total :

$$E_{\rho} = E_{\rho_1} + E_{\rho_2} = 23.18 \text{ kN}$$

Keamanan terhadap guling dengan tekanan pasif

$$S = f \frac{R_v}{R_H - \sum E_{\rho}}$$

$$S = 2.9 > 2 \text{ Ok}$$

Keamanan terhadap guling, tanpa tekanan tanah pasif

$$S = f \frac{R_v}{R_H}$$

$$S = 1.96 > 1.5 \text{ Ok}$$

Keamanan terhadap erosi bawah tanah (piping)

Untuk harga mencegah pecahnya bagian hilir bangunan, harga keamanan terhadap erosi tanah harus sekurang-kurangnya 2, keamanan dapat dihitung dengan rumus :

$$S = \frac{s(1 + a/s)}{h_s}$$

Dimana :

S = faktor keamanan

s = kedalaman tanah

a = tebal lapisan lindung

h_s = tekanan air pada titik G

$$S = 7.53 > 2 \quad \text{Ok}$$

Keamanan terhadap gempa

Dari peta daerah-daerah gempa, dapat dihitung koefisien gempa.

$$A_d = n (a_c \times z)^m$$

$$E = \frac{a_d}{g}$$

Dimana :

a_d = percepatan gempa rencana, cm/det^2

n, m = koefisien jenis tanah, 2.76 dan 0.71

a_c = percepatan gempa dasar, $\text{cm/dt}^2 = 120 \text{ cm/dt}^2$

E = koefisien gempa

g = percepatan gravitasi, cm/dt^2

z = faktor yang tergantung kepada letak geografis = 1

Maka didapatkan :

$$a_d = 2.76 \times (120 \times 1)^{0.71} = 82.63 \text{ cm/det}^2$$

$$E = 82.63/980 = 0.084$$

Gaya horizontal ke arah hilir adalah :

$$H_e = e \times \Sigma G$$

$$H_e = 0.084 \times 757.24 = 63.85 \text{ kN}$$

Momen tambahan yang dipakai adalah :

$$H_e \times h = 63.85 \times 3.14 = 200.62 \text{ kNm}$$

Jumlah momen sekarang menjadi :

$$M = -2067.55 \text{ kNm}$$

Stabil bendung dengan adanya gempa

Eksentrisitas (guling)

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_G}{R_v} = 0.9 < (L/6) = 2.1$$

Tekanan tanah :

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_{izin} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{285.18}{12.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.9}{12.6} \right) = 32.87 \text{ kN/m}^2 \text{ Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{285.18}{12.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.9}{12.6} \right) = 12.39 \text{ kN/m}^2 \text{ Ok}$$

Gelincir :

$$S = f \frac{R_v}{R_H + He - \Sigma E\rho}$$

$$S = 1.26 > 1.25 \text{ Ok}$$

Stabilitas Selama Debit Banjir

Tabel 5.4. Tekanan air selama terjadi banjir rencana (Lane)

No	Titik	I_x	$\Delta H = I_x / C_x$	H	P = H - \Delta H
1	A	8.37	10.61	50	39.39
2	B	12.47	15.81	91	75.19
3	C	13.47	17.08	91	73.92
4	D	14.47	18.34	81	62.66
5	E	16.83	21.35	81	59.65
6	F	17.83	22.61	91	68.39
7	G	18.33	23.25	91	67.75
8	H	21.83	27.69	56	28.31

$$H_w = 2.77$$

$$C_w = 7.89$$

Tekanan air pada bak bertambah akibat gaya sentrifugal :

$$p = d v^2/gr$$

Dimana:

d = tebal pancaran

v = kecepatan pancaran

r = jari-jari bak

g = percepatan gravitasi

Kecepatan air tanpa memperhitungkan gesekan adalah :

$$v = \sqrt{2g(H + z)} = 10.00 \text{ m/det}$$

Tebal pancaran air :

$$d = q/v = 0.94 \text{ m}$$

Tekanan sentrifugal pada bak :

$$p = 2.40 \text{ ton/m}^2$$

$$p = 24.04 \text{ kN/m}^2$$

Gaya sentrifugal resultante :

$$F_c = p \times (\pi/4) \times R$$

$$F_c = 75.50 \text{ kN}$$

Berat air dalam bak berkurang sampai 75%, karena udara yang terhisap ke dalam air tersebut. Gaya-gaya yang terjadi pada bendung saat banjir adalah:

Tabel 5.5 a. Gaya Horizontal

Gaya	Tinggi (m)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
				Lengan (m)	Momen (kNm)
W ₁	2	26.7	53.40	5.40	288.36
	2	20	20.00	5.07	101.40
W ₂	4.1	39.39	161.50	2.05	331.07
	4.1	35.8	73.39	1.37	100.30
W ₃	1	62.66	-62.66	0.50	31.33
	1	11.26	-5.63	0.33	-1.88
W ₄	1	59.65	59.65	0.50	29.83
	1	8.74	4.37	0.33	1.46
W ₅	3.5	28.31	-99.09	1.75	-173.40
	3.5	39.44	-69.02	1.17	-80.52
W ₁₀	3	28.31	-42.47	4.50	-191.09
S ₁	6.4	0.24	4.92	2.13	10.49
ΔH =			98.36	ΔM _H	384.68

Tabel 5.5 b. Gaya Vertikal (akibat berat sendiri)

Gaya	Tinggi (m)	Atas (m)	Luas (m ²)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
						Lengan (m)	Momen (kNm)
G ₁	1.4	1.4	2.31	22	-50.77	11.55	-586.44
G ₂	1.1	0.85	0.47	22	-10.29	10.60	-109.02
G ₃	1.1	1.1	0.61	22	-13.31	10.00	-133.29
G ₄	1.8	1.8	1.62	22	-35.64	8.65	-308.29
G ₅	3.35	4	13.40	22	-294.80	10.93	-3222.16
G ₆	2.2	1.8	3.96	22	-87.12	8.35	-727.45
G ₇	1.2	1.85	1.11	22	-24.42	6.90	-168.50
G ₈	1.5	2	1.50	22	-33.00	2.10	-69.30
G ₉	1.5	1.3	1.95	22	-42.90	0.65	-27.89
G ₁₀	1	7.5	7.50	22	-165.00	3.75	-618.75
G ₁₁	1	3	3.00	22	-66.00	11.10	-732.60
G ₁₂	1	1	0.50	22	-11.00	1.80	-19.80
G ₁₃	1	1.5	1.50	22	-33.00	0.75	-24.75
				$\Delta V_G =$	-757.24	$\Delta M_{VG} =$	-5611.20

Tabel 5.5 c. Gaya Vertikal (akibat tekanan air)

Gaya	Tinggi (m)	Tekanan (kN/m ²)	Gaya (kN)	Momen	
				Lengan (m)	Momen (kNm)
W ₆	3	73.92	221.76	11.10	2461.54
	3	1.27	1.90	11.60	22.10
W ₇	7.1	59.65	423.52	6.05	2562.27
	7.1	3.01	10.69	7.23	77.29
W ₈	1	59.65	59.65	2.00	119.30
	1	8.74	4.37	1.83	8.00
W ₉	1.5	67.75	101.63	0.75	76.22
	1.5	0.64	0.48	1.83	8.00
W ₁₁	7	44.8	-235.20	4.40	-1034.88
W ₁₂	4.05	10.25	-41.51	8.60	-357.01
W ₁₃	1	77	-38.50	11.90	-458.15
F _c			-75.50	4.45	-335.96
		$\Delta V_w =$	433.28	$\Delta M_H =$	3141.19

Momen guling :

$$M_v = -2470.01 \text{ KNm}$$

$$M_n = 384.68 \text{ KNm}$$

$$M_g = -2085.33 \text{ KNm}$$

Resultante gaya :

$$R_v = -323.96 \text{ kN}$$

$$R_H = 98.36 \text{ kN}$$

Titik tangkap resultante gaya dari titik G :

$$h = 3.91 \text{ m}$$

$$v = 7.62 \text{ m}$$

Tekanan tanah di bawah bendung :

Panjang telapak pondasi, $L = 12.6$ m

Eksentrisitas :

$$e = \frac{L}{2} - \frac{M_G}{R_v} = 0.1 < (L/6) = 2.1 \quad \text{Ok}$$

Tekanan tanah :

$$\sigma = \frac{R_v}{L} \left(1 \pm \frac{6e}{L} \right) < \sigma_{izin} = 200 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \frac{323.96}{12.6} \left(1 + \frac{6 \times 0.1}{12.6} \right) = 27.39 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{323.96}{12.6} \left(1 - \frac{6 \times 0.1}{12.6} \right) = 24.03 \text{ kN/m}^2 \quad \text{Ok}$$

Keamanan S untuk daya dukung adalah :

$$S = \sigma_{izin} / \sigma_{\max} = 7.30 > 1.25 \quad \text{Ok}$$

Keamanan terhadap gelincir tanpa tekanan tanah positif :

$$S = f \frac{R_v}{R_H} = 1.65 > 1.2 \quad \text{Ok}$$

Keamanan terhadap gelincir dengan tekanan pasif :

$$S = f \frac{R_v}{R_H - \sum E_p}$$

$$S = 2.2 > 1.25 \quad \text{Ok}$$

5.2.1.6 Bangunan Pengambilan (Intake) dan Pembilas

5.2.1.6.1 Bangunan Pengambilan

Perhitungan :

- Debit rencana, $Q_{rencana} = 1.40 \text{ m}^3/\text{det}$
- Debit intake, $Q_{intake} = 1.2 \times Q_{rencana} = 1.68 \text{ m}^3/\text{det}$
- Kecepatan rencana pengambilan, $v = 1.58 \text{ m/det}$

Kehilangan tinggi energi yang diperlukan diketahui:

