



TUGAS AKHIR

PERENCANAAN BENDUNG AMOHALO DI
KECAMATAN BARUGA
KOTA KENDARI

BAGUS PRAMONO YAKTI

NRP. 3110100138



PENDAHULUAN



LATAR BELAKANG

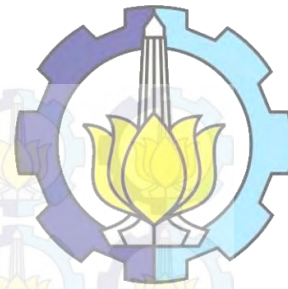
Sungai Amohalo merupakan sungai yang mempunyai debit yang cukup untuk irigasi, akan tetapi lahan pertanian penduduk di Kecamatan Baruga Kota Kendari selalu mengalami kesulitan air, karena elevasi sawah lebih tinggi dari elevasi sungai Amohalo. Sungai Amohalo mempunyai daerah pengaliran seluas 38,63 km², dengan panjang sungai 8,5 km.

Sebagian penduduk sekitar adalah petani, sehingga kebutuhan air sangat penting untuk mengalir lahan pertanian mereka. Untuk memenuhi kebutuhan air tersebut, diperlukan sebuah bendung yang berfungsi menaikkan elevasi muka air sungai, sehingga dapat digunakan untuk memenuhi kebutuhan air irigasi penduduk.



RUMUSAN MASALAH

1. Berapa besar kebutuhan air untuk irigasi ?
2. Apakah air yang tersedia cukup untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi ?
3. Berapa besarkah debit banjir rencana ?
4. Berapa elevasi mercu bendung ?
5. Tipe bendung apakah yang dipakai ?
6. Bagaimana kestabilan tubuh bendung ?



TUJUAN

1. Mengetahui besarnya kebutuhan air untuk irigasi
2. Mengetahui ketersediaan air untuk irigasi
3. Mengetahui besar debit banjir rencana
4. Mengetahui elevasi mercu
5. Menentukan tipe bendung
6. Mengetahui kestabilan bendung



BATASAN MASALAH

1. Tidak membahas analisa dampak lingkungan
2. Tidak membahas metode pelaksanaan.
3. Tidak merencanakan jadwal pelaksanaan
4. Tidak merencanakan RKS (Rencana Kerja dan Syarat)
5. Tidak merencanakan RAB (Rencana Anggaran Biaya)



MANFAAT

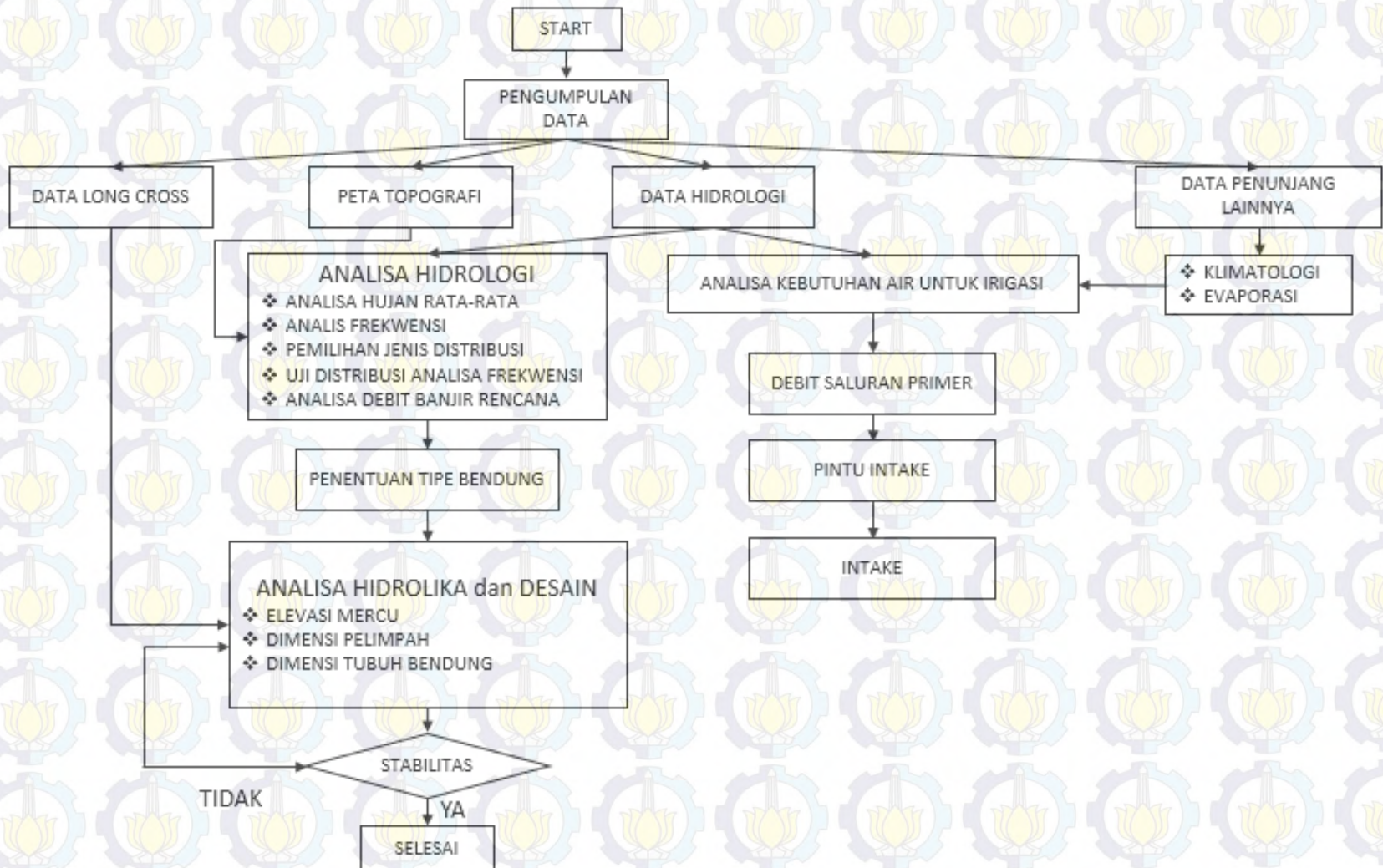
Diharapkan dengan perencanaan bendung yang digunakan untuk menaikkan elevasi muka air sungai, dapat menanggulangi masalah kesulitan akan kebutuhan air untuk irigasi di kecamatan Baruga kota Kendari.





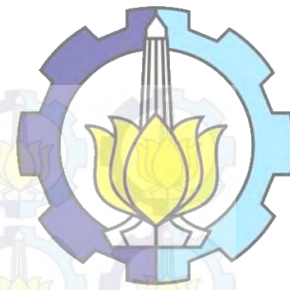
METODOLOGI

DIAGRAM ALIR





ANALISA HIDROLOGI

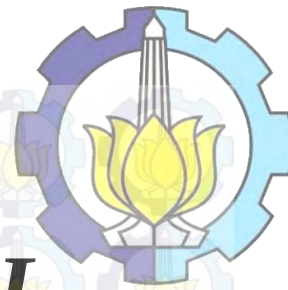


ANALISA CURAH HUJAN

Data curah hujan rata-rata maksimum DAS Amohalo dari dua stasiun hujan yang berpengaruh

No	Tahun	Rmaks (mm)
1	2001	30,21692985
2	2002	36,95599275
3	2003	56,78307015
4	2004	40,1729226
5	2005	37,42712917
6	2006	37,74915868
7	2007	34,64405902
8	2008	34,78643541
9	2009	50,3458452
10	2010	41,26443179
11	2011	28,25084132
12	2012	59,57960135

Sumber : Hasil Perhitungan



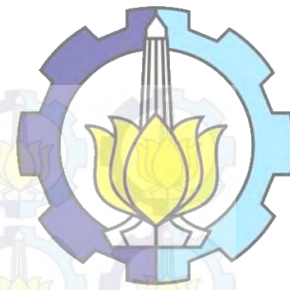
ANALISA DISTRIBUSI FREKWENSI

Berdasarkan perhitungan parameter statistik diperoleh :

