BAB IV
HASIL DAN PEMBAHASAN

4.1. Analisa Hidrologi

Langkah awal dalam mendesain suatu pelimpah bendungan adalah dengan melakukan suatu analisa hidrologi. Dalam studi ini, analisa yang dilakukan adalah menghitung hujan rancangan dan mendesain banjir untuk menentukan tinggi muka air banjir di atas pelimpah bendungan, sebagai dasar penentuan dimensi konstruksi pelimpah (*spillway*).

4.1.1. Penentuan Debit Banjir Rancangan

Output yang akan dihasilkan dari debit banjir rancangan adalah besarnya Q_{inflow} pada pelimpah bendungan sebagai acuan dasar untuk perhitungan penelusuran banjir. Debit banjir rancangan yang dipergunakan adalah debit banjir dengan kala ulang 1000 tahun dan *PMF* sebagai kontrolnya. Hasil debit banjir rancangan ini akan digunakan sebagai acuan dalam penentuan dimensi konstruksi pelimpah (*spillway*).

4.1.1.1. Hujan Maksimum Rerata Daerah Metode Aritmatika

Data hidrologi yang tersedia merupakan data curah hujan harian selama 15 tahun (tahun 1982 sampai tahun 1996), yang berasal Stasiun Penakar Hujan Padang Tiji, Stasiun Penakar Hujan Tanse dan Stasiun Penakar Hujan Blang Bintang. Penentuan curah hujan maksimum dengan periode ulang tertentu dihitung dengan menggunakan analisa frekuensi. Data-data curah hujan diperlukan dalam perencanaan pelimpah adalah data hujan harian maksimum pada tiap tahun.

Curah hujan maksimum rerata daerah ditentukan dengan menggunakan metode rata-rata aljabar. Hal ini ditentukan berdasarkan ketentuan yang berada pada BAB 2 yang mana daerah aliran sungai Krueng Seulimeum mempunyai luas 23.918, Ha dan memiliki 3 stasiun pemantau hujan. Curah hujan maksimum dapat dilihat pada Tabel 4.1.

Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Rerata Daerah Metode Rata-Rata Aljabar

No.	Tahun	Stasiun Hujan			Jumlah	Curah Hujan Rerat Maksimum
		Padang Tiji	Tangse	Blang Bintang		
		mm/hari	mm/hari	mm/hari		mm/hari
1	1982	87	70	57	214	71,333
2	1983	158	62	85	305	101,667
3	1984	80	215	130	425	141,667

Lanjutan tabel 4.1

No.	Tahun	Stasiun Hujan			Jumlah	Curah Hujan Rerat Maksimum
		Padang Tiji	Tangse	Blang Bintang		
		mm/hari	mm/hari	mm/hari		mm/hari
4	1985	87	210	53	350	116,667
5	1986	133	92	197	422	140,667
6	1987	119	94	141	354	118
7	1988	179	80	86	345	115
8	1989	82	50	85	217	72,167
9	1990	97	120	110	327	109
10	1991	114	125	116	355	118,333
11	1992	122	42	96	260	86,667
12	1993	90	110	96	296	98,667
13	1994	103	115	109	327	109
14	1995	129	352	137	618	205,933
15	1996	86	80	117	283	94,4

Sumber : Perhitungan

4.1.1.2. Hujan Rancangan Metode Log Pearson Tipe III

Data curah hujan maksimum yang telah dihitung sebelumnya, akan digunakan untuk memperkirakan besarnya debit banjir rancangan untuk perencanaan pelimpah bendungan Seulimeum. Penentuan curah hujan maksimum dengan periode ulang tertentu dihitung dengan menggunakan analisa frekuensi metode *Log Pearson* Tipe III.

Langkah perhitungan metode *Log Pearson* tipe III adalah sebagai berikut :

a. Jumlahkan seluruh data hujan logaritma selama 15 ($\sum_{i=l}^{n} log\ Xi$ = 30,587)

b. Hitung rata-rata log *Xi* berdasarkan persamaan (2-4)

$$\overline{Log\ X} = \frac{\sum_{i=l}^{n} log\ X_i}{n} = \frac{30{,}586}{15} = 2{,}039$$

c. Hitung nilai Standar Deviasi (S_d) berdasarkan persamaan (2-5)

$$Sd = \sqrt{\frac{\sum_{i=l}^{n} |(\log X_i - \log X)|^2}{(n-1)}}$$

$$= \sqrt{\frac{0{,}188}{(15-1)}}$$

$$= 0{,}116$$

d. Hitung nilai koefisien kepencengan (*Cs*) berdasarkan persamaan (2-6)

$$Cs = \frac{n\ .\ \sum_{i=l}^{n} \left(\overline{\log X_i} - \log X\right)^3}{(n-1)\ (n-2)\ Sd^{\ 3}}$$

$$= \frac{15\ .\ 0{,}009783}{(15-1)\ (15-2)\ 0{,}116^{\ 3}}$$

= 0,518

Untuk nilai *Cs* = 0,518 dapat dicari nilai *P* yang didapat dari tabel nilai *G* untuk Distribusi *Log Pearson* Tipe III, Dengan cara interpolasi, didapatkan nilai *G* untuk masing-masing kala ulang (T_r) tertentu.

e. Hitung besarnya hujan rancangan untuk masing-masing T_r dengan menngunakan persamaan (2-7).

Untuk T_r = 1000

$Log\ Q = \overline{Log\ X} + G\ .\ Sd$

= 2,039 + 3,837 . 0,116

= 2,484

$R_{rancangan} = 10^{\ Log\ Q}$

$= 10^{\ 2{,}484}$

= 304,614 mm/hari

Perhitungan selengkapnya dapat dilihat di tabel 4.2.

Tabel 4.2. Perhitungan Hujan Rancangan Metode *Log Pearson* Tipe III

Tr	Pr (%)	Cs	G	Log Q	R rancangan (mm/hari)
2	50	0,518	0,082	2,049	111,849
5	20	0,518	0,807	2,133	135,693
10	10	0,518	1,324	2,193	155,779
25	4	0,518	1,915	2,261	182,404
50	2	0,518	2,320	2,308	203,189
100	1	0,518	2,633	2,344	220,909
200	0,5	0,518	3,058	2,393	247,398
1000	0,1	0,518	3,837	2,484	304,614

Sumber : Perhitungan

4.1.1.3. Uji Distrbusi Chi-Quadrat (*Chi-Square*)

Untuk menguji diterima atau tidaknya suatu distribusi, maka dilakukan pengujian simpangan horizontal yakni Uji *Chi-Square*.

Langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

a. Membagi X menjadi beberapa kelas. Kelas ditentukan dengan persamaan (2-10)

$k = 1 + 3{,}322\ log\ n$

= 1 + 3,322 log 15

= 5 kelas

b. Menentukan nilai yang diharapkan (*EF*) berdasarkan persamaan (2-9)

$$EF = \frac{n}{k} = \frac{15}{5} = 3$$

c. Menentukan nilai yang diobservasi (*OF*) yakni dengan menentukan banyaknya data yang ada berdasarkan kelas yang telah ditentukan. Dalam rentang 100,951 < *X* < 117,040, maka ada 5 data yang termasuk dalam kelas ini.

d. Menentukan besarnya X^2_{hitung} berdasarkan persamaan (2-8)

$$X^2_{hitung} = \frac{\sum_{i=1}^{k}(OF-EF)^2}{EF}$$

$$= 2$$

Tabel 4.3. Tabel Uji Distribusi *Chi-Square*

No.	Batas Kelas						Jumlah data		OF - EF	$\frac{(OF-EF)^2}{EF}$
							OF	EF		
1		P ≤	20		X ≤	87,074	3	3	0	0
2	20	< P ≤	40	87,074	< X ≤	100,951	2	3	1	0,333
3	40	< P ≤	60	100,951	< X ≤	117,04	5	3	2	1,333
4	60	< P ≤	80	117,04	< X ≤	135,693	2	3	1	0,333
5		P >	80		X >	135,693	3	3	0	0
						Jumlah	15	15		2

Sumber : Perhitungan

Derajat kebebasan *dk* = *G – R – 1*

= 5 – 2 – 1

= 2

Dengan R adalah banyaknya keterkaitan (biasanya diambil *R* = 2 untuk distribusi normali dan binomial, dan *R* = 1 untuk distribusi poisson dan gumbel).

Dari tabel 2.7, untuk nilai *dk* = 2 dan nilai probabilitas 95% (*Level of significance* = 5%) diperoleh X^2_{cr} = 5,991. Karena nilai $X^2_{hitung} < X^2_{cr}$, maka distribusi ***diterima***.

4.1.1.4. Uji Distribui *Smirnov-Kolmogorov*

Setelah dilakukan uji simpangan horizontal , dilakukan juga pengujian simpangan vertikal, yaitu uji *Smirnov-Kolmogorov*.

Langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

a. Cari besarnya K untuk masing-masing nilai K

$$K = \frac{Log\ X - \overline{Log\ X}}{S_d}$$, untuk data *X* =205,9, maka

$$= \frac{Log\ 205{,}9 - 2{,}039}{0{,}116}$$

= 2,37

b. Cari nilai Probabilitas P_r untuk nilai C_s = 0,518 dan nilai K = 2,37 pada tabel nilai G untuk distribusi *Log Pearson* Tipe III. Untuk data 1 didapatkan P_r = 1,84.

c. Hitung besarnya peluang empiris *Pe (x)* berdasaran persamaan (2-11)

$$Pe = \frac{m}{n+1}$$

$$= \frac{15}{15+1}$$

= 0,938

d. Hitung besarnya peluang teoritis P_t berdasarkan persamaan (2-12)

$$Pt(x) = 1 - Pr$$

$$= 1 - \frac{1{,}84}{100}$$

= 0,982

e. Hitung besarnya selisih antara peluang empiris dan teoritis Δ_{maks} berdasarkan persamaan (2-13)

$$\Delta_{maks} = [Pe - Pt]$$

= [0,982 – 0,938]

= 0,044

Cari nilai Δ_{maks} yang paling maksimal

Dari perhitungan yang telah dilakukan, yang disajikan pada tabel 4.4. diperoleh nilai Δ_{maks} = 0,047/. Untuk α = 5% dan n = 15, pada tabel nilai kritis untuk Uji *Smirnov-Kolmogorof* diperoleh Δ_{cr} = 0,34. Karena $\Delta_{maks} < \Delta_{cr}$, maka distribusi ***diterima.***

Tabel 4.4. Uji Distribusi *Smirnov-Kolmogorof*

Tahun	X	Log X	K	m	Pe (X)	Pr	Pt (X)	Δ_{maks}
1995	205,9	2,314	2,37	15	0,938	1,84	0,982	0,044
1984	141,7	2,151	0,968	14	0,875	16,879	0,831	-0,044
1986	140,7	2,148	0,941	13	0,813	17,392	0,826	0,014
1991	118,3	2,073	0,293	12	0,75	41,251	0,587	-0,163
1987	118	2,072	0,283	11	0,688	41,689	0,583	-0,104
1985	116,7	2,067	0,24	10	0,625	43,453	0,565	-0,06
1988	115	2,061	0,186	9	0,563	45,687	0,543	-0,019
1990	109	2,037	-0,014	8	0,5	53,091	0,469	-0,031
1990	109	2,037	-0,014	7	0,438	53,091	0,469	0,032
1983	101,7	2,007	-0,275	6	0,375	61,436	0,386	0,011
1993	98,7	1,994	-0,388	5	0,313	65,025	0,35	0,037

Lanjutan tabel 4.4.

Tahun	X	Log X	K	m	Pe (X)	Pr	Pt (X)	Δ_{maks}
1996	94,4	1,975	-0,553	4	0,25	70,321	0,297	0,047
1992	86,7	1,938	-0,874	3	0,188	80,492	0,195	0,008
1989	72,2	1,858	-1,56	2	0,125	95,657	0,043	-0,082
1982	71,3	1,853	-1,603	1	0,063	96,039	0,04	-0,023
							Δ_{max}	0,047

Sumber : Perhitungan

4.1.1.5. *Probable Maximum Precipitation* (PMP)

Perhitungan PMP yang dicari untuk menentukan *PMF*, yang nantinya dari analisis ini akan digunakan sebagai kontrol untuk perencanaan pelimpah, dalam hal ini adalah tinggi muka air banjir / tinggi air di atas ambang pelimpah yang masih dapat dikontrol supaya tidak terjadi *overtopping* pada tubuh bendungan.

Langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

a. Jumlahkan data hujan maksimum keseluruhan ($\sum X_n$= 1699,167 mm/hari)

b. Jumlahkan data hujan maksimum tanpa menyertakan data hujan yang nilainya paling tinggi ($\sum X_{n-m}$ = 1493,233 mm/hari)

c. Hitung nilai rata-rata keseluruhan data hujan maksimum ($\sum \overline{X_n}$ = 113,278 mm/hari)

d. Hitung nilai rata-rata data hujan maksimum tanpa menyertakan data hujan yang nilainya paling tinggi ($\sum \overline{X_{n-m}}$ = 106,66 mm/hari)

e. Bagi nilai $\overline{X_{n-m}}$ dengan $\overline{X_n}$ ($\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$ = 0,942)

f. Hitung nilai standar deviasi dari seluruh data hujan maksimum (S_n = 32,844)

g. Hitung nilai standar deviasi tanpa menyertakan data hujan yang nilainya paling tinggi (S_{n-m} = 21,311)

h. Bagi nilai S_{n-m} dengan S_n (S_{n-m}/S_n =0,649)

Hasil perhitungan seluruhnya dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5. Perhitungan PMP

No.	Tahun	X_i (mm/hari)
1	1995	205,9
2	1984	141,7
3	1986	140,7
4	1991	118,3
5	1987	118
6	1985	116,7
7	1988	115
8	1990	109
9	1990	109

Lanjutan tabel 4.5.