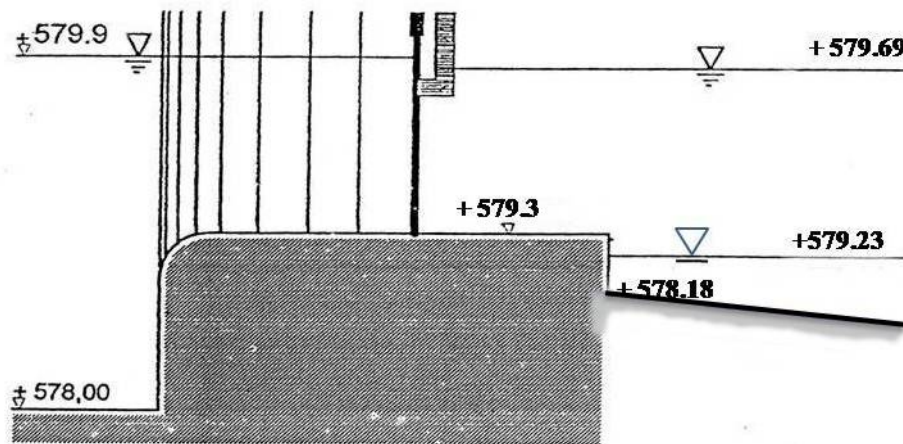
$$Z = \left(\frac{V}{\mu} \right)^2 \times \frac{1}{2g} = \left(\frac{1.58}{0.85} \right)^2 \times \frac{1}{2 \times 9.81} = 0.18 \text{ m}$$

Karena sungai mengangkut sedimen kasar dan bongkah, maka elevasi ambang diambil 1.3 m diatas dasar sungai. Sehingga elevasi dasar bangunan pengambilan diketahui + 579.30 m. Elevasi muka air sebelum pintu pengambilan pada keadaan normal + 579.90 m. Sehingga tinggi dan lebar bersih bukaan bangunan pengambilan menjadi :

$$a = 579.90 - 0.18 - 579.30 = 0.42 \text{ m}$$

$$b = \frac{Q}{v.a} = \frac{1.68}{1.58 \times 0.42} = 2.55 \text{ m}$$

Sehingga dengan lebar bersih 2.55 m, maka hanya ada 1 (satu) buah pintu.



Gambar 5.5. Potongan melintang bangunan pengambilan

5.2.1.6.2 Bangunan Pembilas

Maka perhitungan lebar bersih bangunan pembilas adalah : $B_{SC} = 0.6 \times 2.0 = 1.20 \text{ m}$. Jadi, bangunan pembilas dibuat 1 pintu bilas dengan lebar 1.20 m.

Dari hasil analisis hidrologi, maka dapat diambil analisis rangkaian parsial untuk menentukan debit pembilasan seperti tercantum pada Tabel 5.6. berikut :

Tabel 5.6. Analisis Rangkaian Parsial untuk menentukan debit pembilasan

No	y =	T	x = log T	x.y	x ²
1	232	1000	3	696	9
2	192	200	2.301	441.798	5.295
3	176	100	2	352	4
4	159	50	1.699	270.136	2.886
5	142	25	1.398	198.507	1.954
6	120	10	1	120	1

7	101	5	0.699	70.596	0.489
8	71.3	2	0.301	21.463	0.091
	1193.3		12.398	2170.501	24.715

$N = \text{jumlah debit puncak} = 8$

$X_{\text{rata-rata}} = 1.55$

$Y_{\text{rata-rata}} = 149.16$

persamaan :

$$y = A + B \log T$$

$$y = 58.68 + 58.39 \log T$$

Debit $Q_{1/5}$, $T = 0.2$:

Debit sungai saat pembilasan, $Q_{1/5} = 17.37 \text{ m}^3/\text{detik}$

Muka air sungai pada, $Q_{1/5} = 1.37 \text{ m}$

Lebar saluran pembilas, $b = 4.87 \text{ m}$

Jumlah pilar di pembilas, $n = 1 \text{ buah}$

Lebar pintu bilas, $b_{\text{nf}} = 2 \text{ m}$

Lebar bersih bukaan, $b_{\text{nf}} = 4 \text{ m}$

Tebal pilar, $t = 0.87 \text{ m}$

Tinggi bukaan pembilas, $b_b = 0.35 \text{ m}$

Tambahan kedalaman, $\Delta h = 0.05 \text{ m}$

Kehilangan di pintu bilas $= 0.10 \text{ m}$

Dimensi saluran pembilas :

(dengan menggunakan nilai banding $b/h = 2.5$)

Luas penampang basah, $A_f = (n + m)h^2 = 1.49 \text{ m}^2$

Perbandingan $b/h = 2.5$

Kemiringan talud, $m = 1$

Kedalaman saluran, $h = 0.65 \text{ m}$

Lebar saluran, $b = 1.63 \text{ m}$

Keliling basah, $P = 3.37 \text{ m}$

Jari-jari hidraulik, $R = 0.42 \text{ m}$

Koefisien Strikler, $ks = 35$

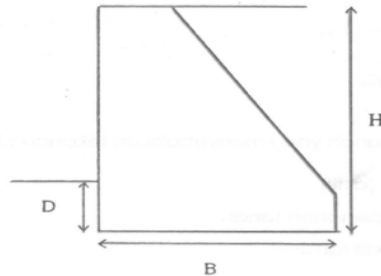
Kemiringan saluran, $i_r = 0.0038$

Panjang saluran, $L = 15 \text{ m}$

Beda tinggi, $\Delta h = 0.06 \text{ m}$

Tinggi terjun $= 1.17 \text{ m}$

5.2.1.7 Dinding Penahan Tanah



Dinding penahan tanah yang akan digunakan merupakan tipe gravity wall yang terbuat dari pasangan batu kali. Jenis ini dipilih karena bahan-bahannya (batuan) mudah didapat di sekitar proyek. Analisa stabilitas dinding penahan tanah tersebut akan ditinjau terhadap :

- Guling (Overtuning)
- Geser (Sliding)
- Tegangan tarik pada Toe atau *Heel*
- Daya dukung tanah
- Uplift

Analisa akan dilakukan pada tiga kondisi yaitu :

- Masa konstruksi
- Kondisi normal
- Kondisi terjadi gempa

Tanah isian pada bagian belakang dinding penahan tanah merupakan material timbunan tanah berpasir (Cohesionless soil) dengan parameter tanah sebagai berikut :

$$\gamma_o = 1900 \text{ kg/m}^3$$

$$\phi_o = 30^\circ$$

Parameter material tanah pada bagian bawah dinding penahan tanah diambil dari keadaan tanah pada lokasi penempatan dinding tersebut. Prosedur dan rumus-rumus yang akan digunakan dalam perhitungan perencanaan dinding penahan tanah adalah sebagai berikut :

Masa Konstruksi

- Menghitung tekanan aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi_a}{2} \right)$$

$$P_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma_a \cdot H^2 \cdot K_a - 2 \cdot C_a \sqrt{K_a}$$

Dimana :

ϕ_a = Sudut geser dalam tanah yang menyebabkan tekanan aktif

γ_a = Berat volume tanah (aktif)

H = Tinggi total dinding penahan tanah

K_a = Koefisien tekanan aktif rankine

P_a = Tekanan aktif tanah

- Menghitung tekanan pasif

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_a}{2} \right)$$

$$P_p = 2 \cdot C_p \cdot D \sqrt{K_p} + \frac{1}{2} \cdot \gamma_p \cdot D^2 \sqrt{K_p}$$

Dimana :

Φ_p = Sudut geser dalam tanah (penyebab tekanan pasif)

C_p = Kohesi tanah (pasif)

γ_p = Berat volume tanah (pasif)

K_p = Koefisien tekanan pasif rankine

P_p = Tekanan pasif tanah

- Check Terhadap Guling (Overturning)

$$\sum M_o = \frac{P_a H}{3}$$

$$SF = \frac{\sum Mr}{M_o}$$

M_o = Momen menggulingkan

M_r = Momen menahan

H = Tinggi total dinding penahan tanah

P_a = Tekanan aktif tanah

SF = Safety factor

- Check Terhadap Geser (Sliding)

$$SF = \frac{\sum V \tan \frac{2}{3} \phi_p + B \frac{2}{3} C_p + P_p}{P_a}$$

Dimana :

ΣV = Total gaya vertikal

B = Lebar dasar dinding penahan tanah

- Check Terhadap Eksentisitas (e) dan tegangan tarik pada *Toe* dan *Heel*

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum M_r - \sum M_o}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

$$q_{toe} = \frac{\sum V}{B} \left[1 + \frac{6e}{B} \right]$$

$$q_{heel} = \frac{\sum V}{B} \left[1 - \frac{6e}{B} \right]$$

- Check Terhadap Daya Dukung Tanah

$$Q_{ult} = C.N_c + \gamma.D.N_q + 0,5. \gamma.B.N_{\gamma}$$

Dimana :

C = koefisien tanah

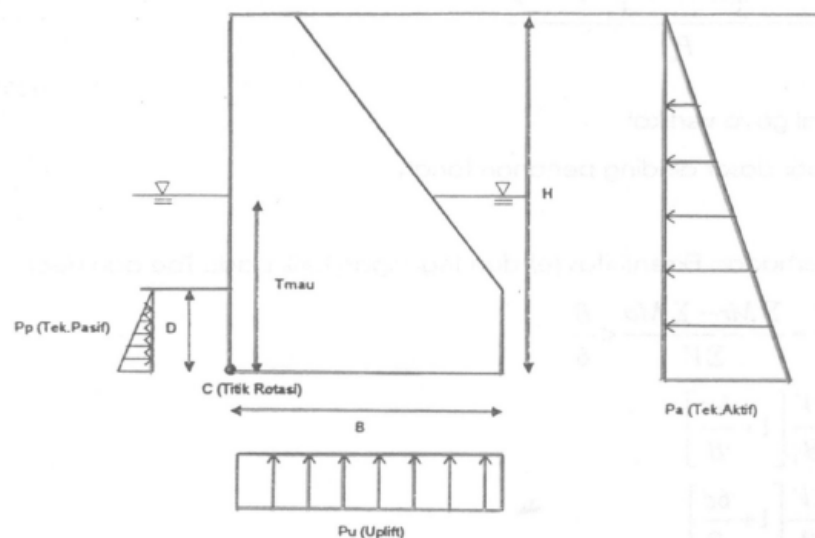
γ = Berat volume tanah

B = Lebar dasar dinding penahan tanah

N_c, N_q, N_{γ} = Parameter daya dukung tanah Terzaghi

$$SF = \frac{q_{ult}}{q_{max}} = \frac{q_{ult}}{q_{toe}}$$

Kondisi Normal



- Prosedur dan rumus perhitungan sama seperti masa konstruksi.