Jenis Distribusi	Cs	Ck
Pearson Tipe III	0,92	3,665
Log Normal	0,55	3,387
Log Pearson Tipe III	0,55	3,387

Hasil uji parameter statistik di atas harus disesuaikan dengan sifat-sifat khas dari beberapa distribusi teoritis sebagai berikut :

- Distribusi Normal mempunyai harga $Cs = 0$ dan $Ck = 3$
- Distribusi Log Normal mempunyai harga $Cs > 0$
- Distribusi Gumbel mempunyai harga $Cs = 1.139$ dan $Ck = 5.402$
- Distribusi Pearson Tipe III mempunyai harga Cs dan Ck yang fleksibel
- Distribusi Log Pearson Tipe III mempunyai harga Cs antara $0 < Cs < 9$



UJI KECOCOKAN SEBARAN

Hasil uji kecocokan Chi-Square dan Smirnov-Kolmogorov

Distribusi	Uji Kecocokan					Ket.
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Normal	3,833	5,991	Diterima	0,000	0,168	Diterima
Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,168	0,382	Diterima
Log Pearson Tipe III	5,500	5,991	Diterima	0,145	0,382	Diterima

Perhitungan Hujan Rencana dengan distribusi Log Pearson Tipe III

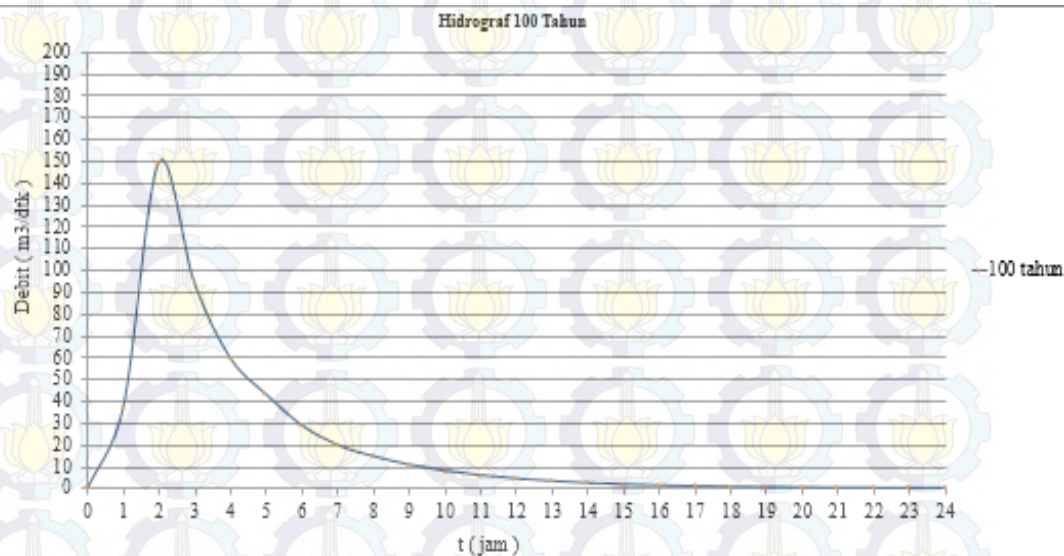
No.	Periode Ulang (tahun)	Log X	k	S Log X	Log X	X (mm)
1	2	1,598	0,008	0,1004411	1,599	39,738
2	5	1,598	0,804	0,1004411	1,679	47,771
3	10	1,598	1,326	0,1004411	1,732	53,894
4	25	1,598	1,925	0,1004411	1,792	61,902
5	50	1,598	2,335	0,1004411	1,833	68,067
6	100	1,598	2,721	0,1004411	1,872	74,414
7	200	1,598	3,087	0,1004411	1,908	80,988
8	1000	1,598	3,888	0,1004411	1,989	97,470

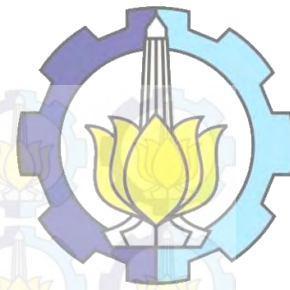


DEBIT BANJIR RENCANA

Debit Periode Ulang 100 tahun

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
(jam)		32,594	8,483	5,972	4,744	4,018	(m ³ /dt)
		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	
0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
1	1,127	36,729	0,000	0,000	0,000	0,000	36,729
2	3,636	118,520	30,848	0,000	0,000	0,000	149,368
3	1,992	64,930	16,900	11,896	0,000	0,000	93,726
4	1,150	37,476	9,754	6,866	5,454	0,000	59,550
5	0,770	25,091	6,531	4,597	3,652	3,093	42,964
6	0,515	16,799	4,372	3,078	2,445	2,071	28,766
7	0,354	11,543	3,004	2,115	1,680	1,423	19,766
8	0,262	8,544	2,224	1,565	1,244	1,053	14,630
9	0,194	6,324	1,646	1,159	0,920	0,780	10,829
10	0,144	4,681	1,218	0,858	0,681	0,577	8,015
11	0,106	3,464	0,902	0,635	0,504	0,427	5,932
12	0,079	2,564	0,667	0,470	0,373	0,316	4,391
13	0,058	1,898	0,494	0,348	0,276	0,234	3,250
14	0,043	1,405	0,366	0,257	0,204	0,173	2,405
15	0,032	1,040	0,271	0,191	0,151	0,128	1,780
16	0,024	0,770	0,200	0,141	0,112	0,095	1,318
17	0,017	0,570	0,148	0,104	0,083	0,070	0,975
18	0,013	0,422	0,110	0,077	0,061	0,052	0,722
19	0,010	0,312	0,081	0,057	0,045	0,038	0,534
20	0,007	0,231	0,060	0,042	0,034	0,028	0,396
21	0,005	0,171	0,044	0,031	0,025	0,021	0,293
22	0,004	0,127	0,033	0,023	0,018	0,016	0,217
23	0,003	0,094	0,024	0,017	0,014	0,012	0,160
24	0,002	0,069	0,018	0,013	0,010	0,009	0,119



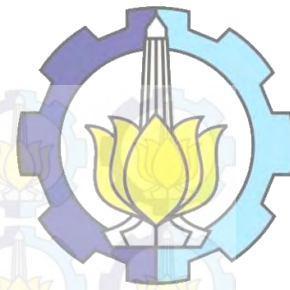


ANALISA KEBUTUHAN AIR

EVAPOTRANSPIRASI

Perhitungan Evapotranspirasi menggunakan metode *Penmann modifikasi*

Parameter	Satuan	Bulan											
		Jan.	Peb.	Mar.	Apr.	Mei	Jun.	Jul.	Agst.	Sep.	Okt.	Nop.	Des.
Suhu (t)	°C	29,94	27,26	29,68	29,61	29,10	28,70	28,15	28,33	28,98	29,93	27,77	27,59
Sinar Matahari (n/N)	%	41,45	39,27	47,91	43,91	50,36	42,00	48,91	54,45	72,18	75,18	59,80	45,30
Kelembaban elatif (R_h)	%	88,27	88,55	89,45	91,00	91,64	92,36	87,18	86,55	84,64	84,09	84,73	86,80
Kecepatan Angin (u)	m/dt	2,34	2,43	2,33	2,15	2,55	2,14	2,24	2,78	2,53	2,54	2,45	2,08
w		0,72	0,72	0,72	0,72	0,72	0,71	0,71	0,71	0,72	0,72	0,71	0,71
R_a	mm/hari	15,49	15,79	15,61	14,91	13,82	13,22	13,42	14,31	15,11	15,59	15,49	15,38
R_s	mm/hari	3,51	3,39	4,08	3,57	3,79	3,03	3,58	4,24	5,93	6,37	5,04	3,80
f(t)	mbar	16,10	16,10	16,10	16,10	15,90	15,90	15,72	15,72	15,90	16,10	16,10	15,72
e_s	mbar	35,70	35,70	35,70	35,70	33,60	33,60	31,70	31,70	33,60	35,70	31,70	31,70
e_a	mbar	31,51	31,61	31,94	32,49	30,79	31,03	27,64	27,43	28,44	30,02	26,86	27,52
f(e_a)		0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33	0,33
f(n/N)		0,47	0,45	0,53	0,50	0,55	0,48	0,54	0,59	0,75	0,78	0,64	0,51
f(u)	m/dt	0,82	0,84	0,81	0,77	0,86	0,77	0,79	0,92	0,86	0,86	0,84	0,76
R_{n1}	mm/hari	0,13	0,13	0,14	0,13	0,16	0,12	0,14	0,18	0,21	0,22	0,18	0,13
$e_s - e_a$	mbar	4,19	4,09	3,76	3,21	2,81	2,57	4,06	4,27	5,16	5,68	4,84	4,18
ET*	mm/hari	2,76	2,70	2,96	2,53	2,61	2,10	2,74	3,27	4,29	4,65	3,74	2,85
c		1,10	1,10	1,00	0,90	0,90	0,90	0,90	1,00	1,10	1,10	1,10	1,10
ETo	mm/hari	3,03	2,97	2,96	2,28	2,35	1,89	2,46	3,27	4,72	5,12	4,11	3,14