No.	Tahun	X_i (mm/hari)
10	1983	101,7
11	1993	98,7
12	1996	94,4
13	1992	86,7
14	1989	72,2
15	1982	71,3
	X_n =	1699,167
	X_{n-m} =	1493,233
	$\overline{X_n}$ =	113,278
	S_n =	32,844
	$\overline{X_{n-m}}$ =	106,66
	S_{n-m} =	21,311
	$\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$ =	0,942
	S_{n-m}/S_n =	0,649

Sumber : Perhitungan

Selanjutnya nilai-nilai dai atas dikontrol dengan gambar grafik yang telah disajikan pada BAB II.

a. Berdasarkan gambar 2.1., untuk $\overline{X_{n-m}}/\overline{X_n}$ = 0,942 dan panjang data 15 tahun, maka diperoleh faktor koreksi X_n = 100%. Dan pada gambar 2.3., untuk data 15 tahun, maka diperoleh faktor koreksi $\overline{X_n}$ = 103%.

b. Berdasarkan gambar 2.2., untuk S_{n-m}/S_n = 0,649 dan panjang data 15 tahun, maka diperoleh faktor koreksi S_n = 78%. Dan pada gambar 2.3., untuk data 15 tahun, maka diperoleh faktor koreksi $\overline{S_n}$ = 112,8%.

c. $\overline{X_n}$ terkoreksi = 113,278 . 100% . 103% = 116,676

d. S_n terkoreksi = 32,844 . 78% . 112,8% = 28,898

e. Hujan maksimum yang mungkin terjadi (PMP). Berdasarkan gambar 2.4., untuk rata-rata hujan maksimum tahunan $\overline{X_n}$ = 113,278 mm/hari, maka diperoleh harga K_m = 14,7, sehingga Xm dapat dihitung berdasarkan persamaan (2-14) sebagai berikut :

X_m = $\bar{X}$ + K_m . S_n

= 116,676 + 14,7 . 28,898

= 541,471 mm/hari

f. Hujan maksimum terkoreksi ($PMP_{terkoreksi}$). Berdasarkan gambar 2.5., untuk luas DAS Seulimeum sebesar 239,185 km^2 dengan durasi hujan 24 jam, maka diperoleh faktor reduksi luasan sebesar 93,5%. Selanjutnya pada gambar 2.6., untuk lama pencatatan hujan 24 jam, maka diperoleh faktor koreksi sebesar 100,9%.

$PMP_{terkoreksi}$ = 541,471 . 93,5% . 100,9%

= 510,832 mm/hari

Dari hasil perhitungan diatas, maka diperoleh hujan maksimum PMP sebesar 510,832 mm.

4.1.1.6. Distribusi Hujan Jam-Jaman Metode PSA007

Berdasarkan tabel 2.10 yang disarankan PSA007, dibuat intensitas hujan untuk masing-masing periode ulang. Dalam studi ini digunakan durasi hujan 6 jam-an. dengan pertimbangan menurut pedoman Studi Kelayakan Hidrologi PU untuk daerah Indonesia dilakukan optimasi menggunakan durasi 6 jam sampai 24 jam untuk bendungan dengan kategori kecil, Kemudian dipilih durasi hujan yang menghasilkan debit banjir terbesar. Dari pertimbangan ini maka perencana memilih durasi 6 jam-an.

Karena pada studi ini menggunakan durasi hujan 6 jam-an maka Distribusi intensitas Hujan selama 24 jam dikonversi kedalam durasi hujan 6 jam-an.

Langkah-langkah perhitungan sebagai berikut :

a. Konversi durasi 24 jam kedalam durasi 6 jam-an dengan membagi durasi 24jam dengan durasi 6jam. Didapat nilai 4 sebagai faktor pengali untuk persentase distribusi jam yang lain. Hasilnya sebagai berikut :

Tabel 4.6. Konversi Durasi Hujan Untuk Kala Ulang 100, 1000, PMP

Durasi hujan	Konversi
Jam	Jam
1	4
2	8
3	12
4	16
5	20
6	24

Sumber: Perhitungan

b. Setelah itu berdasarkan tabel 2.10. dicari nilai persentasenya sesuai dengan kala ulang dan durasi hujannya. Dari hasil perhitungan didapatkan nilai persentase sebagai berikut :

Tabel 4.7. Persentse Hujan Durasi 6 Jam-an Untuk PMP

[1]	Durasi	1	2	3	4	5	6
[2]	Jam	4	8	12	16	20	24
[3]	(%)	56	72	88	92	96	100

Sumber: Perhitungan

Keterangan :

[1] : Durasi hujan

[2] : Durasi untuk untuk mengkonfersikan menjadi persentase

[3] : Hasil persentase yang diperoleh dari tabel 2.10.

c. Setelah didapatkan hasil persentase pada poin 2, maka langkah berikutnya menghitung persentase intensitas hujan dengan durasari 6 jam. Dari hasil perhitungan didapatkan nilai persentase intensitas hujan sebagai berikut :

Tabel 4.8. Persentse Hujan Durasi 6 Jam-an Untuk PMP

Durasi hujan		Distribusi
Jam	%	%
[1]	[2]	[3]
1	56	56
2	72	16
3	88	16
4	92	4
5	96	4
6	100	4

Sumber: Perhitungan

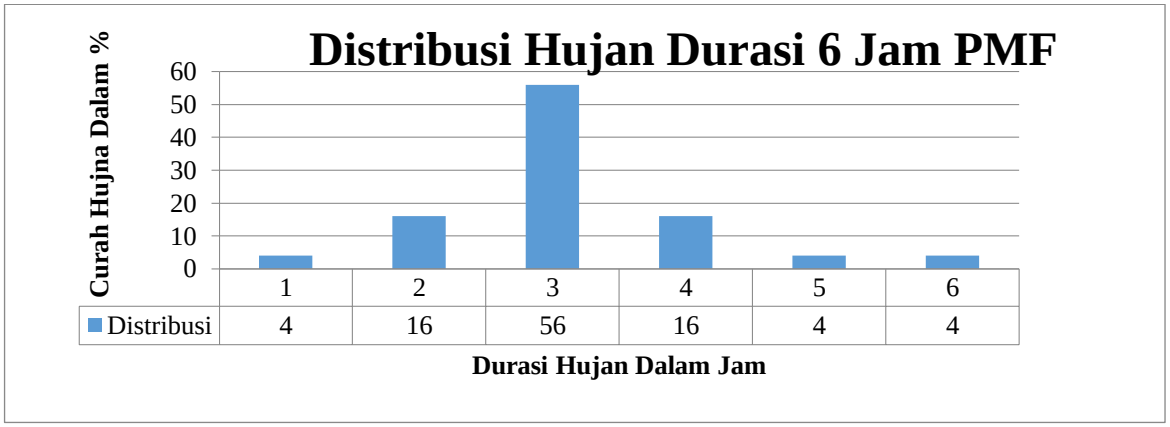
Keterangan :