P_{ae} = Tekanan aktif akibat gempa

Σ = Resultan tekanan aktif akibat gempa dan akibat tanah

- Menghitung Tekanan Pasif

$$P_{ae} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - K_v) K_{ae}$$

$$K_{pe} = \frac{\sin^2(\phi + \beta - \theta)}{\cos \theta^1 \sin^2 \beta \sin(\beta - \theta^1 \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)(\phi - \theta^1 - d)}{\sin(\beta - \delta - \theta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

- Check terhadap Guling
- Check terhadap Geser
- Check terhadap Eksentrisitas

Perhitungan dinding penahan tanah akan disajikan dalam bentuk tabel pada halaman halaman berikut :

Kondisi Masa Konstruksi

Lokasi : Samping Bendung (PLTM Santong)

Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

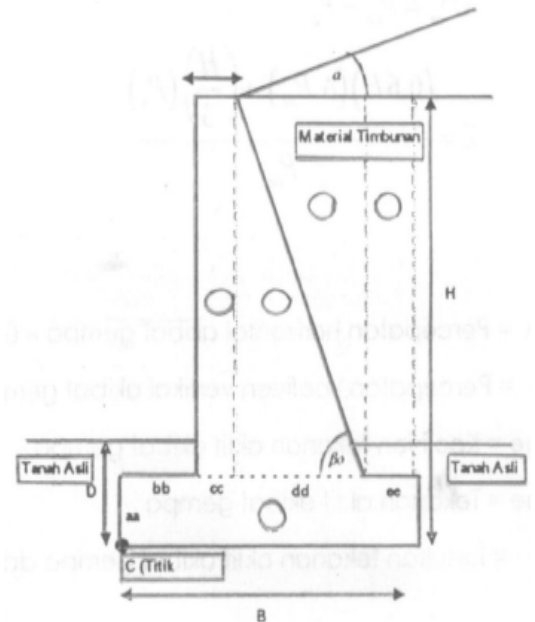
- Φ_a = 30°
- γ_a = 1600 kg/m³
- C_a = 0 kg/m²

Tanah di bawah DPT :

- ϕ_p = 9°
- γ_p = 1655 kg/m³
- C_p = 6950 kg/m²
- N_c = 9,14
- N_q = 2,48
- N_γ = 1,06

Dimensi Dinding Penahan Tanah

- H = 7 m
- B = 5 m



$$\begin{aligned}
 D &= 1,5 \text{ m} \\
 \beta_0 &= 76^\circ \\
 aa &= 1 \text{ m} \\
 bb &= 1,3 \text{ m} \\
 cc &= 1 \text{ m} \\
 dd &= 1,2 \text{ m} \\
 ee &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Φ_a	K_a	γ_a	C_a	H	P_a
30	0,333	1600	0	7	8066,67

Φ_p	K_p	γ_p	C_p	H	P_p
9	1,371	1655	6950	1,5	26964,64

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	5.0000	2200	11000.00	2.5000	27500.00
2	6.0000	2200	13200.00	1.8000	23760.00
3	3.6000	2200	7920.00	2.7000	21384.00
4	3.6000	1900	5760.000	3.1000	17856.00
5	9.0000	1900	14400.00	4.2500	61200.00
		ΣV	52280.00	ΣM_r	151700.00

Check Terhadap Guling (Overturning) :

M_o	M_r	SF
26888,89	151700	5,64

SF > 1,5 → Ok!

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V	Φ_p	B	C_p	SF
52280	9	5	6950	6,90

SF > 1,5 → Ok!

Check Tegangan Pada Tumit (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	Mo	Mr	V	e
5	268888,89	151700	52280	0,11

B/6	q _{toe}	q _{heel}
0,83	1189,33	9042,67

$|e| \leq B/6 \rightarrow \text{Ok}$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow \text{Ok}$

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow \text{Ok}$

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C _p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	5

N _c	N _q	N _{γ}
9,14	2,48	1,06

q _{ult}	q _{max}	SF
74065,35	11869,33	6,24

$SF > 1.5 \rightarrow \text{Ok}$

Kondisi Normal

Lokasi : Samping Bendung (PLTM Santong)

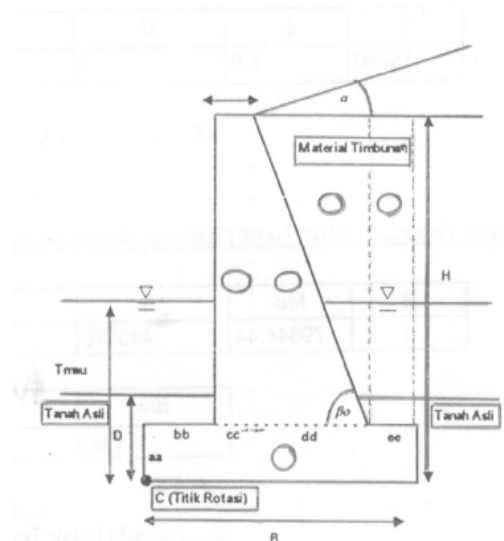
Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

$\Phi_a = 30^\circ$
 $\gamma_a = 1600 \text{ kg/m}^3$
 $C_a = 0 \text{ kg/m}^2$

Tanah Asli :

$\phi_p = 9^\circ$
 $\gamma_p = 1655 \text{ kg/m}^3$
 $C_p = 6950 \text{ kg/m}^2$
 $N_c = 9,14$
 $N_q = 2,48$
 $N_\gamma = 1,06$



Dimensi Dinding Penahan Tanah :

H	= 7 m
B	= 5 m
D	= 1,5 m
β_0	= 76°
aa	= 1 m
bb	= 1,3 m
cc	= 1 m
dd	= 1,2 m
ee	= 1,5 m

Tinggi Muka Air Yang Menyebabkan Uplift

$$T_{\text{mau}} = 3.5 \text{ m}$$

Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Φ_a	K_a	γ_a	C_a	H	P_a
30	0,333	1600	0	7	8066,67

Φ_p	K_p	$\gamma_p - \gamma_{\text{air}}$	C_p	H	P_p
9	1,371	655	6950	1,5	25422,39

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	5.0000	2200	11000.00	2.5000	27500.00
2	6.0000	2200	13200.00	1.8000	23760.00
3	3.6000	2200	7920.00	2.7000	21384.00
4	3.6000	1900	5760.000	3.1000	17856.00
5	9.0000	1900	14400.00	4.2500	61200.00
		ΣV	52280.00	ΣM_r	151700.00

Check Terhadap Uplift :

γ_{air}	B	D	P_u
1000	5	1,5	17500

$$SF > 1,5 \rightarrow \text{Ok!}$$

Check Terhadap Guling (Overturning) :

Mu (70%)	Mo	Mr	SF
30625	26888,89	151700	2,64

SF > 1,5 → Ok!

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V-Pu	Φ_p	B	C_p	SF
34780	9	5	6950	6,48

SF > 1,5 → Ok!

Check Tegangan Pada Tumpukan (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	Mo + Mu	Mr	V-Pu	e
5	57513,89	151700	34780	-0,21

B/6	q_{toe}	q_{heel}
0,83	5219,33	8692,67

$|e| \leq B/6 \rightarrow Ok$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) → Ok

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tarik) → Ok

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	5

N_c	N_q	N_γ
9,14	2,48	1,06

q_{ult}	q_{max}	SF
67695,35	5219,33	12,97

SF > 1.5 → Ok

Kondisi Terjadi Gempa

Lokasi : Samping Bendung (PLTM Santong)

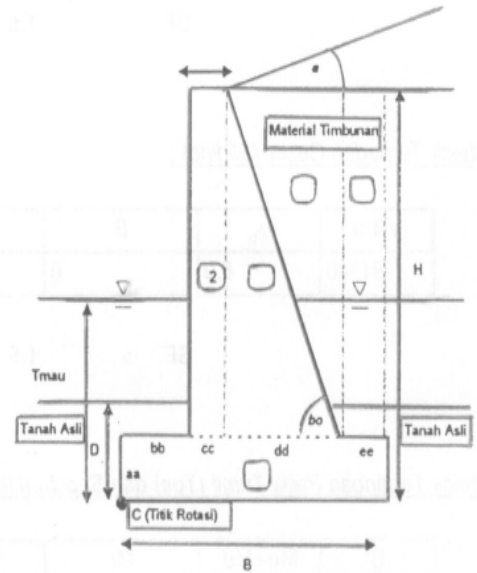
Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

$$\begin{aligned}
 \Phi_a &= 30^\circ \\
 \gamma_a &= 1600 \text{ kg/m}^3 \\
 C_a &= 0 \text{ kg/m}^2 \\
 \delta_a &= 20^\circ \\
 \alpha &= 0^\circ
 \end{aligned}$$

Tanah Asli :

$$\begin{aligned}
 \phi_p &= 9^\circ \\
 \gamma_p &= 1655 \text{ kg/m}^3 \\
 C_p &= 6950 \text{ kg/m}^2 \\
 N_c &= 9,14 \\
 N_q &= 2,48 \\
 N_\gamma &= 1,06
 \end{aligned}$$



Dimensi Dinding Penahan Tanah :

$$\begin{aligned}
 H &= 7 \text{ m} \\
 B &= 5 \text{ m} \\
 D &= 1,5 \text{ m} \\
 \beta_0 &= 76^\circ \\
 aa &= 1 \text{ m} \\
 bb &= 1,3 \text{ m} \\
 cc &= 1 \text{ m} \\
 dd &= 1,2 \text{ m} \\
 ee &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi Muka Air Yang Menyebabkan Uplift

$$T_{\text{mau}} = 3.5 \text{ m}$$

Parameter Gempa

$$\begin{aligned}
 K_v &= 0 \\
 K_h &= 0.12
 \end{aligned}$$

Menghitung Tekanan Aktif Akibat Gempa

q	K_{ac}	γ_a	H	P_{ac}
6,842	0,333	1600	7	12391.89

Menghitung Tekanan Pasif

Φ_p	K_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	C_p	D	P_p
9	1,371	655	6950	1,5	26964,64

Menghitung Momen Akibat Gempa

P_{ac}	$P_{ac} \cos (90 - \beta_o + \delta)$	M_{ac}
1239,189	10273,34	11414,82

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	5.0000	2200	11000.00	2.5000	27500.00
2	6.0000	2200	13200.00	1.8000	23760.00
3	3.6000	2200	7920.00	2.7000	21384.00
4	3.6000	1900	5760.000	3.1000	17856.00
5	9.0000	1900	14400.00	4.2500	61200.00
		ΣV	52280.00	ΣM_r	151700.00

Check Terhadap Uplift :

γ_{air}	B	D	P_u	SF
1000	5	1,5	1750	2,99

SF > 1,5 → Ok!