ANALISA KEBUTUHAN AIR

CURAH HUJAN EFEKTIF

Curah hujan efektif untuk padi diambil 70% dari curah hujan minimum tengah bulanan.

$$Re = 0,7 \times \frac{1}{15} R_{80}$$

Bulan	Minggu ke-	R80	Re = 0,7 x R80	Re padi	50% Re	Re eff	Eto	Re pol	Re pol
		mm/15 hari	mm	mm/hari	mm/bulan	mm/bulan	mm/bulan	mm/bulan	mm/hari
Jan	I	47,291483	33,10403831	2,206936	23,6457	49,3464	94,02	22,6488	1,50992
	II	51,401294	35,98090603	2,398727	25,7006				1,50992
Feb	I	57,291483	40,10403831	2,673603	28,6457	44,8068	83,07	28,1768	1,87845
	II	32,32203	22,62542066	1,508361	16,161				1,87845
Mar	I	56,703961	39,69277246	2,646185	28,352	52,8181	91,64	26,1104	1,74069
	II	48,932177	34,25252395	2,283502	24,4661				1,74069
Apr	I	47,366037	33,15622573	2,210415	23,683	50,0932	68,37	27,9782	1,86522
	II	52,820347	36,97424282	2,46495	26,4102				1,86522
May	I	12,318664	8,623064975	0,574871	6,15933	30,461	72,94	17,5864	1,17243
	II	48,603417	34,02239192	2,268159	24,3017				1,17243
Jun	I	60,613513	42,42945897	2,828631	30,3068	46,7	56,70	23,31	1,554
	II	32,786435	22,95050479	1,530034	16,3932				1,554
Jul	I	8,5695056	5,998653896	0,39991	4,28475	9,96441	76,39	4,92552	0,32837
	II	11,359306	7,951514367	0,530101	5,67965				0,32837
Aug	I	2,3220295	1,625420658	0,108361	1,16101	3,48304	98,08	0	0
	II	4,644059	3,250841315	0,216723	2,32203				0
Sep	I	0	0	0	0	0	146,29	0	0
	II	0	0	0	0				0
Oct	I	0	0	0	0	0	153,45	0	0
	II	0	0	0	0				0
Nov	I	7,2135646	5,049495211	0,336633	3,60678	14,8915	127,49	5,944	0,39627
	II	22,569506	15,7986539	1,053244	11,2848				0,39627
Dec	I	35,601734	24,92121408	1,661414	17,8009	43,4839	94,08	21,2184	1,41456
	II	51,366037	35,95622573	2,397082	25,683				1,41456



ANALISA KEBUTUHAN AIR

KEBUTUHAN AIR UNTUK IRIGASI

Pola Tanam

Uraian	No	Ket	BULAN																								
			January		February		March		April		May		June		July		August		September		Oktober		November		Desember		
			I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
Eto (mm/hr)	1		3,033	3,033	2,967	2,967	2,956	2,956	2,279	2,279	2,353	2,353	1,890	1,890	2,464	2,464	3,269	3,269	4,719	4,719	5,115	5,115	4,112	4,112	3,136	3,136	
Eo			3,336	3,336	3,263	3,263	3,252	3,252	2,507	2,507	2,588	2,588	2,079	2,079	2,711	2,711	3,596	3,596	5,191	5,191	5,627	5,627	4,524	4,524	3,450	3,450	
M			5,336	5,336	5,263	5,263	5,252	5,252	4,507	4,507	4,588	4,588	4,079	4,079	4,711	4,711	5,596	5,596	5,191	5,191	5,627	5,627	4,524	4,524	5,450	5,450	
P (mm/hr)	2		2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	
Re (mm/hr)	3		2,2069	2,3987	2,6736	1,5084	2,6462	2,2835	2,2104	2,4649	0,5749	2,2682	2,8286	1,5300	0,3999	0,5301	0,1084	0	0	0	0	0	0	0,39627	0,39627	1,41456	1,41456
WLR (mm/hr)	4			1,1	1,1	2,2	1,1	1,1			1,1	1,1	2,2	1,1	1,1												
C1	5		1,1	1,1	1,05	1,05	0,95	0	LP	LP	1,1	1,1	1,05	1,05	0,95	0	0,5	0,75	1	1,05	0,96	0,6			LP	LP	
C2	6		LP	1,1	1,1	1,05	1,05	0,95	0	LP	LP	1,1	1,1	1,05	1,05	0,95	0	0,5	0,75	1	1,05	0,96	0,6			LP	
C	7	(5+6)/2	0,55	1,1	1,075	1,05	1	0,475	LP	LP	0,55	1,1	1,075	1,05	1	0,475	0	0,25	0,625	0,875	1,025	1,005	0,78	0,3	LP	LP	
Etc (mm/hr)	8	(1x7)	1,6681	3,3362	3,1892	3,11499	2,956144	1,4042	LP	LP	1,29413	2,5883	2,0316	1,9844	2,4642	1,1705	0	0,8173	2,9494	4,12923	5,243	5,1407	3,20769	1,23373	LP	LP	
NFR (mm/hr)	9	(8+2+4-3)	1,4612	4,0375	3,6156	5,8066	3,4100	2,2207	8,5796	8,3251	2,7193	3,4201	2,3030	4,6543	5,1642	3,7404	1,8916	0,8173	2,9494	4,1292	5,2430	5,1407	2,8114	0,8375	9,9154	9,9154	
DFR (lt/dt/ha)	10	9/10,65x 8,64	0,2602	0,7189	0,6438	1,03394	0,607186	0,3954	1,5277	1,48238	0,4842	0,609	0,4101	0,8288	0,9196	0,666	0,3368	0,1455	0,5252	0,73526	0,9336	0,9154	0,50061	0,14912	1,76557	1,76557	
DFR (lt/dt)	12		150,12	414,82	371,47	596,586	350,3465	228,16	881,49	855,334	279,382	351,39	236,61	478,2	530,59	384,29	194,35	83,975	303,03	424,246	538,68	528,17	288,852	86,0427	1018,73	1018,73	
DFR (m3/dt)	13		0,1501	0,4148	0,3715	0,59659	0,350347	0,2282	0,8815	0,85533	0,27938	0,3514	0,2366	0,4782	0,5306	0,3843	0,1944	0,084	0,303	0,42425	0,5387	0,5282	0,28885	0,08604	1,01873	1,01873	
DFR terbesar	14		1,018733775																								

Ket :