[1] : Durasi Hujan

[2] : Persentasi Hujan Berdasarkan Durasi jam yang telah dikonversi

[3] : Selisih $[2]_{n+1}$ - $[2]_n$

d. Dari hasil Perhitungan poin 3 kemudian disusun dalam bentuk genta (*bell shape*) dengan persentase hujan tertinggi ditempatkan di tengah, hujan tertinggi kedua di sebelah kiri, tertinggi ketiga di sebelah kanan, tertinggi keempat di sebelah kiri, dan seterusnya. Hasilnya sebagai berikut :



Gambar 4.1. Grafik Genta (*bell shape*) Distribusi Hujan Durasi 6 jam-an Metode PSA007 untuk PMP
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.9. Persentase Distribusi Hujan Durasi 6 jam-an sesuai Kala Ulang

Jam Ke	Kala Ulang							
	2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
1	4	4	4	4	4	4	4	4
2	11	11	12	12	13	13	14	16
3	71	70	68	67	65	64	61	56
4	6	7	8	9	10	11	13	16
5	4	4	4	4	4	4	4	4
6	4	4	4	4	4	4	4	4

Sumber : Perhitungan

Selanjutnya, untuk menentukan distribusi hujan netto jam-jaman dihitung menggunakan persamaan (2-17):

$$Rn = C \cdot R$$

Untuk mendapatkan nilai koefisien pengaliran *C* dapat disesuaikan dengan kondisi dan lokasi DAS. Untuk DAS tertentu, besarnya koefisien pengaliran dapat dilihat pada Tabel 2.9. Kondisi daerah studi merupakan sungai di daerah pegunungan atau perbukitan, maka koefisien pengalirannya diambil sebesar 0,75.

Hujan rancangan netto untuk Tr = PMF persamaan di atas :

$$Rn = C \cdot R$$

$$= 0{,}75 \cdot 510{,}832$$

$$= 383{,}124 \text{ mm}$$

Pada jam ke-1 :

$R_1 = \frac{4}{100}$ x 383,124

= 15,325 mm/jam

Pada jam ke-2 :

$R_2 = \frac{16}{100}$ x 383,124

= 61,3 mm/jam

Pada jam ke-3 :

$R_3 = \frac{56}{100}$ x 383,124

= 214,549 mm/jam

Pada jam ke-4 :

$R_3 = \frac{16}{100}$ x 383,124

= 61,3 mm/jam

Pada jam ke-5 :

$R_5 = \frac{4}{100}$ x 383,124

= 15,325 mm/jam

Pada jam ke-6 :

$R_6 = \frac{4}{100}$ x 383,124

= 15,325 mm/jam

Tabel 4.10. Perhitungan Distribusi Hujan Netto Jam-jaman

Jam Ke	Kala Ulang							
	2 th	5 th	10 th	25 th	50 th	100 th	1000 th	PMF
1	3,355	4,071	4,673	5,472	6,096	6,627	9,138	15,325
2	9,228	11,534	14,02	16,872	19,811	22,091	32,746	61,3
3	59,56	71,239	79,447	91,658	99,055	106,036	139,361	214,549
4	5,033	6,785	9,347	11,856	15,239	17,673	28,938	61,3
5	3,355	4,071	4,673	5,472	6,096	6,627	9,138	15,325
6	3,355	4,071	4,673	5,472	6,096	6,627	9,138	15,325
R_{rac} (mm/hari)	111,849	135,693	155,779	182,404	203,189	220,909	304,614	510,832
Koef. Aliran	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
R_{eff} (mm/hari)	83,887	101,77	116,834	136,803	152,392	165,682	228,461	383,124

Sumber : Perhitungan

4.1.1.7. Analisa Hidrograf Satuan Sintetis

4.1.1.7.1. Hidrograf Satuan Sintetis Gama I

Indeks kerapatan jaringan sungai (*D*) = 179,937 / 239,185

= 0,752

Faktor sumber (*SF*) = 101,485 / 179,937

= 0,564

WU =14,616 Km

WL =12,245 Km

Faktor lebar (*WF*) = *WU / WL*

= 14,616 / 12,245

= 1,194

Au = 138,721 km^2

Luas DAS bagian hulu (*RUA*) = *Au / A*

= 138,721 / 239,185

= 0,58 km^2

Faktor simetri (*SIM*) = *WF x RUA*

= 1,194 x 0,58

= 0,692

Frekuensi sumber (*SN*) = Jumlah sungai tingkat satu / Jumlah sungai semua tingkat

= 66 / 106

= 0,623

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung waktu puncak (*TR*) berdasarkan persamaan (2-33) :

$$TR = 0{,}43 \left[\frac{L}{100\ .\ SF}\right]^3 + 1{,}0665\ SIM + 1{,}2775$$

$$= 0{,}43\ .\ \left(\frac{25}{100\ .\ 0{,}564}\right)^3 + 1{,}0665\ .\ 0{,}692 + 1{,}2775$$

= 2,053 jam

= 2 jam

2. Menghitung debit puncak banjir (Q_p) berdasarkan persamaan (2-34) :

$$Q_p = 0{,}1836\ A^{0{,}5886}\ TR^{-0{,}4008} JN^{0{,}2381}$$

$$= 0{,}1836\ .\ 239{,}185^{0{,}5886}\ .\ 2{,}053^{-0{,}4008}\ .\ 64^{0{,}2381}$$

= 9,307 m^3/detik

3. Menghitung waktu dasar atau *time base* (*TB*) berdasarkan persamaan (2-35) :

$$TB = 27{,}4132\ TR^{0{,}1457} S^{-0{,}0986}\ SN^{0{,}7344}\ RUA^{0{,}2574}$$

$= 27{,}4132 \cdot 2{,}053^{0{,}1457} \cdot 0{,}003^{-0{,}0986} \cdot 0{,}623^{0{,}7344} \cdot 0{,}58^{0{,}2574}$

= 32,843 jam

= 33 jam

4. Menghitung koefisien resesi (*K*) berdasarkan persamaan (2-36) :

$$K = 0{,}5617\ A^{0{,}1798}\ S^{-0{,}1446}\ SF^{-1{,}0897}\ D^{0{,}0452}$$

$= 0{,}5617 \cdot 239{,}185^{0{,}1798} \cdot 0{,}003^{-0{,}1446} \cdot 0{,}564^{-1{,}0897} \cdot 0{,}752^{0{,}0452}$

= 6,325

5. Menghitung aliran dasar atau *base flow* (*Qb*) berdasarkan persamaan (2-37) :

$$Q_b = 0{,}4715\ A^{0{,}6444}\ D^{0{,}9430}$$

$= 0{,}4751 \cdot 239{,}185^{0{,}6444} \cdot \left(\frac{179{,}937}{239{,}185}\right)^{0{,}9430}$

= 12,39 m^3/detik

Untuk aliran dasar atau *base flow* (*Qb*) berdasarkan pengukuran dilapangan didapatkan 3,95 m^3/detik. Sehingga data yang digunakan adalah data yang berdasarkan pengukuran dilapangan.