Check Terhadap Guling (Overturning) :

M_u (70%)	M_{ac}	M_r	SF
30625	11414,82	151700	3,61

SF > 1,5 → Ok!

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V- P_u	Φ_p	B	C_p	SF
34780	9	5	6950	5,24

SF > 1,5 → Ok!

Check Tegangan Pada Tumit (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	$M_{ac} + M_u$	M_r	V-Pu	e
5	42039,82	151700	34780	-0,65

B/6	q_{toe}	q_{heel}
0,83	1505,56	12406,44

$|e| \leq B/6 \rightarrow Ok$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow Ok$

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow Ok$

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	5

N_c	N_q	N_γ
9,14	2,48	1,06

q_{ult}	q_{max}	SF
67695,35	1505,56	44,96

$SF > 1.5 \rightarrow Ok$

Kondisi Masa Konstruksi

Lokasi : Hilir Bendung (PLTM Santong)

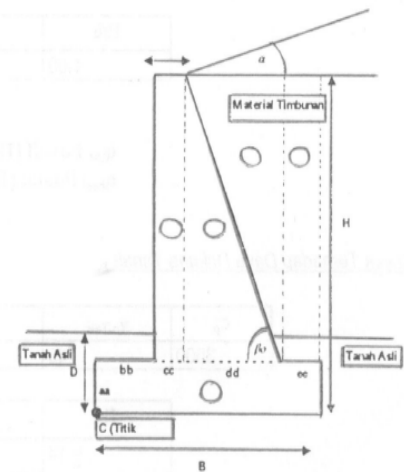
Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

$$\begin{aligned} \Phi_a &= 30^\circ \\ \gamma_a &= 1600 \text{ kg/m}^3 \\ C_a &= 0 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Tanah di bawah DPT :

$$\begin{aligned} \phi_p &= 9^\circ \\ \gamma_p &= 1655 \text{ kg/m}^3 \\ C_p &= 6950 \text{ kg/m}^2 \\ N_c &= 9,14 \end{aligned}$$



$$N_q = 2,48$$

$$N_\gamma = 1,06$$

Dimensi Dinding Penahan Tanah :

$$H = 9.5 \text{ m}$$

$$B = 6 \text{ m}$$

$$D = 1,5 \text{ m}$$

$$\beta^\circ = 78^\circ$$

$$aa = 1,2 \text{ m}$$

$$bb = 1,5 \text{ m}$$

$$cc = 1,5 \text{ m}$$

$$dd = 1,5 \text{ m}$$

$$ee = 1,5 \text{ m}$$

Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Φ_a	K_a	γ_a	C_a	H	P_a
30	0,333	1600	0	9,5	17066,67

Φ_p	K_p	γ_p	C_p	H	P_p
9	1,371	1655	6950	1,5	26964,64

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	7.20000	2200	15840.00	3.0000	47520,00
2	12.4500	2200	27390.00	2.2500	61627,50
3	6.2250	2200	13695.00	3.5000	47932,50
4	6.2250	1900	9960.00	4.0000	39840,00
5	12.4500	1900	19920.00	5.2500	104580,00
ΣV			86805.00	ΣM_r	301500,00

Check Terhadap Guling (Overturning) :

M_o	M_r	SF
71111,11	301500	4,24

$$SF > 1.5 \rightarrow \text{Ok}$$

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V	Φ_p	B	C_p	SF
34780	9	6	6950	3,74

SF > 1,5 → Ok!

Check Tegangan Pada Tumit (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	Mo	Mr	V	e
6	71111,11	301500	86805	0,35

B/6	q_{toe}	q_{heel}
1,00	19471,85	9463,15

$|e| \leq B/6 \rightarrow Ok$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) → Ok

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tarik) → Ok

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	6

N_c	N_q	N_γ
9,14	2,48	1,06

q_{ult}	q_{max}	SF
74942,50	19471,85	3,85

SF > 1,5 → Ok!

Kondisi Normal

Lokasi : Hilir Bendung (PLTM Santong)

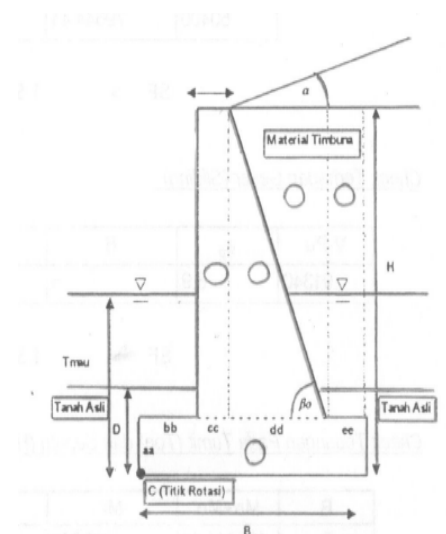
Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

$$\begin{aligned} \Phi_a &= 30^\circ \\ \gamma_a &= 1600 \text{ kg/m}^3 \\ C_a &= 0 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Tanah Asli :

$$\phi_p = 9^\circ$$



$$\begin{aligned}\gamma_p &= 1655 \text{ kg/m}^3 \\ C_p &= 6950 \text{ kg/m}^2 \\ N_c &= 9,14 \\ N_q &= 2,48 \\ N_\gamma &= 1,06\end{aligned}$$

Dimensi Dinding Penahan Tanah :

$$\begin{aligned}H &= 9.5 \text{ m} \\ B &= 6 \text{ m} \\ D &= 1,5 \text{ m} \\ \beta^\circ &= 78^\circ \\ aa &= 1,2 \text{ m} \\ bb &= 1,5 \text{ m} \\ cc &= 1,5 \text{ m} \\ dd &= 1,5 \text{ m} \\ ee &= 1,5 \text{ m}\end{aligned}$$

Tinggi Muka Air Yang Menyebabkan Uplift

$$T_{\text{mau}} = 3.5 \text{ m}$$

Menghitung Tekanan Aktif dan Pasif

Φ_a	K_a	γ_a	C_a	H	P_a
30	0,333	1600	0	9,5	17066,67

Φ_p	K_p	$\gamma_p - \gamma_{\text{air}}$	C_p	D	P_p
9	1,371	655	6950	1,5	25422,39

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	7,2000	2200	15840.00	3.00	47520.00
2	12,4500	2200	27390.00	2.25	61627.50
3	6,2250	2200	13695.00	3.50	47932.50
4	6,2250	1899	9960.00	4.00	39840.00
5	12,4500	1900	19920.00	5.25	104580.00
		ΣV	86805.00	ΣM_r	301500.00

Check Terhadap Uplift :

γ_{air}	B	D	Pu	SF
1000	6	1,5	2100	4.13

SF > 1.5 → Ok

Check Terhadap Guling (Overturning) :

Mu (70%)	Mo	Mr	SF
44100	71111,11	301500	2,62

SF > 1.5 → Ok

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V-Pu	Φ_p	B	C_p	SF
65805	9	6	6950	3.52

SF > 1.5 → Ok

Check Tegangan Pada Tumit (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	Mo + Mu	Mr	V-Pu	e
6	115211,11	301500	65805	0,17

B/6	q_{toe}	q_{heel}
100	12821	9113,15

$|e| \leq B/6 \rightarrow Ok$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) → Ok

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tank) → Ok

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	6

N_c	N_q	N_γ
9,14	2,48	1,06

q_{ult}	q_{max}	SF
68402.50	12821.85	5.31

SF > 1.5 → Ok

Kondisi Terjadi Gempa

Lokasi : Hilir Bendung (PLTM Santong)

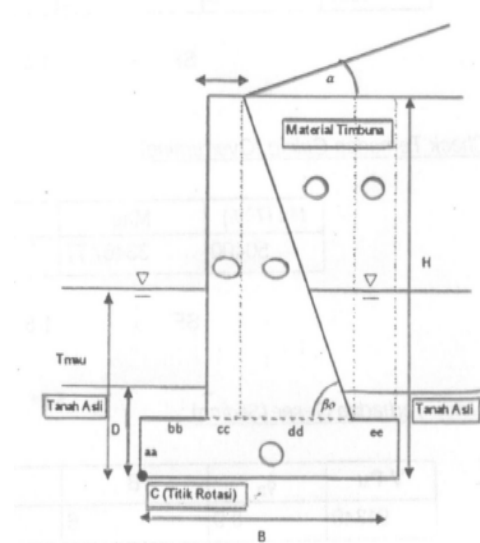
Parameter Tanah

Tanah Timbunan :

$$\begin{aligned}\Phi_a &= 30^\circ \\ \gamma_a &= 1600 \text{ kg/m}^3 \\ C_a &= 0 \text{ kg/m}^2 \\ \delta_a &= 20^\circ \\ \alpha &= 0^\circ\end{aligned}$$

Tanah Asli :

$$\begin{aligned}\phi_p &= 9^\circ \\ \gamma_p &= 1655 \text{ kg/m}^3 \\ C_p &= 6950 \text{ kg/m}^2 \\ N_c &= 9,14 \\ N_q &= 2,48 \\ N_\gamma &= 1,06\end{aligned}$$



Dimensi Dinding Penahan Tanah :

$$\begin{aligned}H &= 9,5 \text{ m} \\ B &= 6 \text{ m} \\ D &= 1,5 \text{ m} \\ \beta^\circ &= 78^\circ \\ aa &= 1,2 \text{ m} \\ bb &= 1,5 \text{ m} \\ cc &= 1,5 \text{ m} \\ dd &= 1,5 \text{ m} \\ ee &= 1,5 \text{ m}\end{aligned}$$

Tinggi Muka Air Yang Menyebabkan Uplift

$$T_{mau} = 3.5 \text{ m}$$

Parameter Gempa

$$\begin{aligned}K_v &= 0 \\ K_h &= 0.12\end{aligned}$$

Menghitung Tekanan Aktif Akibat Gempa

q	K_{ac}	γ_a	H	P_{ac}
6,842	0.490	1600	9.5	25106.05

Menghitung Tekanan Pasif

Φ_p	K_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	C_p	D	P_p
9	1,371	655	6950	1,5	26964,64