= Padi

= Palawija



= Penyiapan Lahan



DEBIT ANDALAN

Rekap Data Debit

Tahun	January		February		March		April		May		June		July		August		September		October		November		December		Jumlah
	Minggu																								
	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	I	II	
2001	1,514	1,4507	1,1882	0,5566	2,0314	1,7871	2,3522	1,1544	0,1764	1,6033	1,355	0,733	0,0831	1,232	0,0623	0	0	0,4726	0,0415	0	1,9764	1,413	0,8825	2,3042	24,3696
2002	3,451	2,5803	1,735	2,5868	2,645	2,3375	1,9104	1,8954	3,9634	2,0675	4,3545	1,7348	0,1765	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1,8539	1,7774	35,0695
2003	1,06	1,7996	2,5982	1,5121	2,4854	2,8115	2,9092	5,3303	4,0873	0,3831	1,9948	2,9856	2,4989	1,9517	1,2967	1,3917	1,1673	0,431	0,9759	0,5087	0,9136	0,505	4,3574	2,1777	48,1322
2004	1,508	2,2112	2,0992	3,4148	4,4046	0,2803	1,0589	4,3784	0,3146	1,0865	5,1334	0	2,6139	0,1294	0	0,1038	0	0	0	0	0,706	0,928	1,513	3,0359	34,9198
2005	2,337	2,8947	2,1034	3,2117	3,2058	3,1715	3,3953	1,6936	1,0005	1,303	1,84	3,1041	1,0715	0,4049	0,5814	0,2035	0	0	0,3634	1,3597	0,7902	1,209	1,9996	1,3171	38,5609
2006	2,161	1,1522	0,7243	1,2599	0,9422	1,8739	2,2472	4,1004	2,0132	4,1757	4,6072	2,7708	0,1916	0,2539	0,0934	0,3426	0	0,2874	0	0	0	0,332	0,1557	0,8306	30,5159
2007	1,439	1,4141	2,4369	2,0878	1,9682	1,9273	2,4006	2,9117	3,0162	0,8888	2,6112	1,8475	0,6475	0,9933	0,1142	0,706	0,2395	0	0,182	0,3634	0,1613	0,597	0,3951	1,1483	30,4961
2008	0,478	1,7967	1,2808	1,89	1,1283	1,0939	0,6427	1,1808	0,2754	2,9126	2,2913	1,7392	2,8289	0,3361	0,99	1,8811	0,5812	0,3841	0,2076	2,2533	0,2795	2,842	1,0324	2,264	32,5897
2009	0,508	0,0934	1,3135	1,3197	1,331	1,576	1,0825	2,3544	1,34	1,7407	1,0901	1,7192	2,4919	1,7896	0,9789	1,2439	0,3115	0,2595	0,1038	0,0934	1,1213	1,13	1,6481	2,4426	29,0825
2010	2,142	1,4421	1,2977	2,188	2,6602	1,2842	2,656	1,2153	1,6102	1,1519	3,5702	3,6597	3,2917	1,713	1,4197	1,5306	1,2021	1,6521	1,8116	1,5152	1,21	1,355	1,5882	0,6748	43,8416
2011	1,057	1,1491	2,2835	0,7226	2,0965	1,1611	1,652	1,7126	0,2084	1,4056	0,5748	0,436	1,5648	0,4886	0,0519	0,3478	0,8802	0	0,3605	0,6988	0,705	0,736	1,4062	1,9496	23,6492
2012	1,83	0,8513	1,8428	0,3166	1,2676	0,4516	0,6001	0,4568	2,0999	2,8756	2,0736	2,6449	2,4418	0,3718	0,5805	0,6957	0,6427	0,5521	0,2308	0,3014	0,2275	1,42	0,7959	2,3432	27,9141



DEBIT ANDALAN

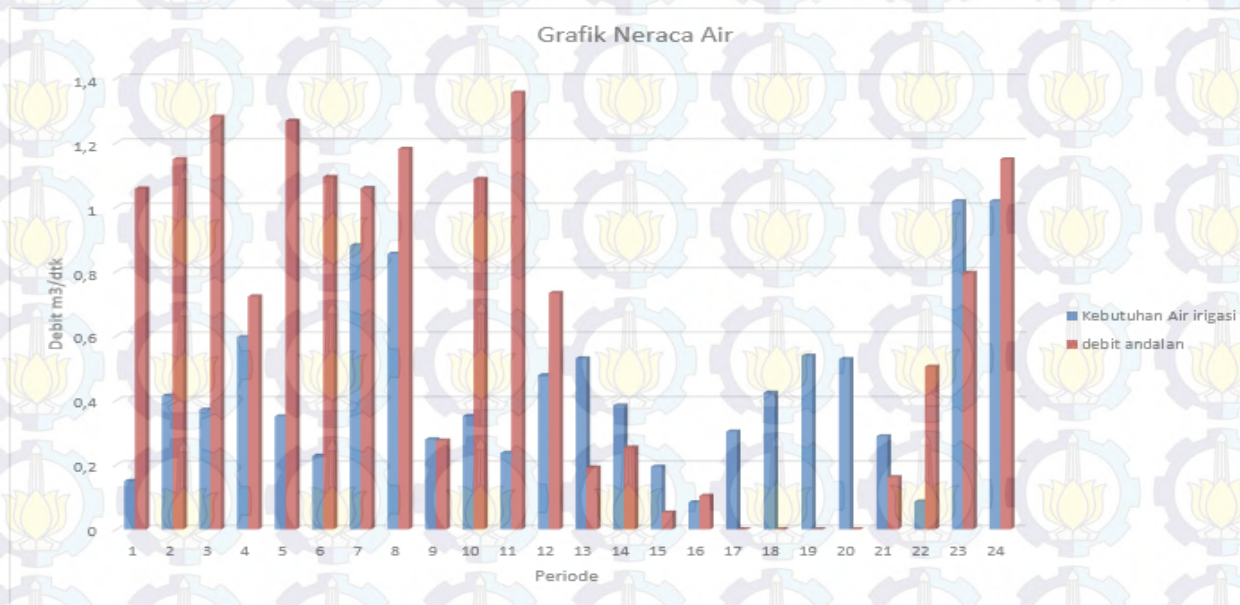
Rekap Data Debit 80%

Bulan	Minggu	Debit (m3/dtk)
January	I	1,057216435
	II	1,149092593
February	I	1,280769676
	II	0,722569444
March	I	1,267635417
	II	1,093894676
April	I	1,058883102
	II	1,180815972
May	I	0,275387731
	II	1,086545139
June	I	1,355034722
	II	0,732951389
July	I	0,191574074
	II	0,253940972
August	I	0,051909722
	II	0,103819444
September	I	0
	II	0
October	I	0
	II	0
November	I	0,161261574
	II	0,504548611
December	I	0,79588831
	II	1,148304398
Jumlah		15,4720434



NERACA AIR

Grafik neraca air merupakan perbandingan kebutuhan air irigasi dengan debit andalan yang tersedia



Dari grafik neraca air, kebutuhan air yang ada di lokasi perencanaan sebelum ada bendung, dapat memenuhi kebutuhan selama 14 periode atau sekitar 7 bulan.



ANALISA HIDROLIKA



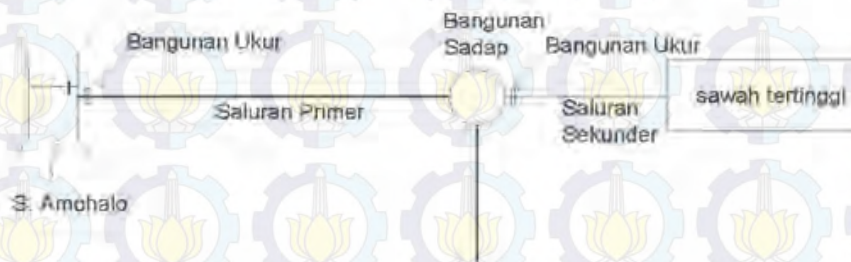
PERENCANAAN BENDUNG

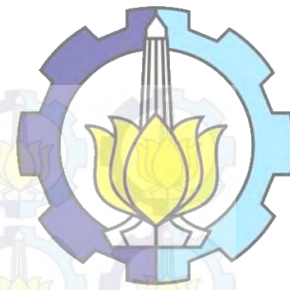
Elevasi mercu bendung

Penentuan elevasi puncak mercu dihitung dari penelusuran elevasi sawah tertinggi jaringan irigasi Amohalo adalah sebagai berikut :