6. Membuat unit hidrograf dengan menggunakan persamaan (2-32), salah satu contoh pada jam ke 5 :

$$Q_t = Q_p\, e^{-t/K}$$

$= 9{,}307 \cdot e^{-\frac{5-2}{6{,}325}}$

= 5,841 m^3/detik

7. Menghitung hujan efektif dengan dengan metode indeks infiltrasi berdasarkan persamaan (2-38) :

$$\Phi = 10{,}4903 - 3{,}895 \cdot 10^{-6}\ A^2 + 1{,}6985 \cdot 10^{-13} \left[\frac{A}{SN}\right]^4$$

$= 10{,}4903 - 3{,}894 \cdot 10^{-6} \cdot 239{,}185^2 + 1{,}6985 \cdot 10^{-13} \cdot \left(\frac{239{,}185}{0{,}623}\right)^4$

= 10,271 mm/jam

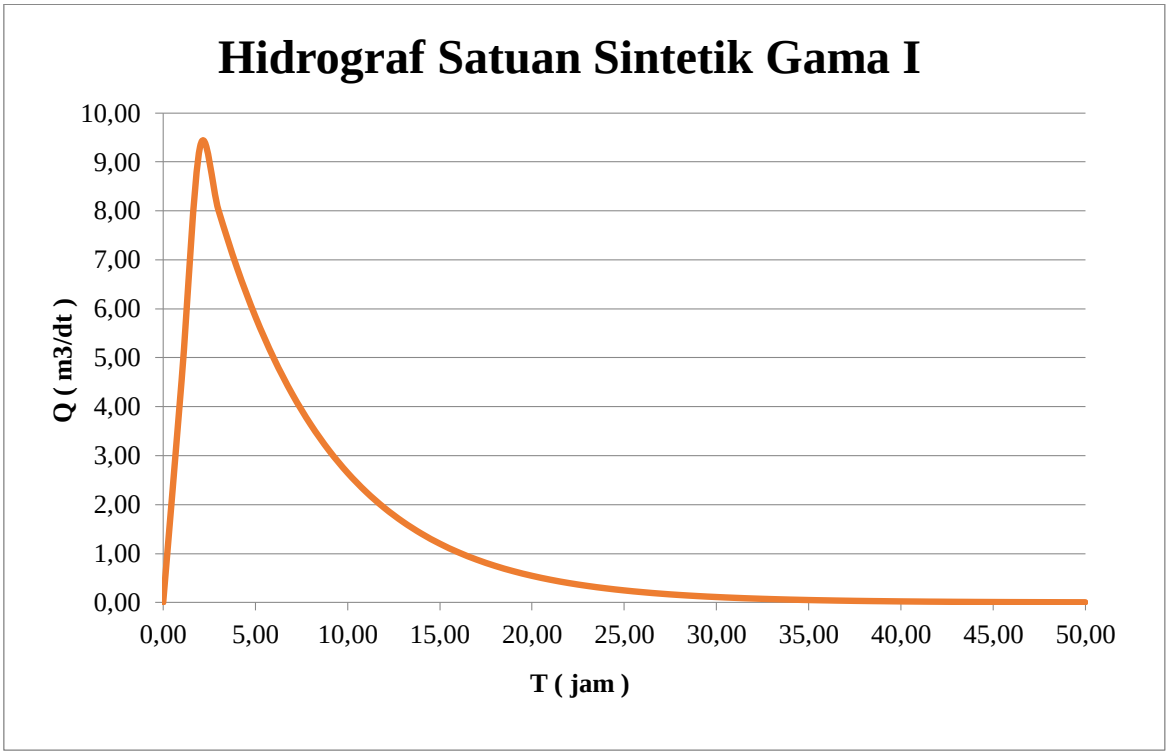
Tabel 4.11. Perhitungan HSS Gama I

t (jam)	Q (m^3/detik)	Keterangan
0	0	Qp
1	4,533	
2	9,307	

Lanjutan tabel 4.11.

t (jam)	Q (m^3/detik)	Keterangan
3	8,013	Qt
4	6,842	
5	5,841	
6	4,987	
7	4,258	
8	3,635	
9	3,104	
10	2,65	
11	2,262	
12	1,931	
13	1,649	
14	1,408	
15	1,202	
16	1,026	
17	0,876	
18	0,748	
19	0,639	
20	0,545	
21	0,466	
22	0,397	
23	0,339	
24	0,29	
25	0,247	
26	0,211	
27	0,18	
28	0,154	
29	0,131	
30	0,112	
31	0,096	
32	0,082	
33	0,07	
34	0,06	
35	0,051	
36	0,043	
37	0,037	
38	0,032	
39	0,027	
40	0,023	
41	0,02	
42	0,017	
43	0,014	
44	0,012	
45	0,01	
46	0,009	
47	0,008	
48	0,007	
49	0,006	
50	0,005	

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.2. Grafik Hidrograf Satuan Sintetis Metode Gama I
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.12. Hidrograf Banjir Q_{100th} Metode Gama I