Menghitung Momen Akibat Gempa

P_{ac}	$P_{ac} \cos (90 - \beta_o + \delta)$	M_{ac}
25106.05	21291.14	29571.03

Menghitung Momen Yang Menahan

No	Luas	γ_{bahan}	Berat	Lengan Momen	M_c
1	7,2000	2200	15840.00	3.00	47520.00
2	12,4500	2200	27390.00	2.25	61627.50
3	6,2250	2200	13695.00	3.50	47932.50
4	6,2250	1899	9960.00	4.00	39840.00
5	12,4500	1900	19920.00	5.25	104580.00
		ΣV	86805.00	ΣM_r	301500.00

Check Terhadap Uplift :

γ_{air}	B	D	P_u	SF
1000	6	1,5	2100	4.13

SF > 1.5 → Ok

Check Terhadap Guling (Overturning) :

M_u (70%)	M_{ac}	M_r	SF
44100	29571.03	301500	4.09

SF > 1.5 → Ok

Check Terhadap Geser (Sliding) :

V- P_u	Φ_p	B	C_p	SF
65805	9	6	6950	2.90

SF > 1.5 → Ok

Check Tegangan Pada Tumit (Toe) dan Sepatu (Heel) :

B	$M_{ac} + M_u$	Mr	V-Pu	e
6	73671.03	301500	65805	-0.46

B/6	q_{toe}	q_{heel}
1.00	5898.50	16036.50

$|e| \leq B/6 \rightarrow Ok$

q_{toe} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow Ok$

q_{heel} Positif (Tidak Terjadi Tarik) $\rightarrow Ok$

Check Terhadap Daya Dukung Tanah :

C_p	$\gamma_p - \gamma_{air}$	D	B
6950	655	1,5	6

N_c	N_q	N_γ
9,14	2,48	1,06

q_{ult}	q_{max}	SF
68042.50	5898.50	11.54

$SF > 1.5 \rightarrow Ok$

5.2.2 Desain Saluran

5.2.2.1 Umum

Perencanaan saluran yang akan dibahas adalah saluran penghantar dan bangunan pelengkapanya dikaitkan dengan kebutuhan untuk membawa aliran air dari bendung sampai ke saluran pembuang.

5.2.2.2 Bangunan Kantong Lumpur

5.2.2.2.1 Dimensi Kantong Lumpur

a. Ukuran partikel rencana

Ukuran partikel rencana hasil penyelidikan lapangan dan analisis laboratorium dapat dilihat pada tabel 4.2. Kemudian didapatkan ukuran sedimen layang yang terkandung dalam air $(a) = 7.90 \cdot 10^{-2}$ mm. Berdasarkan gambar 4.9. tentang hubungan antara diameter ayak dan kecepatan endap untuk air tenang, maka didapatkan harga kecepatan endap $(w) = 4.81$ mm/det.

b. Volume kantong lumpur

Perhitungan kantong lumpur mempergunakan rumus yang terdapat pada persamaan 4.6. Pada perhitungan ini didapatkan data-data sebagai berikut :

- Sedimen yang harus diendapkan (a) = $7.90 \cdot 10^{-2}$ mm
- Debit rencana (Q_n) = 1.68 m³/det.
- Periode pembilasan (T) = 1 bulan \approx 30 hari

Maka volume kantong lumpur (V) adalah :

$$V = 7.90 \cdot 10^{-5} \text{ m} \times 1.68 \text{ m}^3/\text{det} \times 1 \text{ bulan} \\ = 344.01 \text{ m}^3.$$

c. Luas permukaan rata-rata

Perhitungan untuk mencari luas permukaan rata-rata kantong lumpur mempergunakan rumus pada persamaan 4.7 dan 4.8.

Pada perhitungan ini didapatkan data :

- Debit rencana (Q_n) = 1.68 m³/det.
- Kecepatan endap (w) = 4.81 mm/det

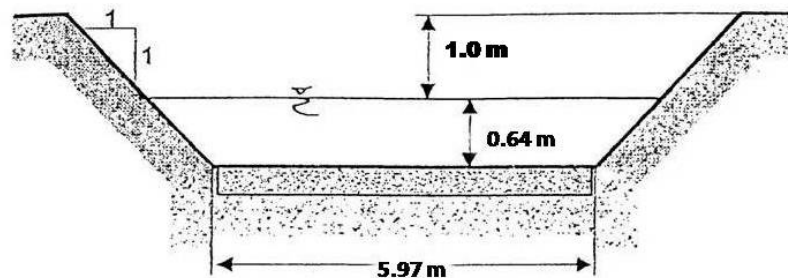
Maka luas permukaan rata-rata (L_B) = $Q_n/w = 349.27 \text{ m}^2$

Syarat : $L/B > 8$, sehingga :

$$L > 53 \text{ m}$$

$$B < 6.61 \text{ m}$$

d. Penentuan kemiringan (i_n) pada saat kantong lumpur hampir penuh



Gambar 5.6. Potongan melintang kantong lumpur dalam keadaan penuh pada Q_n

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

Kecepatan pengendapan $V_n = 0.4 \text{ m/det}$

Koefisien kekasaran $k_n = 45$

Luas tampungan $A_n = Q_n/V_n = 1.68/0.4 = 4.20 \text{ m}^2$

Lebar puncak $B = 6.61 \text{ m}$

Kedalaman air (h_n) menjadi :

$h_n = A_n/B = 4.2/6.61 = 0.64 \text{ m}$

$m_{\text{kolam}} = 1$

Keliling basah P_n :

$P_n = b + 2h\sqrt{1+z^2} = 5.97 + 2 \times 0.64\sqrt{1+1^2} = 8.53 \text{ m}$

$R_n = A_n/P_n = 0.5 \text{ m}$

Kemiringan $i_n = \frac{V_n^2}{(R^{2/3}k_n)^2} = \frac{0.4^2}{(0.5^{2/3}45)^2} = 0.0002$

e. Penentuan kemiringan (i_s) pada saat kantong kosong/pembilasan

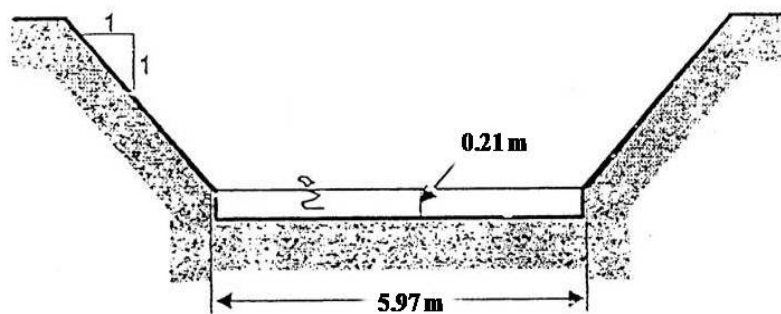
Kecepatan pengurasan, $V_s = 1.35 \text{ m}^3/\text{det}$

Debit pengurasan, $Q_s = 1.2 Q_n = 1.68 \text{ m}^3/\text{det}$

Luas penampang, $A_s = Q_s/V_s = 1.24 \text{ m}^2$

Lebar dasar, $= 5.97 \text{ m}$

Kedalaman, $h_s = A_s/b = 0.21 \text{ m}$



Gambar 5.7. Potongan melintang kantong lumpur dalam keadaan kosong pada Q_s

Keliling basah P_s :

$P_s = b + 2 h_s = 5.97 + 2 \times 0.21 = 6.39 \text{ m}$ (segi empat)

Radius Hidrolik :

$R_s = A_s/P_s = 0.19$

Koefisien kekasaran, $k_s = 40$ (untuk pembilasan)

$$\text{Kemiringan, } i_s = \frac{V_s^2}{(R_s^{2/3} k_s)^2} = \frac{1.35^2}{(0.19^{2/3} 40)^2} = 0.01043$$

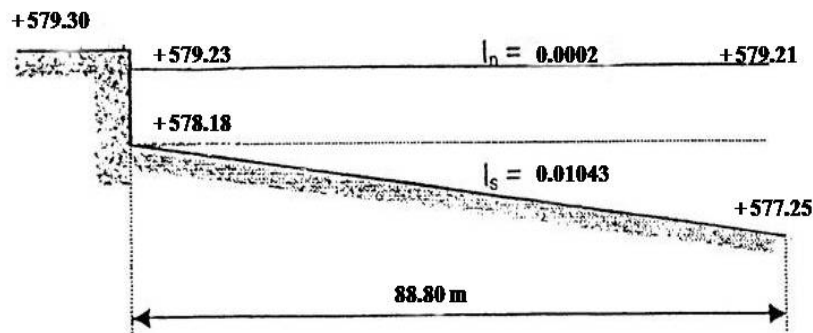
Pembilasan dilakukan pada aliran subkritis ($Fr < 1$) :

$$Fr = \frac{v}{\sqrt{gh}} = \frac{1.35}{\sqrt{9.81 \times 0.21}} = 0.94$$

$$\text{Volume kantong (V)} = 0.5 b L + 0.5 b (i_s - i_n) L^2 = 505.862 \text{ m}^3$$

$$\text{Panjang Kantong Lumpur (L)} = 88.80 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman di ujung saluran} = 0.45 \text{ m}$$



Gambar 5.8. Kantong lumpur dalam keadaan penuh

5.2.2.2.2 Efisiensi kantong lumpur

Pada perencanaan telah didapatkan parameter kantong lumpur, yaitu sebagai berikut :

$$\text{Panjang, L} = 88.80 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman air rencana, } h_n = 0.64 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan rencana, } V_n = 0.4 \text{ m/det}$$

$$\text{Kecepatan endap rencana, } w_o = \frac{h_n \cdot v_n}{L} = 0.00286 \text{ m/det}$$

$$\text{Diameter yg sesuai, } d_o = 0.063 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter rencana, } d = 0.0079 \text{ mm}$$

$$\text{Kecepatan endap rencana, } w = 0.0048 \text{ m/det}$$

$$w/w_o = 1.68$$

$$w/v_n = 0.012$$

Maka berdasarkan parameter yang tersedia tersebut, dengan melihat Diagram Camp (Gambar 4.8), diperoleh efisiensi = **0.93**

5.2.2.3 Saluran Penghantar

5.2.2.3.1. Intake

Ambang intake di saluran penghantar = 0.1 m diatas muka kantong lumpur dalam keadaan penuh.