- | | |
|---|-------------|
| a. Elevasi sawah tertinggi | = + 15,15 m |
| b. Tinggi genangan air di sawah | = 0,1 m |
| c. IL = $(0,000562 \times 510)$ | = 0,28662 m |
| d. Δz saluran tersier ke sawah | = 0,2 m |
| e. Δz bangunan ukur 1 | = 0,2 m |
| f. Δz bangunan bagi sadap | = 0,1 m |
| g. Δz saluran primer ke tersier | = 0,1 m |
| h. Δz bangunan ukur 2 | = 0,2 m |
| i. Δz intake | = 0,1 m |
| j. Δz akibat gelombang | = 0,1 m |
| k. Δz untuk keamanan | = 0,1 m |

Elevasi mercu Bendung	= + 16,636 m
	= + 16,7 m





PERENCANAAN BENDUNG

Lebar Efektif Bendung

Dalam perencanaan ini lebar efektif dihitung

sebagai berikut :

Diketahui :

Lebar Bendung = 18,4 m

Lebar Pembilas = 1,84 m

Jumlah Pilar (N) = 1

Lebar Pilar = 1,2 m

K_p = 0,01

K_a = 0,1

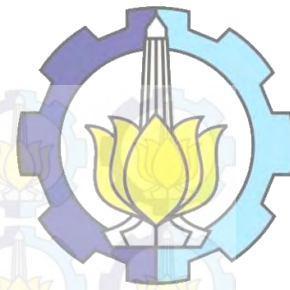
Tipe Pilar	K _p
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Tipe Abutment	K _a
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk Abutment dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan 0,5 H ₁ > r > 0,15 H ₁	0,1
Untuk Abutment di mana r > 0,5 H ₁ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Be = L_{bendung} – L_{pilar} – Pengurangan karena gesekan

$$= 18,4 - (1 \times 1,2) - 2 \times (1 \times 0,01 + 0,1) \times H_1$$

$$= 18,4 - 1,2 - 0,22H_1$$

$$= 17,2 - 0,22 H_1$$



PERENCANAAN BENDUNG

Lebar Efektif Bendung

Dalam perencanaan ini lebar efektif dihitung

sebagai berikut :

Diketahui :

Lebar Bendung = 18,4 m

Lebar Pembilas = 1,84 m

Jumlah Pilar (N) = 1

Lebar Pilar = 1,2 m

Kp = 0,01

Ka = 0,1

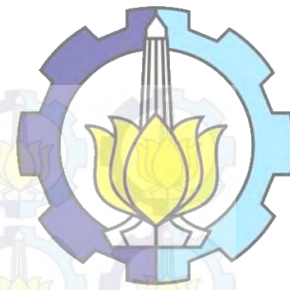
Tipe Pilar	Kp
Untuk pilar berujung segi empat dengan sudut-sudut yang bulat pada jari-jari yang hampir sama dengan 0,1 dari tebal pilar	0,02
Untuk pilar berujung bulat	0,01
Untuk pilar berujung runcing	0
Tipe Abutment	Ka
Untuk pangkal tembok segi empat dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran	0,2
Untuk Abutment dengan tembok hulu pada 90° ke arah aliran dengan 0,5 H ₁ > r > 0,15 H ₁	0,1
Untuk Abutment di mana r > 0,5 H ₁ dan tembok hulu tidak lebih dari 45° ke arah aliran	0

Be = Lbendung – Lpilar – Pengurangan karena gesekan

$$= 18,4 - (1 \times 1,2) - 2 \times (1 \times 0,01 + 0,1) \times H_1$$

$$= 18,4 - 1,2 - 0,22H_1$$

$$= 17,2 - 0,22 H_1$$



PERENCANAAN BENDUNG

Tinggi Muka Air di atas mercu

$$Q = C_d \times \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3}g} \times Be \cdot H_1^{1.5}$$

(P) tinggi bendung = 3,25 m

Q_{100} = 149,368 m³/dt

r = jari-jari mercu bendung

Untuk mercu bulat menurut kriteria perencanaan (2), 1986 C_d diasumsikan 1,48 dan untuk jari-jari mercu menggunakan pasangan batu kali akan berkisar $0,3H_1 - 0,7H_1$. Untuk bendung amohalo jari-jari mercu diambil $0,6H_1$. Untuk perhitungannya menggunakan cara coba-coba, apabila C_d asumsi = C_d coba-coba, maka nilai H_1 dari C_d coba-coba akan digunakan sebagai H_1 mercu bendung.

Percobaan 1 :

Asumsi $C_d = 1,48$ | maka $H_1 = 1,075$
r = 0,645
 $H_1/r = 1,67$ | maka $C_o = 1,3$
 $P/H_1 = 3,02$ | maka $C_1 = 1$
 $P/H_1 = 3,02$ | maka $C_2 = 1$
 C_d coba-coba = $C_o \times C_1 \times C_2$
= 1,3 (tidak sesuai dengan asumsi)

Percobaan 2 :

Asumsi $C_d = 1,3$ | maka $H_1 = 1,173$
r = 0,7038
 $H_1/r = 1,67$ | maka $C_o = 1,3$
 $P/H_1 = 2,77$ | maka $C_1 = 1$
 $P/H_1 = 2,77$ | maka $C_2 = 1$
 C_d coba-coba = $C_o \times C_1 \times C_2$
= 1,3 (OK sesuai asumsi)

Jadi, $H_1 = 1,173$ m karena C_d asumsi = C_d coba-coba pada percobaan 2.

Perhitungan Lebar efektif bendung :

$B_e = 17,2 - 0,22 H_1$
= $17,2 - 0,22 \times 1,173 = 17$ m

Dari hasil perhitungan di atas maka dapat ditentukan elevasi muka air banjir dan tinggi air di atas mercu yaitu :

Elevasi Tinggi Energi = elevasi mercu + H_1
= $+16,7 + 1,173 = 17,873$ m.



PERENCANAAN BENDUNG

Tinggi Muka Air di atas mercu

Untuk menentukan tinggi air di atas mercu h_1 dicari dengan cara coba-coba dengan rumus berikut :

$$H_1 = \frac{V_1^2}{2g} + h_1$$

Misal h_1 ambil = 0,986 m

Be = 17 m

$$\begin{aligned} Y &= P + h_1 \\ &= 3,25 + 0,986 \\ &= 4,236 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= B \cdot Y \\ &= 18,4 \cdot 4,236 \\ &= 77,9424 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V &= \frac{Q}{A} \\ &= \frac{149,366}{77,9424} \end{aligned}$$

$$= 1,916$$

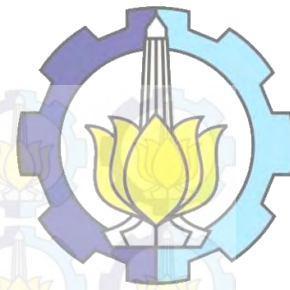
$$\frac{V_1^2}{2g} = \frac{1,916^2}{2,9,8}$$

$$= 0,1873 \text{ m}$$

$$\text{Kontrol} = \frac{V_1^2}{2g} + h_1 = H_1$$

$$0,1873 + 0,986 = 1,173 \text{ m} \dots\dots (\text{OK})$$

- Elevasi MA Garis Energi = +17,873 m
- Elevasi Dasar Hulu Mercu = +13,45 m
- Elevasi MA di Hulu Bendung
El. MA Banjir = El. Mercu + h_1 = 16,7 + 0,986 = +17,686 m



PERENCANAAN BENDUNG

Tinggi Muka Air di hilir bendung

Diketahui :

Debit banjir (Q_{100}) = 149,368 m³/dtk

Lebar rata-rata sungai = 18,4 m

Kemiringan sungai (I_s) = 0,002165

m = 1,54 dari tabel 5.2

γ_B = $\frac{m}{1.81} = \frac{1.54}{1.81} = 0,85$

Tabel 5.2 Koefisien Bazin

No.	Keterangan Permukaan Saluran	m
1	Semen yang sangat halus atau kayu yang diketam	0,11
2	Kayu tak diketam, beton atau bata	0,21
3	Papan, batu	0,29
4	Pasangan batu pecah	0,83
5	Saluran tanah dalam keadaan baik	1,54
6	Saluran tanah dalam keadaan rata-rata	2,36
7	Saluran tanah dalam keadaan kasar	3,17