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		6,627	22,091	106,036	17,673	6,627	6,627		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,95
1	4,533	30,041	0	-	-	-	-	3,95	33,991
2	9,307	61,682	100,137	0	-	-	-	3,95	165,769
3	8,013	53,107	205,606	480,659	0		-	3,95	743,322
4	6,842	45,341	177,023	986,907	80,11	0	-	3,95	1293,332
5	5,841	38,711	151,137	849,712	164,485	30,041	0	3,95	1238,036
6	4,987	33,05	129,036	725,458	141,619	61,682	30,041	3,95	1124,836
7	4,258	28,217	110,167	619,374	120,91	53,107	61,682	3,95	997,406
8	3,635	24,091	94,057	528,802	103,229	45,341	53,107	3,95	852,577
9	3,104	20,568	80,303	451,475	88,134	38,711	45,341	3,95	728,482
10	2,65	17,56	68,56	385,455	75,246	33,05	38,711	3,95	622,533
11	2,262	14,993	58,535	329,09	64,243	28,217	33,05	3,95	532,077
12	1,931	12,800	49,975	280,967	54,848	24,091	28,217	3,95	454,848
13	1,649	10,928	42,667	239,88	46,828	20,568	24,091	3,95	388,913
14	1,408	9,33	36,428	204,803	39,98	17,56	20,568	3,95	332,619
15	1,202	7,966	31,101	174,854	34,134	14,993	17,56	3,95	284,558
16	1,026	6,801	26,553	149,285	29,142	12,8	14,993	3,95	243,524
17	0,876	5,807	22,67	127,455	24,881	10,928	12,8	3,95	208,491
18	0,748	4,957	19,355	108,817	21,242	9,33	10,928	3,95	178,581
19	0,639	4,233	16,525	92,905	18,136	7,966	9,33	3,95	153,044
20	0,545	3,614	14,108	79,319	15,484	6,801	7,966	3,95	131,242
21	0,466	3,085	12,045	67,72	13,22	5,807	6,801	3,95	112,628
22	0,397	2,634	10,284	57,817	11,287	4,957	5,807	3,95	96,736
23	0,339	2,249	8,78	49,363	9,636	4,233	4,957	3,95	83,168
24	0,290	1,92	7,496	42,144	8,227	3,614	4,233	3,95	71,584
25	0,247	1,639	6,4	35,982	7,024	3,085	3,614	3,95	61,694
26	0,211	1,4	5,464	30,72	5,997	2,634	3,085	3,95	53,25
27	0,18	1,195	4,665	26,228	5,12	2,249	2,634	3,95	46,04
28	0,154	1,02	3,983	22,392	4,371	1,92	2,249	3,95	39,886
29	0,131	0,871	3,4	19,118	3,732	1,639	1,92	3,95	34,631
30	0,112	0,744	2,903	16,322	3,186	1,4	1,639	3,95	30,144
31	0,096	0,635	2,479	13,935	2,72	1,195	1,4	3,95	26,314
32	0,082	0,542	2,116	11,898	2,323	1,02	1,195	3,95	23,044
33	0,07	0,463	1,807	10,158	1,983	0,871	1,02	3,95	20,251
34	0,06	0,395	1,543	8,672	1,693	0,744	0,871	3,95	17,868
35	0,051	0,337	1,317	7,404	1,445	0,635	0,744	3,95	15,832
36	0,043	0,288	1,124	6,322	1,234	0,542	0,635	3,95	14,095
37	0,037	0,246	0,96	5,397	1,054	0,463	0,542	3,95	12,611
38	0,032	0,210	0,82	4,608	0,9	0,395	0,463	3,95	11,345
39	0,027	0,179	0,7	3,934	0,768	0,337	0,395	3,95	10,263
40	0,023	0,153	0,597	3,359	0,656	0,288	0,337	3,95	9,34
41	0,02	0,131	0,51	2,868	0,56	0,246	0,288	3,95	8,552
42	0,017	0,112	0,435	2,448	0,478	0,21	0,246	3,95	7,879
43	0,014	0,095	0,372	2,09	0,408	0,179	0,21	3,95	7,305
44	0,012	0,081	0,317	1,785	0,348	0,153	0,179	3,95	6,814
45	0,01	0,069	0,271	1,524	0,297	0,131	0,153	3,95	6,395
46	0,009	0,059	0,231	1,301	0,254	0,112	0,131	3,95	6,038
47	0,008	0,051	0,198	1,111	0,217	0,095	0,112	3,95	5,732
48	0,007	0,043	0,169	0,948	0,185	0,081	0,095	3,95	5,472
49	0,006	0,037	0,144	0,81	0,158	0,069	0,081	3,95	5,249
50	0,005	0,031	0,123	0,691	0,135	0,059	0,069	3,95	5,059
MAX									1293,332

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.13. Hidrograf Banjir Q_{1000th} Metode Gama I