Perhitungan dimensi intake ke saluran pembawa adalah sebagai berikut :

$$\text{Debit rencana, } Q = 1.68 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Kehilangan di ambang, } z = 0.1 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien, } m = 0.9 \text{ pengambilan bebas}$$

$$\text{Tma di ambang, } h = 0.90 \text{ m}$$

$$\text{Lebar bangunan, } b \rightarrow Q = m.h.b\sqrt{2.g.z}$$

$$b = \frac{Q}{m.h\sqrt{2.g.z}} = \frac{1.68}{0.9 \times 0.9\sqrt{2 \times 9.81 \times 0.1}} = 1.48 \text{ m}$$

5.2.2.3.2. Saluran

Perhitungan dimensi saluran mempergunakan rumus yang terdapat pada persamaan 4.9 dan 4.10. Data yang diketahui untuk menghitung dimensi saluran ini adalah sebagai berikut :

$$\text{Debit rencana, } Q_d = 1.40 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Debit rencana saluran, } Q_{\text{sal}} = 1.68 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$\text{Panjang saluran, } L = 1670 \text{ m, desand} = 120 \text{ m}$$

$$\text{Kemiringan saluran, } S = 0.0007$$

$$\text{Kemiringan talud, } 1 : m, m = 0.25$$

$$\text{Kekasaran Manning (pasangan batu), } n = 0.0167$$

$$\text{Lebar dasar saluran, } b = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman saluran, } y = 1.04 \text{ m}$$

Perhitungan :

$$\text{Luas penampang, } A = 1.73 \text{ m}^2$$

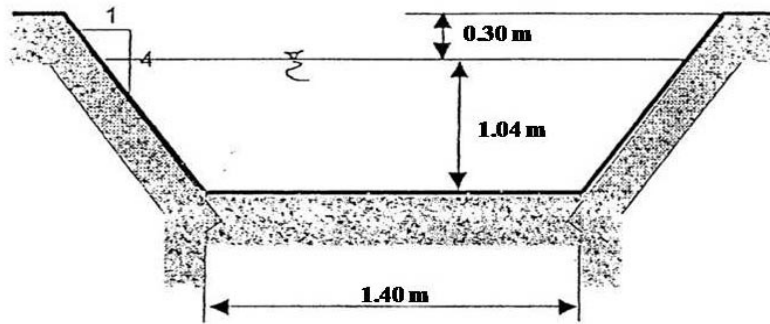
$$\text{Keliling basah, } P = 3.54 \text{ m}$$

$$\text{Jari-jari hidraulik, } R = 0.49 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan di saluran, } v = 0.98 \text{ m/det}$$

$$\text{Tinggi jagaan, } w = 0.3 \text{ m}$$

$$\text{Lebar permukaan saluran, } T = 2 \text{ m}$$

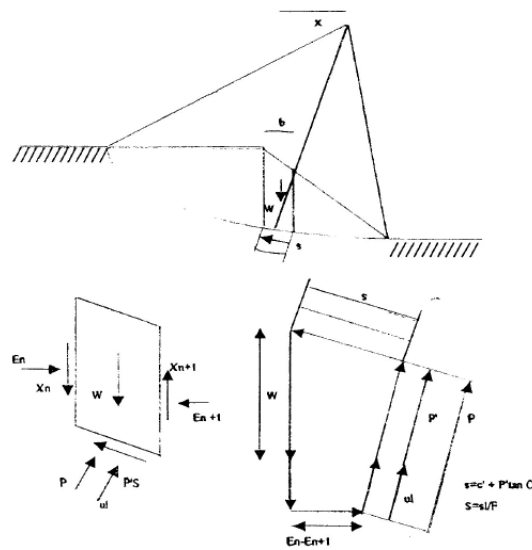


Gambar 5.9. Penampang saluran penghantar

5.2.2.4 Analisis Kestabilan Lereng

Metoda yang digunakan untuk menganalisis kestabilan lereng disini adalah dengan cara Bishop yaitu dengan cara keseimbangan batas, dimana besarnya kekuatan geser yang diperlukan untuk mempertahankan kestabilan dibandingkan dengan kekuatan geser yang ada. Dari perbandingan ini kita dapatkan faktor keamanan (SF). Asumsi pertama yang digunakan adalah akan terjadi kelongsoran pada suatu bidang gelincir tertentu, maka dengan menghitung besarnya gaya atau momen penggerak yang menyebabkan terjadinya longsor (sliding force) akibat berat tanah dan gaya atau momen lawan (resisting moment) kita dapat menentukan faktor keamanan terhadap longsor pada bidang geser yang bersangkutan. Cara ini dilakukan berulang pada bidang bidang gelincir lain sampai tercapai faktor keamanan terkecil.

Gaya-gaya yang terjadi bisa dilihat pada gambar berikut :



Gambar 5.10. Gaya Geser Tanah

Besarnya harga P diperoleh dengan menguraikan gaya-gaya lain dari arah vertikal yaitu :

$$(P-ul) \frac{\tan \emptyset'}{F} \sin \alpha + (P-ul) \cos \alpha = W + (X_n - X_n + 1) - \frac{c'l}{F} \sin \alpha - ul \cos \alpha$$

Sehingga :

$$(p - ul) = \frac{W + (X_n - X_n + 1) - (c' \sin \alpha / F + u \cos \alpha)}{\cos \alpha + (\tan \emptyset' \sin \alpha) / F}$$

karena :

$$(X_n - X_n + 1) = 0,$$

Maka :

$$(p - ul) = \frac{W - 1 (c' \sin \alpha / F + u \cos \alpha)}{\cos \alpha + (\tan \emptyset' \sin \alpha) / F}$$

Jadi :

$$F = \frac{1}{\sum W \sin \alpha} \frac{\sec \alpha}{1 + (\tan \emptyset' \tan \alpha) / F}$$

Untuk mendapatkan nilai F (faktor keamanan), maka harus dilakukan dengan cara iterative (ulangan). Dari metoda yang digunakan di atas dilakukan program perhitungan dengan menggunakan komputer, sehingga menghasilkan harga faktor keamanan untuk bentuk lereng yang direncanakan. Dari hasil perhitungan disimpulkan bahwa kondisi kestabilan lereng tanah dengan talud 3 : 1 relatif aman sampai ketinggian 5.0 m. Setelah lebih dari 5.0 m, maka sebaiknya lereng dipapas (di "trap") secara horizontal selebar kurang lebih 1 m.

5.2.3 Bak Penenang

Rumus yang digunakan untuk memperhitungkan bak penenang ini diperoleh dari persamaan 4.14 sampai 4.17. Adapun analisis perhitungan bak penenang untuk per meter panjang adalah sebagai berikut :

Diketahui lebar saluran penghantar (b) = 1.40 meter

Maka :

$$\text{Lebar bak penenang (B)} = 3b = 3 \times 1.4 = 4.2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bak penenang (L)} = 2B = 2 \times 4.2 = 8.4 \text{ m}$$

Data dari dimensi pipa pesat adalah :

$$Q = 1.4 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$D = 0.85 \text{ m}$$

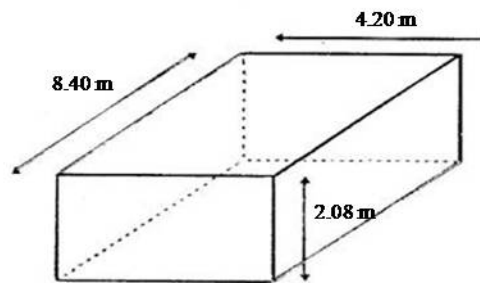
$$v = Q/A = 1.4 / (0.25 \times 3.14 \times 0.85^2) = 2.46 \text{ m/det}$$

$$s = 0.54 \times 2.46 \times 0.85^{0.5} = 1.23 \text{ m}$$

Sehingga kedalaman di bak penenang adalah :

$$h = 1.23 + 0.85 = 2.08 \text{ m}$$

5.2.3.1 Analisa Stabilitas



Tebal beton = 30 cm = 0.3 m

Parameter Tanah :

$$\gamma = 1.57 \text{ t/m}^3 = 1570 \text{ kg/m}^3 = 0.00157 \text{ kg/cm}^3$$

$$C = 10.32 \text{ t/m}^3 = 10320 \text{ kg/m}^3 = 1.032 \text{ kg/cm}^3 = 103.2 \text{ KPa}$$

$$\Phi = 7^\circ \rightarrow N_c = 7.65$$

$$N_q = 2.40$$

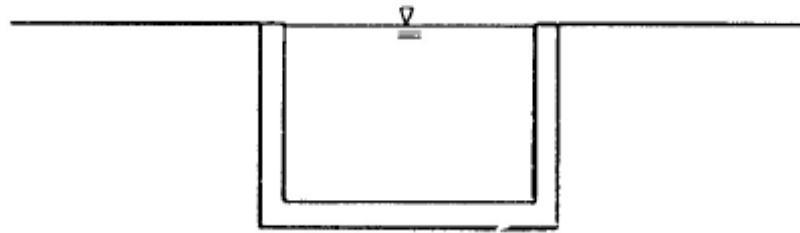
$$N_\gamma = 0.65$$

Penulangan :



a. Kondisi Kosong :

Tegangan yang terjadi pada kondisi ini hanya tegangan Uplift akibat air tanah, karena muka air tanah terletak jauh di bawah permukaan tanah, maka disimpulkan tidak terjadi tegangan Uplift.



b. Kondisi banjir (Gempa)

Dianggap air memenuhi kolam. Perhitungan gempa dianggap gempa statik.

Analisa per meter panjang

Tegangan kontak :

$$\sigma_c = \frac{W_{air} + W_{beton} + 10\% \times (W_{air} + W_{beton})}{1 \text{ m} \times b}$$

$$\sigma_c = \frac{(V_{air} \times \gamma_{air} + V_{beton} \times \gamma_{beton}) \times 110\%}{1 \text{ m} \times b}$$

$$\sigma_c = \frac{(4.2 \times 2.08 \times 1 \times 1000 \text{ kg/m}^3) + (2 \times 0.30 \times 2.08 + 5.10 \times 0.30) \times 1 \times 2400 \text{ kg/m}^3}{1 \text{ m} \times (4.2 \text{ m} + 0.30 \text{ m} + 0.30 \text{ m})}$$

$$\sigma_c = 2926 \text{ kg/m}^2$$

Daya Dukung Tanah

$$\begin{aligned} q_{ult} &= C N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \\ &= 10320 \text{ kg/m}^2 \times 7.65 + 1570 \text{ kg/m}^3 \times 2.08 \times 2.4 + 0.5 \times 1570 \text{ kg/m}^3 \times 4.2 \times 0.65 \\ &= 90.664 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$SF = \frac{q_{ult}}{\sigma_c} = \frac{90664}{2926} = 31 > 3 \Rightarrow Ok$$

Jadi konstruksi bak penenang **aman** saat kondisi banjir + gempa.