Rumus Chezy :

$$A = (b + m.h) h$$

$$V = c \cdot \sqrt{R \cdot I}$$

$$c = \frac{87}{1 + \frac{1.49}{R^{0.048}}}$$

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

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

$$Q = A \times V$$

Tabel 5.3 Perhitungan h

H (m)	B (m)	A (m ²)	P m	R m	I	c	V (m/det)	Q m ³ /det
0	18,4	0	18,4	0	0,002165	0	0	0
1	18,4	19,4	21,228	0,9139	0,002165	46,03	2,047	39,7215
1,5	18,4	29,85	22,643	1,3183	0,002165	49,97	2,67	79,6885
2	18,4	40,8	24,057	1,696	0,002165	52,62	3,189	130,095
2,17	18,4	44,62	24,536	1,8187	0,002165	53,34	3,347	149,368
2,5	18,4	52,25	25,471	2,0513	0,002165	54,58	3,637	190,043

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan perhitungan pada tabel 5.2. didapat $h = 2,17$ m,

maka:

Elevasi dasar sungai

$$= +13,45 \text{ m}$$

Elevasi muka air di hilir bendung

$$= +13,45 + 2,17$$

$$= +15,62$$

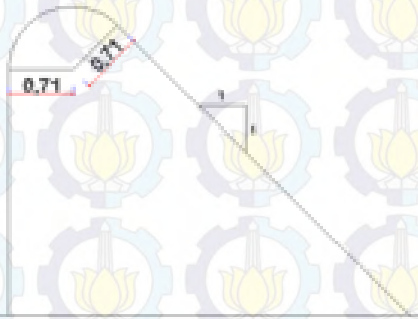


PERENCANAAN BENDUNG

Dimensi Mercu Bulat

Bendung Amohalo direncanakan menggunakan pasangan batu sehingga besar jari-jari mercu bendung (r) = $0,1H_1 - 0,7H_1$, maka diambil :

$$\begin{aligned} r &= 0,6 H_1 \\ &= 0,6 \times 1,173 = 0,7038 \text{ m} = 0,71 \text{ m} \end{aligned}$$





PERENCANAAN BENDUNG

Penentuan Tipe Kolam

Perhitungan :

$$z = \text{tinggi jatuh} \\ = 17,686 - 15,62 = 2,066 \text{ m}$$

$$v_1 = \sqrt{2 \times g(0,5H_1 + z)} \\ = \sqrt{2 \times 9,8(0,5 \times 1,173 + 2,066)} \\ = 7,21 \text{ m/dtk}$$

$$y_1 = \frac{q}{v_1} = \frac{Q_{100}}{v_1 \times B_e} \\ q = \frac{Q_{100}}{B_e} = \frac{149,368}{17} = 8,786$$

$$y_1 = \frac{8,786}{7,21} = 1,22 \text{ m}$$

$$Fr = \frac{7,21}{\sqrt{9,8 \times 1,22}} = 2,085$$

$$y_2 = \frac{y_1}{2} \sqrt{1 + 8 \times Fr^2} - 1 = \frac{1,22}{2} \sqrt{1 + 8 \times 2,085^2} - 1 = 2,65 \text{ m}$$

Dari hasil perhitungan didapat $Fr = 2,085$; $1,7 < 2,085 < 2,5$, menurut kriteria perencanaan [2] maka kolam olak yang digunakan adalah kolam olak ambang ujung



PERENCANAAN BENDUNG

Dimensi Kolam Olak

Dimensi Kolam olak ambang ujung adalah sebagai berikut :

$$h_c = \text{kedalaman kritis} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{g}} = \sqrt[3]{\frac{8,786^2}{9,8}} = 2,81 \text{ m}$$

Tinggi ambang ujung = a

$$a = 0,28 \times h_c \sqrt{\frac{h_c}{z}} = 0,28 \times 2,81 \sqrt{\frac{2,81}{2,066}} = \text{m} = 0,92 \text{ m}$$

Panjang Kolam :

$$L_j = 5 \times (n + y_2)$$

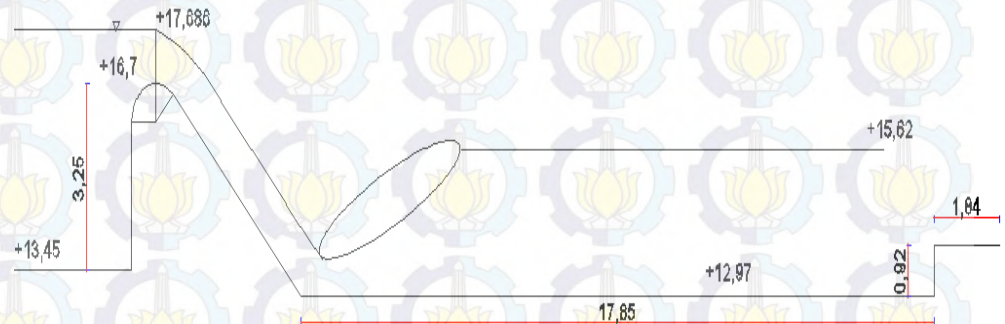
dimana :

L_j = Panjang kolam olak, m

n = a = Tinggi ambang ujung, m

y_2 = kedalaman air diatas ambang, m

$$L_j = 5 \times (0,92 + 2,65) = 17,85 \text{ m}$$





PERENCANAAN BENDUNG

Pembilas Bendung

Pada tubuh bendung di hilir pengambilan, dibuat bangunan pembilas guna mencegah masuknya bahan sedimen kasar ke jaringan saluran irigasi dengan jalan membuka pintu pembilas secara berkala.

- lebar pembilas ditambah tebal pilar pembagi sebaiknya sama dengan $1/6 - 1/10$ dari lebar bersih bendung (jarak antara pangkal-pangkalnya), untuk sungai-sungai yang lebarnya kurang dari 100 m. (KP-02)

Rumus yang dipergunakan :

Untuk Bendung Amohalo :

$$\text{Lebar pembilas} + \text{tebal pilar} = 1/10 \times 18,4 = 1,84 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pilar dengan lebar 1,2m

$$\text{Maka lebar pintu pembilas} = 1,84 - (1 \times 1,2) = 0,64 \text{ m} = 1 \text{ m}$$

Direncanakan 1 pintu dengan lebar 1 meter



PERENCANAAN BENDUNG

Dimensi Saluran Primer

Menggunakan Rumus Strickler

$$V = K R^{2/3} I^{1/2}$$

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

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

$$A = (b + m \cdot h)h$$

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

$$I = \left[\frac{V}{K R^{2/3}} \right]^2$$

Maka didapatkan dimensi sebagai berikut :

$$A = 2,0374 \text{ m}^2$$

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dtk}$$

$$V = 0,5 \text{ m/dtk}$$

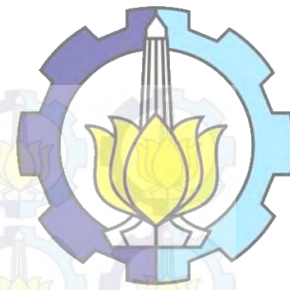
$$b = 1,53 \text{ m}$$

$$h = 0,763 \text{ m}$$

$$K = 40$$

$$m = 1,5$$

$$I = 0,00043$$



PERENCANAAN BENDUNG

Bangunan Pengambilan

$$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$$

Perhitungan :

Diketahui :

$$Q = 1,0187 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$Q_{1,2} = 1,2224 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$v = 1,5 \text{ m}/\text{dt}$$

$$\text{El.Dsr} = +13,45 \text{ m}$$

$$\text{El.Ma Sebelum intake} = +16,34$$

$$\text{El.Ma} = +16,7 \text{ m}$$

$$P = 3,25 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m (direncanakan)}$$