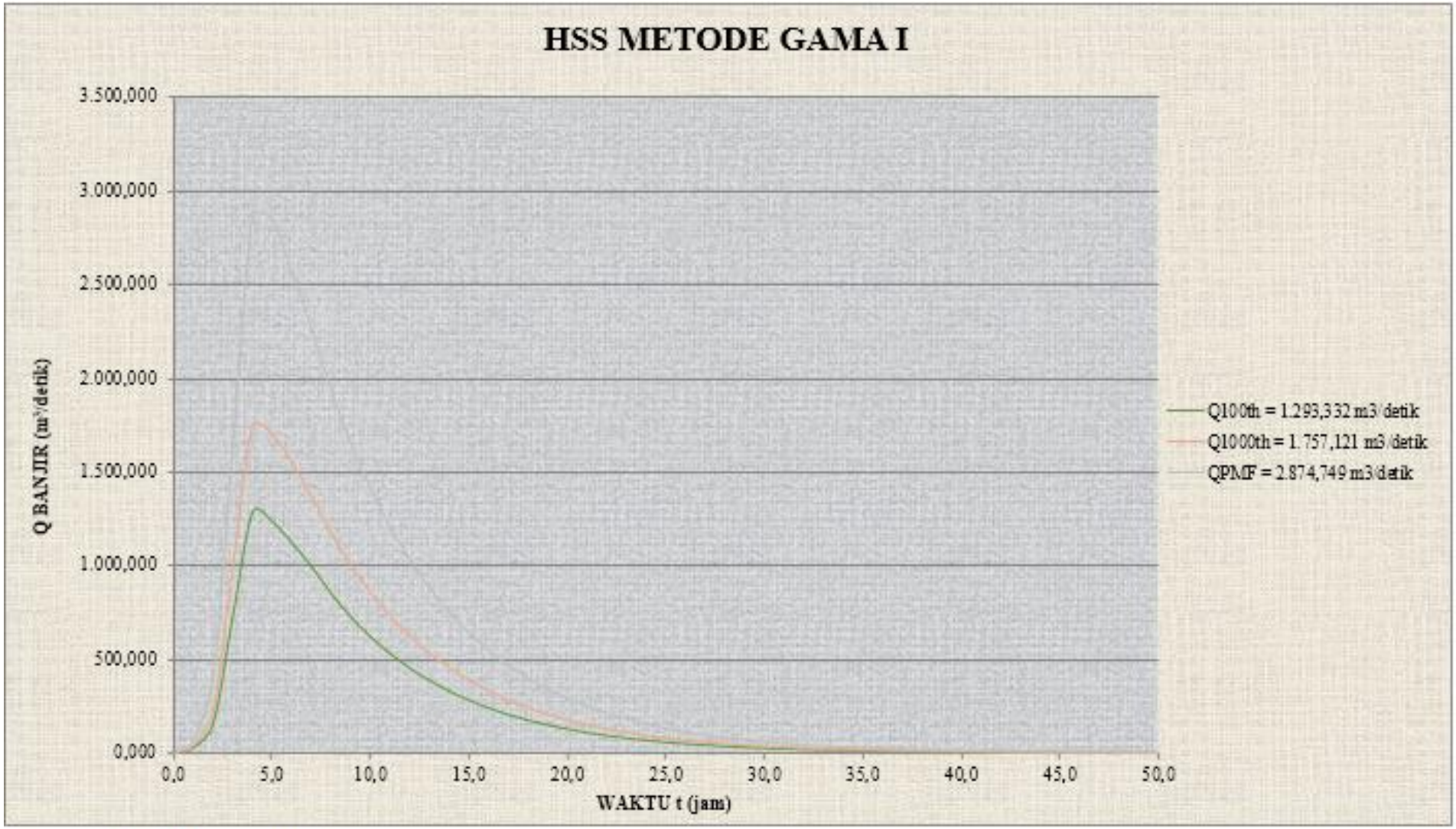
T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		9,138	32,746	139,361	28,938	9,138	9,138		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,95
1	4,533	41,424	0	-	-	-	-	3,95	45,374
2	9,307	85,054	148,436	0	-	-	-	3,95	237,44
3	8,013	73,23	304,775	631,718	0	-	-	3,95	1013,672
4	6,842	62,521	262,407	1297,066	131,176	0	-	3,95	1757,121
5	5,841	53,379	224,035	1116,755	269,336	41,424	0	3,95	1708,879
6	4,987	45,573	191,274	953,451	231,894	85,054	41,424	3,95	1552,62
7	4,258	38,909	163,304	814,027	197,984	73,23	85,054	3,95	1376,457
8	3,635	33,219	139,424	694,991	169,033	62,521	73,23	3,95	1176,368
9	3,104	28,362	119,036	593,361	144,315	53,379	62,521	3,95	1004,924
10	2,65	24,214	101,629	506,594	123,212	45,573	53,379	3,95	858,55
11	2,262	20,673	86,768	432,514	105,194	38,909	45,573	3,95	733,581
12	1,931	17,65	74,08	369,267	89,812	33,219	38,909	3,95	626,886
13	1,649	15,069	63,247	315,269	76,678	28,362	33,219	3,95	535,794
14	1,408	12,866	53,998	269,167	65,466	24,214	28,362	3,95	458,022
15	1,202	10,984	46,102	229,806	55,893	20,673	24,214	3,95	391,622
16	1,026	9,378	39,36	196,201	47,719	17,65	20,673	3,95	334,933
17	0,876	8,007	33,605	167,511	40,741	15,069	17,65	3,95	286,533
18	0,748	6,836	28,691	143,015	34,784	12,866	15,069	3,95	245,21
19	0,639	5,836	24,495	122,102	29,697	10,984	12,866	3,95	209,931
20	0,545	4,983	20,913	104,247	25,355	9,378	10,984	3,95	179,81
21	0,466	4,254	17,855	89,003	21,647	8,007	9,378	3,95	154,094
22	0,397	3,632	15,244	75,988	18,481	6,836	8,007	3,95	132,138
23	0,339	3,101	13,015	64,876	15,779	5,836	6,836	3,95	113,393
24	0,29	2,647	11,112	55,389	13,472	4,983	5,836	3,95	97,389
25	0,247	2,26	9,487	47,29	11,502	4,254	4,983	3,95	83,725
26	0,211	1,93	8,1	40,374	9,82	3,632	4,254	3,95	72,06
27	0,18	1,648	6,915	34,47	8,384	3,101	3,632	3,95	62,1
28	0,154	1,407	5,904	29,43	7,158	2,647	3,101	3,95	53,597
29	0,131	1,201	5,041	25,126	6,111	2,26	2,647	3,95	46,337
30	0,112	1,025	4,304	21,452	5,217	1,93	2,26	3,95	40,138
31	0,096	0,875	3,674	18,315	4,455	1,648	1,93	3,95	34,847
32	0,082	0,747	3,137	15,637	3,803	1,407	1,648	3,95	30,329
33	0,07	0,638	2,678	13,35	3,247	1,201	1,407	3,95	26,471
34	0,06	0,545	2,287	11,398	2,772	1,025	1,201	3,95	23,178
35	0,051	0,465	1,952	9,731	2,367	0,875	1,025	3,95	20,366
36	0,043	0,397	1,667	8,308	2,021	0,747	0,875	3,95	17,966
37	0,037	0,339	1,423	7,093	1,725	0,638	0,747	3,95	15,916
38	0,032	0,289	1,215	6,056	1,473	0,545	0,638	3,95	14,166
39	0,027	0,247	1,037	5,17	1,258	0,465	0,545	3,95	12,672
40	0,023	0,211	0,886	4,414	1,074	0,397	0,465	3,95	11,397
41	0,02	0,18	0,756	3,769	0,917	0,339	0,397	3,95	10,308
42	0,017	0,154	0,646	3,218	0,783	0,289	0,339	3,95	9,378
43	0,014	0,131	0,551	2,747	0,668	0,247	0,289	3,95	8,584
44	0,012	0,112	0,471	2,345	0,57	0,211	0,247	3,95	7,907
45	0,01	0,096	0,402	2,002	0,487	0,18	0,211	3,95	7,328
46	0,009	0,082	0,343	1,71	0,416	0,154	0,18	3,95	6,834
47	0,008	0,07	0,293	1,46	0,355	0,131	0,154	3,95	6,412
48	0,007	0,06	0,25	1,246	0,303	0,112	0,131	3,95	6,052
49	0,006	0,051	0,213	1,064	0,259	0,096	0,112	3,95	5,745
50	0,005	0,043	0,182	0,908	0,221	0,082	0,096	3,95	5,482
MAX									1757,121

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.14. Hidrograf Banjir Q_{PMF} Metode Gama I