5.2.3.2 Perhitungan Struktur Kolam Penenang

Ukuran kolam penenang = 8.4 m x 4.2 m x 2.08 m terbuat dari beton bertulang.

Parameter tanah :

$$\gamma = 1570 \text{ kg/m}^3$$

$$C = 10320 \text{ kg/m}^2$$

$$\Phi = 7^\circ$$

Karena lokasi kolam penenang elevasinya besar (di atas bukit), maka diasumsikan tidak ada tekanan air yang bekerja.

Jadi :

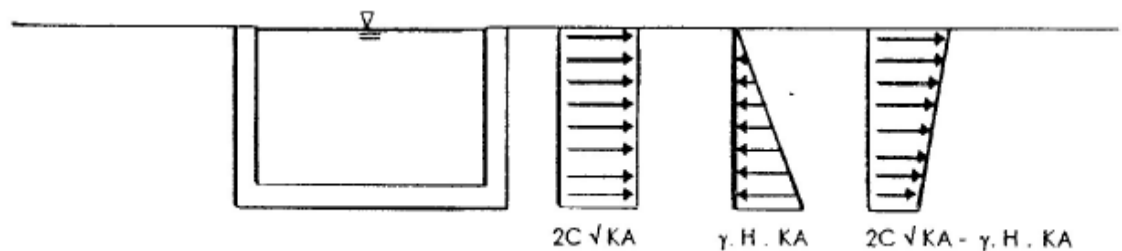
$$KA = \tan^2 (45 - \phi/2) = \tan^2 (45 - 7^\circ/2) = 0.783$$

$$2C \sqrt{KA} = 2 \times 10320 \text{ kg/m}^2 \times \sqrt{0.783} = 18264 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma \cdot H \cdot KA = 1570 \text{ kg/m}^3 \times 2.08 \text{ m} \times 0.783 = 3073 \text{ kg/m}^2$$

Syarat :

Kohesi tanah > Tekanan Aktif



$$\begin{aligned} \text{Super posisi tekanan aktif} &= \gamma H K A - 2C \sqrt{K A} = 3.073 \text{ kg/m}^2 - 18.264 \text{ kg/m}^2 \\ &= -15.191 \text{ kg/m}^2 \text{ (Tidak terjadi tekanan aktif)} \end{aligned}$$

Karena tekanan tanah yang terjadi adalah tekanan pasif, maka tidak ada momen akibat tekanan tanah aktif yang perlu diperhitungkan terhadap dinding bak.

5.2.4 Pipa pesat

5.2.4.1 Dimensi

Diameter pipa pesat dihitung dengan persamaan yang hanya tergantung dari besarnya aliran (debit rencana) yang akan melewatinya. Perhitungan dimensi pipa pesat mempergunakan rumus pada persamaan 4.18 dan 4.19. Perhitungan dimensi pipa pesat adalah sebagai berikut :

Diketahui debit rencana, $Q = 1.4 \text{ m}^3/\text{det}$

$$\text{Maka diameter pipa pesat, } D = 0.72 \times 1.4^{0.5} = 0.85 \text{ m}$$

Tebal pipa pesat dihitung menggunakan persamaan 4.19, maka perhitungannya :

$$t = (D+20)/400 \text{ (in)} = 0.0521 = 0.0013 \text{ m}$$

Tebal pipa pesat yang diambil, $t = 8 \text{ mm}$

Panjang pipa pesat, $L = 253 \text{ m}$

5.2.4.2 Perhitungan Pondasi Pipa Pesat

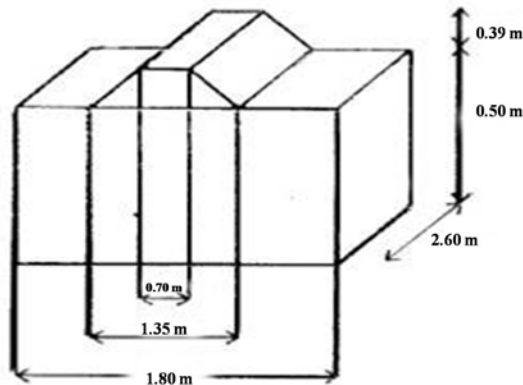
Untuk mengetahui stabilitas pondasi penstock dapat dibagi menjadi dua macam pondasi, yaitu :

- Pondasi tumpuan biasa
- Pondasi angker blok

a. Pondasi Tumpuan Biasa

Diambil jarak tiap tumpuan = 6 m

Dimensi pondasi tumpuan sebagai berikut :



Dari statika, untuk bentang pipa 6 m dengan sudut max = 30° didapat :



Parameter-parameter tanah yang diketahui :

$$c = 8.50 \text{ t/m}^2 ; \varphi = 12.2^\circ ; \gamma = 1,51 \text{ t/m}^3$$

$$N_c = 9.386 ; N_q = 3.028 ; N_\gamma = 1.746$$

- Cek terhadap geser

$$W_{\text{pondasi}} = \{ (1,8 \times 2,6 \times 0,5 + (0,7 + 1,35) \times 0,39/2 \} \text{ m}^3 \times 2,4 \text{ t/m}^3$$

$$= 6.5754 \text{ ton}$$

Daya Dukung Tanah :

$$q_{\text{ult}} = c N_c + \gamma D N_q + 0.5 \gamma B N_\gamma \text{ (strip foundation)}$$

$$= 8.50 \times 9.386 + 1.51 \times 1 \times 3.028 + 0.5 \times 1.51 \times 2 \times 1.746$$

$$= 87 \text{ t/m}^2$$

Akibat beban vertikal $F_v = 6.5754 \text{ t/m}^2 \times 2.1 \text{ m}^2 = 13.81 \text{ ton}$

$$SF = \frac{C.L + F_v \operatorname{tg} \delta}{F_H + 0.1 F_v} \geq 1.5 \left[\operatorname{tg} \delta = \operatorname{tg} \frac{2}{3} \right]$$

$$= \frac{8.5 \times 1.8 \times 2.1 + 13.81 \times \operatorname{tg} \left(\frac{2}{3} \times 7 \right)}{6.5 + (0.1 \times 13.81)} = 4.22 > 1.5 \rightarrow \text{Ok}$$

Jadi konstruksi **aman** terhadap gaya horizontal.

- Cek terhadap tegangan normal

Penstock :

Diameter = 0.85 m
 Luas (A) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
 = 0.57 m²
 Volume (V) = 0.57 m² x 6 m
 = 3,42 m³

W_{air} dalam penstock = Koef Impact x 3,42 m³ x 1 t/m³
 = 1.2 x 3.42 t
 = 4.104 t

Berat Total :

$W_{\text{tot}} = W_{\text{air}} + W_{\text{pondasi}}$
 = 4.104 + 6,5754
 = 10.6794 t

Tegangan Kontak :

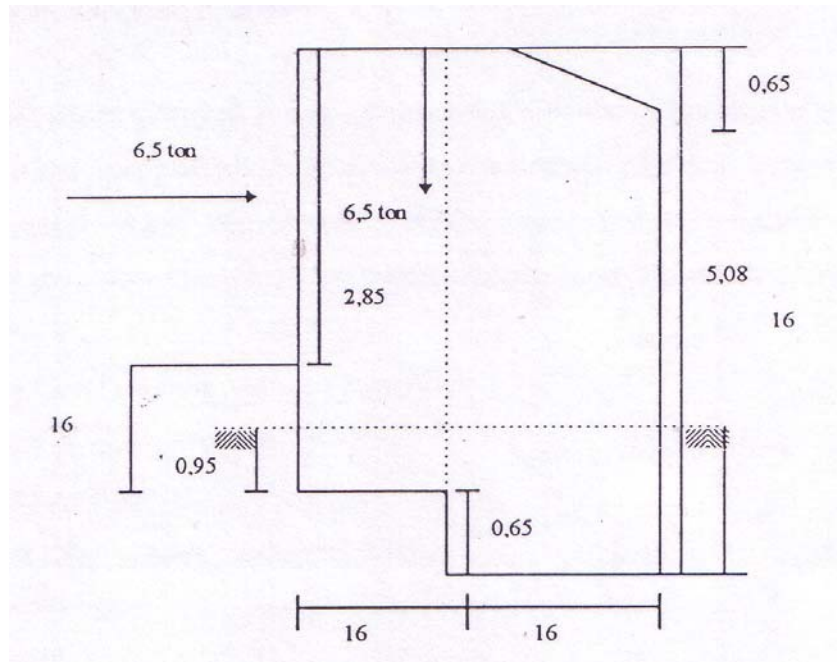
$$\sigma_{\text{contact}} = \frac{W_{\text{tot}}}{A_{\text{dasar}}} = \frac{10.6794}{1.8 \times 2.1} = 2.825 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q_{\text{ult}}}{\sigma_c} = \frac{87 \text{ t/m}^2}{2.825 \text{ t/m}^2} = 30 > 1 \rightarrow \text{Ok}$$

Jadi konstruksi **aman** terhadap gaya normal.

b. Pondasi Angker Blok

Untuk periksa stabilitas pondasi angker blok diambil gaya-gaya maksimum yang terjadi, $F_v = F_H = 6.5 \text{ ton}$ (akibat $\alpha = 30^\circ$). Sebagai contoh perhitungan, diambil angker blok berukuran terkecil sebagai berikut :



- Cek terhadap FH
 $(1.6 \times 5.08 + 1.6 \times 4.43 - 0.65 \times 1.6 \times 0.5) \times 4 \times 2.4 = 141.08 \text{ ton}$
 $F_v = 6.5 + 141.08 = 147.58 \text{ ton}$

$$SF = \frac{8.5 \times 3.2 \times 4 + 147.58 \operatorname{tg}\left(\frac{2}{3} 7\right)}{6.5 + (0.1 \times 147.58)} = 5.685 > 1,5$$

Konstruksi **aman** terhadap gaya horizontal.