Beda muka air :

$$z = \text{elevasi M.A} - \text{elevasi M.A sebelum intake}$$

$$z = 16,7 - 16,34$$

$$z = 0,36 \text{ m}$$

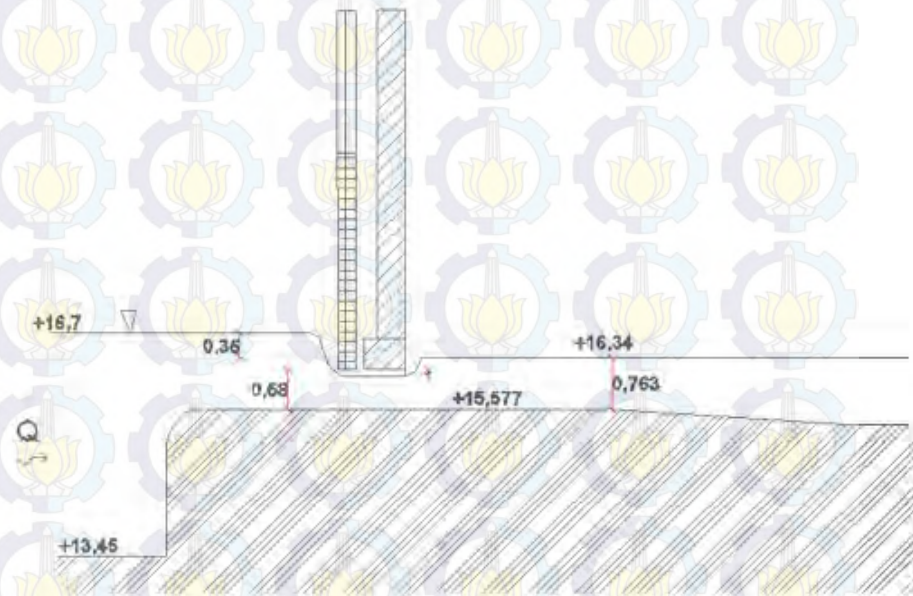
Tinggi bukaan intake

$$Q_{1,2} = \mu a b \sqrt{2 g z}$$

$$1,2224 = 0,8 \times a \times 1 \times \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,36}$$

$$1,2224 = 2,125 a$$

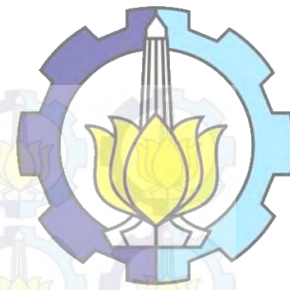
$$a = 0,58 \text{ m}$$



Gambar 6 .Bukaan intake bendung amohalo

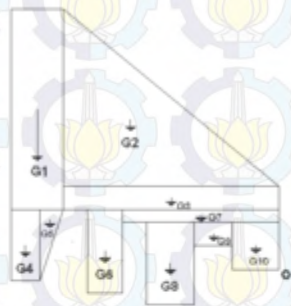


ANALISA STABILITAS



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- Berat Sendiri $\rightarrow \rho_{pas} = 2,2 \text{ t/m}^3$



Gambar 7 .Skema Pembebanan Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 G1 &= 4,25 \times 1,1 \times 2,2 &= 10,285 \text{ t/m} \\
 G2 &= 0,5 \times 4,536 \times 3,756 \times 2,2 &= 18,724 \text{ t/m} \\
 G3 &= 4,536 \times 0,494 \times 2,2 &= 4,93 \text{ t/m} \\
 G4 &= 1,5 \times 0,6 \times 2,2 &= 1,98 \text{ t/m} \\
 G5 &= 0,5 \times 0,5 \times 1,5 \times 2,2 &= 0,825 \text{ t/m} \\
 G6 &= 1,75 \times 0,75 \times 2,2 &= 2,8875 \text{ t/m} \\
 G7 &= 0,25 \times 3,229 \times 2,2 &= 1,78 \text{ t/m} \\
 G8 &= 1,75 \times 1 \times 2,2 &= 3,85 \text{ t/m} \\
 G9 &= 0,5 \times 0,81 \times 2,2 &= 0,9 \text{ t/m} \\
 G10 &= 1 \times 0,98 \times 2,2 &= 2,16 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma G = 48,3215 \text{ t/m}$$

Tabel 3.10 Penentuan titik pusat

Luasan	G (ton)	h	v	Mh	Mv
1	10.285	5.086	3.381	52.30951	17.19577
2	18.724	3.121	3.164	58.4376	9.874844
3	4.93	2.268	1.503	11.18124	3.408804
4	1.98	5.336	0.506	10.56528	2.700016
5	0.825	4.821	1.046	3.977325	5.042766
6	2.8875	3.661	0.381	10.57114	1.394841
7	1.78	1.643	1.131	2.92454	1.858233
8	3.85	0.575	0.375	2.21375	0.215625
9	0.9	1.369	0.756	1.2321	1.034964
10	2.16	4.88	5.03	10.5408	24.5464
Σ	48.322	32.76	17.273	163.9533	67.27226
Titik Pusat				3.392968	1.392181



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- Tekanan hidrostatik

a. Kondisi Muka Air Normal

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$W1 = \frac{1}{2} \times \gamma_2 \times h^2 \times 1\text{m}^1$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 3,25^2 \times 1\text{m}^1$$

$$= 5,28 \text{ ton/m}^1 (\rightarrow)$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

$$\gamma_{\text{air}} = 1 \text{ t/m}^3$$

$$W1 = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{air}} \times h^2 \times 1\text{m}^1$$

$$= \frac{1}{2} \times 1 \times 4,236^2 \times 1\text{m}^1$$

$$= 8,97 \text{ ton/m}^1 (\rightarrow)$$

$$W2 = 4,236 \times 2,088 \times 1 \times 1\text{m}^1$$

$$= 8,84 \text{ ton/m}^1 (\rightarrow)$$

$$W3 = 2,088 \times 1,1 \times 1 \times 1\text{m}^1$$

$$= 2,3 \text{ ton/m}^1 (\rightarrow)$$

$$W4 = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18 \times 2,65 \times 1\text{m}^1$$

$$= 4,21 \text{ ton/m}^1 (\downarrow)$$

$$W5 = \frac{1}{2} \times 1 \times 3,18^2 \times 1\text{m}^1$$

$$= 5,06 \text{ ton/m}^1 (\leftarrow)$$

$$\Sigma WV = W1 + W2 + W3 - W5$$

$$= 8,97 + 8,84 + 2,3 - 5,06 = 15,05 \text{ ton/m}^1 (\rightarrow)$$

$$\Sigma WH = W4 = 4,21 \text{ ton/m}^1 (\downarrow)$$



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- Tekanan Tanah

a. Kondisi Muka Air Normal

$$\begin{aligned}P_a &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{K_a} \\&= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333} \\&= 1,87 \text{ ton} (\rightarrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_p &= \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{K_p} \\&= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 1,5 \times \sqrt{3} \\&= 10,8 \text{ ton} (\leftarrow)\end{aligned}$$

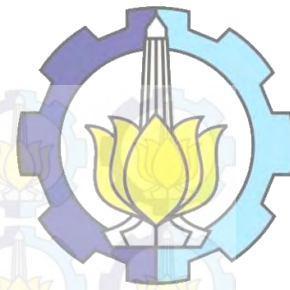
$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton} (\leftarrow)$$

b. Kondisi Muka Air Banjir

$$\begin{aligned}P_a &= \frac{1}{2} \times K_a \times \gamma \times H_1^2 - 2 \times c \times H_1 \times \sqrt{K_a} \\&= \frac{1}{2} \times 0,333 \times 1,8 \times 2,5^2 - 2 \times 0 \times 2,5 \times \sqrt{0,333} \\&= 1,87 \text{ ton} (\rightarrow)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_p &= \frac{1}{2} \times K_p \times \gamma \times H_2^2 + 2 \times c \times H_2 \times \sqrt{K_p} \\&= \frac{1}{2} \times 3 \times 1,8 \times 2^2 + 2 \times 0 \times 1,5 \times \sqrt{3} \\&= 10,8 \text{ ton} (\leftarrow)\end{aligned}$$

$$\Sigma P = P_a - P_p = 1,87 - 10,8 = 8,93 \text{ ton} (\leftarrow)$$



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- **Tekanan Lumpur**

a. Kondisi Muka Air Normal

$$\gamma \text{ lumpur} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s1} = \frac{1}{2} \times (\gamma \text{ lumpur} \times p) \times p$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25)$$

$$= 4,225 \text{ ton/m}^2 (\rightarrow)$$

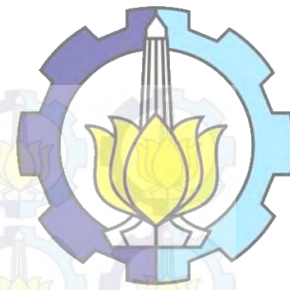
b. Kondisi Muka Air Banjir

$$\gamma \text{ lumpur} = 0,8 \text{ t/m}^3$$

$$P_{s1} = \frac{1}{2} \times (\gamma \text{ lumpur} \times p) \times p$$

$$= \frac{1}{2} \times (0,8 \times 3,25) \times (3,25)$$

$$= 4,225 \text{ ton/m}^2 (\rightarrow)$$



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- Tekanan Uplift**

- a. Kondisi Muka Air Normal**

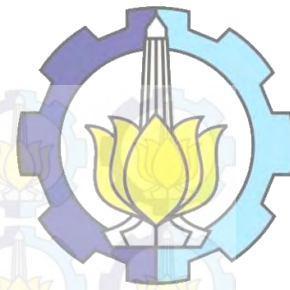
Tabel 3.11 Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air normal

Bidang	Ux1	Ux2	Lh	Lv	Arah	UH-H	UH-V
1	3.250	4.976		2	1	8.226226	
2	4.976	4.952	0.6		1		2.9784
3	4.952	3.763		1.551	-1	-6.75853	
4	3.763	3.723	0.5		1		1.8714
5	3.723	4.760		1.75	1	7.421999	
6	4.760	4.729	0.75		1		3.5583
7	4.729	3.547		1.5	-1	-6.207	
8	3.547	3.526	0.5		1		1.7683
9	3.526	5.064		1.75	1	7.516237	
10	5.064	5.023	1		1		5.0432
11	5.023	3.621		1.25	-1	-5.4024	
12	3.621	3.588	0.81		1		2.9196
13	3.588	4.034		0.51	1	1.943494	
14	4.034	3.994	0.98		1		3.9334
15	3.994	3.153		0.75	-1	-2.67986	
Σ						4.060171	22.073

- b. Kondisi Muka Air Banjir**

Tabel 3.12 Gaya uplift vertikal & horizontal kondisi air banjir

Bidang	Ux1	Ux2	Lh	Lv	Arah	UH-H	UH-V
1	2.144	4.470		2	1	6.613964	
2	4.470	4.454	0.6		1		2.677337
3	4.454	2.835		1.551	-1	-5.65263	
4	2.835	2.809	0.5		1		1.410817
5	2.809	4.423		1.75	1	6.328108	
6	4.423	4.404	0.75		1		3.310284
7	4.404	2.788		1.5	-1	-5.39405	
8	2.788	2.775	0.5		1		1.390787
9	2.775	4.390		1.75	1	6.289283	
10	4.390	4.364	0.75		1		3.282657
11	4.364	3.017		1.25	-1	-4.6133	
12	3.017	2.996	0.617		1		1.85523
13	2.996	3.465		0.51	1	1.647767	
14	3.465	3.440	0.98		1		3.383728
15	3.440	2.632		0.75	-1	-2.27711	
Σ						2.922031	17.31084



GAYA-GAYA YANG BEKERJA

- **Jumlah Gaya-gaya**

a. Kondisi Muka Air Normal

Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air total + uplift horisontal + ΣP + gaya endapan

$$= 5,28 + 4,06 - 8,93 + 4,225 = 4,635 \text{ ton } (\rightarrow)$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung + uplift vertikal

$$= 48,3215 - 22,073 = 26,25 \text{ ton } (\downarrow)$$

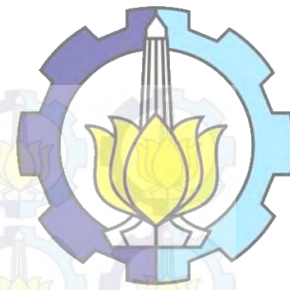
b. Kondisi Muka Air Banjir

Jumlah gaya horisontal = gaya tekanan air + uplift horisontal + ΣP + gaya endapan

$$= 15,05 + 2,92 - 8,93 + 4,225 = 13,265 \text{ ton } (\rightarrow)$$

Jumlah gaya vertikal = berat bendung - uplift vertikal + gaya tekanan air

$$= 48,3215 - 17,311 + 4,21 = 35,22 \text{ ton } (\downarrow)$$



ANALISA STABILITAS BENDUNG

KONDISI AIR NORMAL (SETINGGI MERCU)

Kontrol Rembesan	$\Sigma L = 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 11,19 \text{ m}$	OK
Kontrol Guling	$SF = 13,81 > 1,5$	OK
Kontrol Geser	$\frac{\Sigma H}{\Sigma (V - U)} = \tan \theta < \frac{f}{s}$ $0,18 < 0,5$	OK
Kontrol Bidang Kern (Retak)	$e = \left \frac{L}{2} - \frac{Mt}{R_v} \right \leq \frac{L}{6}$ $e = 0,82 < 0,94$	OK
Kontrol Daya Dukung Tanah	$\sigma = 0,6 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2$	OK
Kontrol Ketebalan Lantai	tebal lantai $1 \text{ m} > 0,671 \text{ m}$	OK

KONDISI AIR BANJIR

Kontrol Rembesan	$\Sigma L = 26,71 \text{ m} \geq \Delta H = 6,198 \text{ m}$	OK
Kontrol Guling	$SF = 6,47 > 1,5$	OK
Kontrol Geser	$\frac{\Sigma H}{\Sigma (V - U)} = \tan \theta < \frac{f}{s}$ $0,38 < 0,5$	OK
Kontrol Bidang Kern (Retak)	$e = \left \frac{L}{2} - \frac{Mt}{R_v} \right \leq \frac{L}{6}$ $e = 0,31 < 0,94$	OK
Kontrol Daya Dukung Tanah	$\sigma = 4,2 \text{ ton/m}^2 < \bar{\sigma}_{\text{tanah}} = 20 \text{ ton/m}^2$	OK
Kontrol Ketebalan Lantai	tebal lantai $1 \text{ m} > 0,654 \text{ m}$	OK



PENUTUP



KESIMPULAN

Berdasarkan perencanaan yang telah dilakukan dapat disimpulkan bahwa :

1. Untuk analisa kebutuhan air untuk irigasi di dapat kebutuhan air sebesar $1,0187 \text{ m}^3/\text{dtk}$
2. Debit andalan maksimum yang tersedia sebesar 1,281 cukup untuk memenuhi kebutuhan air untuk irigasi
3. Debit banjir rencana perhitungannya menggunakan metode nakayasu dengan periode ulang 100 tahun. Besarnya debit rencana adalah $149,368 \text{ m}^3/\text{dtk}$
4. Berdasarkan perhitungan didapatkan elevasi muka air banjir berada pada elevasi +17,686
5. Pada analisa hidrolika didapatkan perencanaan sebagai berikut
 - a) Tipe Bendung : Mercu Bulat
 - b) Tinggi Bendung : 3,25 m
 - c) Elevasi puncak Bendung : +16,7
 - d) Tipe Kolam Olak : Ambang Ujung
 - e) Tinggi jagaan : 1 m
 - f) Lebar bendung : 18,4 m
 - g) Bangunan Ukur : Ambang Lebar
6. Hasil analisa stabilitas tubuh bendung adalah bendung stabil terhadap gaya-gaya yang terjadi



TERIMAKASIH