- Cek terhadap Fv

$$\sigma_{contact} = \frac{V}{A} = \frac{147.58}{3.2 \times 4} = 11.53 \text{ t/m}^2$$

$$\begin{aligned} q_{ult} &= 8.5 \times 13,23 + 15,10 \times 1,275 \times 2,9 + 0,5 \times 15,1 \times 3,2 \times 2,7 \\ &= 233.52 \text{ kN/m}^2 \\ &= 23.352 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

$$\frac{q_{ult}}{\sigma_c} = \frac{23.352}{11.53} = 2.025 > 1$$

Konstruksi **aman** terhadap gaya vertikal.

5.2.5 Saluran Pembuang (Tail Race)

Perhitungan dimensi saluran pembuang (Tail Race) mempergunakan dasar persamaan 4.20 sampai dengan persamaan 4.24. Perhitungan dimensi saluran pembuang (Tail Race)

adalah sebagai berikut :

Diketahui data sebagai berikut :

Debit rencana, Q	= 1.4 m ³ /det
Kemiringan saluran, S = 1 : 1000	= 0.001
Koefisien Manning (pasangan batu)	= 0.0167
Lebar dasar saluran, b	= 1.50 m

Perhitungan dilakukan dengan cara coba-coba untuk harga kedalaman y, kemudian hasilnya diperiksa dengan persamaan debit.

Kedalaman saluran, y	= 0.9 m
Luas Penampang, A	= b.y = 1.5 x 0.9 = 1.35 m ²
Keliling basah, P	= b + 2y = 1.5 + 2 x 0.9 = 3.3 m
Jari-jari hidraulik, R	= A/P = 1.35 / 3.3 = 0.41 m
Kecepatan di saluran, v	= $kR^{2/3} \sqrt{S} = 60 \times 0.41^{2/3} \times 0.001^{1/2} = 1.05$ m/det
Debit yang melalui saluran, Q	= 1.05 x 1.35 = 1.4175 m ³ /det (OK!)
Tinggi jagaan, w	= 0.5 m

5.2.6 Kehilangan Tinggi Tekan/Energi Bangunan Hidraulik PLTM

Perhitungan kehilangan tinggi tekan atau energi bangunan hidraulik PLTM mempergunakan dasar persamaan 4.25 sampai dengan persamaan 4.32. Perhitungan dimensi saluran pembuang (tail race) adalah sebagai berikut :

a. Kehilangan energi akibat masukan intake

Perhitungan kehilangan energi akibat masukan intake mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.25.

Diketahui :

K_e = koefisien, tergantung atas bentuk masukan untuk "Circular Bell Mouth" koefisien bentuk masukannya berharga 0,10.

V_a = kecepatan masuk = 1.58 m/det

g = percepatan gravitasi = 9.81 m/dt²

maka kehilangan energi :

$$H_{f1} = 0.1 \left(\frac{1.58^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.0127 \text{ m}$$

b. Kehilangan energi akibat saringan

Perhitungan kehilangan energi akibat saringan mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.26 dan 4.27.

Diketahui :

- H_f = kehilangan energi
- v = kecepatan awal = 1.58 m/dt
- g = percepatan gravitasi = 9.81 m/dt²
- c = koefisien saringan jeruji
- β = koefisien baja = 2.42 untuk jeruji persegi dan 1,80 untuk jeruji bulat.
- s = tebal jeruji = 0.01 m
- b = jarak antar jeruji = 0.05 m
- δ = inklinasi saringan (sudut kemiringan dari horizontal) = 82°

Maka kehilangan energi :

$$c = 1.8 \left(\frac{0.01}{0.05} \right)^{4/3} \sin 82 = 0.21$$

$$h_{f2} = 0.21 \left(\frac{1.58^2}{2 \times 9.81} \right) = 0.026 \text{ m}$$

c. Kehilangan energi akibat ambang

Perhitungan kehilangan energi akibat ambang mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.28.

Diketahui :

- Q = debit desain (m³/dt).
- μ = koefisien debit = 0,80.
- b = lebar ambang (m).
- h = tinggi air diatas ambang (m).
- Z = kehilangan energi (m).
- g = percepatan gravitasi (m/dt²).

Maka kehilangan energi :

$$h_{f3} = 0.20 \text{ m}$$

d. Kehilangan di kantong pasir

Perhitungan kehilangan energi di kantong pasir mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.29.

Diketahui :

Kecepatan di intake, $V_{\text{intake}} = 1.58 \text{ m/det}$

Kecepatan di desand, $V_{\text{desand}} = 0.4 \text{ m/det}$

Maka kehilangan energi :

$$h_{f4} = \frac{(1.58 - 0.4)^2}{2 \times 9.81} = 0.071 \text{ m}$$

e. Kehilangan energi pada saluran pembawa

Perhitungan kehilangan energi pada saluran pembawa mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.30.

Diketahui :

Panjang saluran, $L = 1770 \text{ m}$

Kemiringan saluran, $S = 1 : 1000 = 0.0007$

Kemiringan penampang, $1 : m, m = 0.25$

Kekasaran Manning (pasangan batu), $n = 0.0167$

Jari-jari hidraulik, $R = 0.49 \text{ m}$

Kecepatan di saluran, $v = 0.98 \text{ m/det}$

Maka kehilangan energi :

$$h_{f5} = \frac{(0.0167)^2 \times (0.98)^2 \times (1770)}{(0.49)^{4/3}} = 1.23 \text{ m}$$

f. Kehilangan energi di bak penenang

Perhitungan kehilangan energi akibat bak penenang mempergunakan dasar rumus pada persamaan 4.31 dan 4.32.

- *Akibat ekspansi tiba-tiba*

Diketahui :

Koefisien $k = 1$

$V_{\text{saluran}} = 0.98 \text{ m/det}$

$$\text{Maka kehilangan energi akibat ekspansi} = h_{f6a} = k \frac{v^2}{2.g} = 1 \frac{0.98^2}{2 \times 9.81} = 0.048 \text{ m}$$

- *Akibat saringan*

Diketahui :

Koefisien $c = 0.25$

$V_{\text{saluran}} = 0.98 \text{ m/det}$

$$\text{Maka kehilangan energi akibat saringan} = h_{f6b} = c \frac{v^2}{2.g} = 0.25 \frac{0.98^2}{2 \times 9.81} = 0.012 \text{ m}$$

Kehilangan energi total akibat bak penenang :

$$h_{f6} = h_{f6a} + h_{f6b} = 0.048 + 0.012 = 0.06 \text{ m}$$

Berdasarkan rincian perhitungan kehilangan energi pada setiap bangunan air, maka kehilangan tinggi energi total dari intake sampai ke bak penenang adalah :

$$H_{f1} + H_{f2} + H_{f3} + H_{f4} + H_{f5} + H_{f6} = \underline{\underline{1.6 \text{ m}}}$$

5.3. PEMILIHAN TURBIN

5.3.1 Jumlah Pemakaian Turbin di PLTM Santong

Pembangkit Listrik Tenaga Minihidro Santong direncanakan untuk terinterkoneksi dengan Pembangkit Listrik Tenaga Diesel (PLTD) yang berada di sekitarnya. Untuk itu kebutuhan maksimum akan daya listrik pada kurun waktu tertentu dapat terpenuhi sekurang-kurangnya 75 % dari kapasitas maksimum.

Berdasarkan alasan di atas, maka perencanaan PLTM Santong akan dibangun sebanyak satu unit turbin agar produksi tenaga yang dihasilkan dapat diandalkan.

Keterbatasan transportasi terkadang mengharuskan kita untuk memakai beberapa tenaga unit turbin yang berukuran kecil untuk mengurangi dimensi dan berat yang berlebihan dari sistem pembangkit.

5.3.2 Prosedur Perancangan Dimensi Turbin

Untuk menentukan jenis dan konfigurasi roda gerak dipergunakan bilangan kecepatan putar spesifik dengan rumus 4.45 dan 4.46. Sedangkan untuk penentuan jenis turbin yang digunakan berdasarkan harga kecepatan spesifik yang tercantum pada Tabel 4.6.

5.3.3 Prosedur Perhitungan Dimensi Dasar Turbin

Pada Tugas Akhir yang disusun ini, kami membatasi lingkup perancangan desain mekanik hanya sampai pada penentuan tipe turbin saja. Hal ini berkaitan dengan lingkup awal dari Tugas Akhir kami yang membatasi hanya sampai pekerjaan infrastruktur keairan Teknik Sipil.

5.3.3.1 Penentuan Jenis/Tipe Turbin Di PLTM Santong

Prosedur penentuan tipe turbin yang dipakai pada perencanaan PLTM Santong ini adalah berdasarkan pada data-data tinggi jatuh (*head*) dan kapasitas debit air (*Q*). Kemudian sejauh mungkin kecepatan putar (*n*) ditentukan sama dengan kecepatan putar generatornya agar dihasilkan PLTM yang optimum. Dari putaran spesifik (n_s atau n_q), selanjutnya dapat ditentukan tipe turbin yang tepat untuk kondisi tersebut. Dalam perencanaan turbin ini, data-data perencanaan yang diambil adalah sebagai berikut :

-
- Tinggi jatuh air (head) $H = 80.60 \text{ M}$
 - Jumlah turbin $N = 1 \text{ unit}$
 - Debit nominal aliran total $Q_t = 1.40 \text{ m}^3/\text{det}$
 - Putaran poros turbin $n = 750 \text{ rpm}$

Dengan mengambil harga efisiensi turbin sebesar 76 %, daya hidraulik air (N_h) yang tersedia dengan data-data perencanaan tersebut diatas dapat dihitung sebagai berikut :

$$\begin{aligned} N_h &= \eta \cdot \rho \cdot Q \cdot g \cdot H \\ &= 0.76 \times 1000 \times 1.40 \times 9.81 \times 80.60 \\ &= 841290 \text{ Watt} \\ &= 841 \text{ kWatt} \end{aligned}$$

Harga kecepatan spesifik adalah :

$$n_s = \frac{n\sqrt{N}}{H^{5/4}} = \frac{750\sqrt{841}}{80.60^{5/4}} = 90.06$$

Berdasarkan harga kecepatan spesifik menurut Tabel 4.6, maka jenis turbin yang cocok untuk putaran 750 rpm adalah jenis Turbin Francis kecepatan rendah.