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		15,325	61,3	214,549	61,3	15,325	15,325		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,95
1	4,533	69,467	0	-	-	-	-	3,95	73,417
2	9,307	142,633	277,869	0	-	-	-	3,95	424,453
3	8,013	122,805	570,532	972,543	0	-	-	3,95	1669,83
4	6,842	104,847	491,22	1996,862	277,869	0	-	3,95	2874,749
5	5,841	89,515	419,388	1719,269	570,532	41,424	0	3,95	2844,078
6	4,987	76,425	358,061	1467,858	491,22	85,054	69,467	3,95	2552,035
7	4,258	65,25	305,701	1253,212	419,388	73,23	142,633	3,95	2263,363
8	3,635	55,708	260,998	1069,953	358,061	62,521	122,805	3,95	1933,996
9	3,104	47,562	222,832	913,493	305,701	53,379	104,847	3,95	1651,764
10	2,65	40,607	190,247	779,912	260,998	45,573	89,515	3,95	1410,802
11	2,262	34,669	162,427	665,865	222,832	38,909	76,425	3,95	1205,077
12	1,931	29,599	138,675	568,495	190,247	33,219	65,25	3,95	1029,435
13	1,649	25,271	118,397	485,363	162,427	28,362	55,708	3,95	879,477
14	1,408	21,575	101,083	414,388	138,675	24,214	47,562	3,95	751,448
15	1,202	18,42	86,302	353,792	118,397	20,673	40,607	3,95	642,14
16	1,026	15,727	73,682	302,056	101,083	17,65	34,669	3,95	548,817
17	0,876	13,427	62,907	257,886	86,302	15,069	29,599	3,95	469,141
18	0,748	11,464	53,708	220,175	73,682	12,866	25,271	3,95	401,115
19	0,639	9,787	45,854	187,979	62,907	10,984	21,575	3,95	343,037
20	0,545	8,356	39,149	160,49	53,708	9,378	18,42	3,95	293,452
21	0,466	7,134	33,424	137,022	45,854	8,007	15,727	3,95	251,118
22	0,397	6,091	28,537	116,985	39,149	6,836	13,427	3,95	214,974
23	0,339	5,2	24,364	99,878	33,424	5,836	11,464	3,95	184,116
24	0,29	4,44	20,801	85,273	28,537	4,983	9,787	3,95	157,77
25	0,247	3,791	17,759	72,803	24,364	4,254	8,356	3,95	135,277
26	0,211	3,236	15,162	62,157	20,801	3,632	7,134	3,95	116,073
27	0,18	2,763	12,945	53,068	17,759	3,101	6,091	3,95	99,677
28	0,154	2,359	11,052	45,308	15,162	2,647	5,2	3,95	85,679
29	0,131	2,014	9,436	38,682	12,945	2,26	4,44	3,95	73,728
30	0,112	1,72	8,056	33,026	11,052	1,93	3,791	3,95	63,524
31	0,096	1,468	6,878	28,196	9,436	1,648	3,236	3,95	54,812
32	0,082	1,253	5,872	24,073	8,056	1,407	2,763	3,95	47,375
33	0,07	1,07	5,014	20,553	6,878	1,201	2,359	3,95	41,025
34	0,06	0,914	4,28	17,547	5,872	1,025	2,014	3,95	35,603
35	0,051	0,78	3,654	14,981	5,014	0,875	1,72	3,95	30,974
36	0,043	0,666	3,12	12,791	4,28	0,747	1,468	3,95	27,023
37	0,037	0,569	2,664	10,92	3,654	0,638	1,253	3,95	23,649
38	0,032	0,485	2,274	9,323	3,12	0,545	1,07	3,95	20,768
39	0,027	0,414	1,942	7,96	2,664	0,465	0,914	3,95	18,309
40	0,023	0,354	1,658	6,796	2,274	0,397	0,78	3,95	16,209
41	0,02	0,302	1,415	5,802	1,942	0,339	0,666	3,95	14,416
42	0,017	0,258	1,208	4,954	1,658	0,289	0,569	3,95	12,886
43	0,014	0,22	1,032	4,229	1,415	0,247	0,485	3,95	11,579
44	0,012	0,188	0,881	3,611	1,208	0,211	0,414	3,95	10,464
45	0,01	0,161	0,752	3,083	1,032	0,180	0,354	3,95	9,511
46	0,009	0,137	0,642	2,632	0,881	0,154	0,302	3,95	8,698
47	0,008	0,117	0,548	2,247	0,752	0,131	0,258	3,95	8,004
48	0,007	0,1	0,468	1,919	0,642	0,112	0,22	3,95	7,411
49	0,006	0,085	0,4	1,638	0,548	0,096	0,188	3,95	6,905
50	0,005	0,073	0,341	1,398	0,468	0,082	0,161	3,95	6,473
MAX									2874,749

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.3. Grafik Hidrograf Banjir Gama I Q100, Q1000 dan QPMF
Sumber : Perhitungan

4.1.1.7.2. Hidrograf Satuan Sintetis Snyder

Data yang diketahui :

Luas DAS (*A*)	= 239,185 km^2
Panjang sungai utama	= 25 km
Panjang sungai dari bagian hilir ke titik berat	= 10,328 km
Koefisien waktu puncak (C_t = 0,75 – 3)	= 1,55
Koefisien C_p (0,9 – 1,4)	= 0,9

Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut :

1. Menghitung waktu dari titik berat hujan ke debit puncak (*tp*) berdasarkan persamaan (2-18) :

   $t_p = C_t \cdot (L \cdot L_c)^{0,3}$

   $= 1,55 \cdot (25 \cdot 10,328)^{0,3}$

   = 8,207 jam

2. Menghitung curah hujan efektif (*te*) berdasarkan persamaan (2-19) :

   $t_e = \frac{tp}{5,5}$

   $= \frac{8,207}{5,5}$

   =1,492 jam

3. Menghitung waktu yang diperlukan dari awal sampai puncak hidrograf (T_p) dengan *tr* = 6 jam sebagai berikut :

   - Untuk $t_e > t_r$ menggunakan persamaan (2-20) dan (2-21) :

     $t_p' = t_p + 0,25 \cdot (t_e - t_r)$

     $= 8,207 + 0,25 \cdot (1,492 - 6)$

     = 7,08 jam

     $T_p = t_p' + 0,5$

     = 7,08 + 0,5

     = 7,58 jam

   - Untuk $t_e < t_r$ maka menggunakan persamaan (2-22) :

     $T_p = t_p + 0,5\ t_r$

     $= 8,207 + 0,5 \cdot 6$

     = 11,207 jam

     = 11 jam

- Untuk $t_e = t_r$ maka menggunakan persamaan (2-23) :

$T_p = t_p$

= 8,207 jam

= 8 jam

4. Menentukan puncak hidrograf satuan menggunakan persamaan (2-24) :

$$q_p = 0{,}278 \cdot \frac{Cp}{Tp}$$

$$= 0{,}278 \cdot \frac{0{,}9}{8{,}207}$$

$= 0{,}03\ m^3/detik/km^2$

5. Menghitung debit maksimum hidrograf satuan (Q_p) menggunakan persamaan (2-25) :

$Q_p = q_p \cdot A$

$= 0{,}03 \cdot 239{,}185$

$= 7{,}292\ m^3/detik$

6. Menghitung waktu dasar hidrograf (T_b) menggunakan persamaan (2-26) :

$$T_b = \frac{72+3 \cdot T_p}{24}$$

$$= \frac{72+3 \cdot 8{,}207}{24}$$

= 4,026

Untuk mempercepat pekerjaan tersebut diberikan rumus Alexejev, yang memberikan bentuk hidrograf satuannya. Langkah-langkah pengerjaan menggunakan persamaan Alexejev sebagai berikut :

1. Untuk perhitungan besarnya ordinat X dan Y menggunakan persamaan (2-27), (2-28), (2-29) dan (2-30) :

Dengan *a* diperoleh dari persamaan berikut :

$$\lambda = \frac{Q_p \cdot T_p}{h \cdot A}$$

$$= \frac{7{,}292 \cdot 11}{1 \cdot 239{,}185}$$

= 0,342

$a = 1{,}32 \cdot \lambda^2 + 0{,}15 \cdot \lambda + 0{,}045$

$= 1{,}32 \cdot 0{,}342^2 + 0{,}15 \cdot 0{,}342 + 0{,}045$

= 0,25

Maka besarnya ordinat *X* untuk t = 1 jam :

$$X = \frac{t}{T_p}$$

$$= \frac{1}{7{,}58}$$

$$= 0{,}132$$

Maka besarnya ordinat Y untuk t = 1 jam :

$$Y = 10^{-a \cdot \frac{(1-x)^2}{x}}$$

$$= 10^{-0{,}25 \cdot \frac{(1-0{,}132)^2}{0{,}132}}$$

$$= 0{,}037$$

2. Untuk menghitung besarnya Q_t untuk t = 1 jam menggunakan persamaan (2-31) :

$$Q_t = Q_p \cdot Y$$

$$= 7{,}292 \cdot 0{,}037$$

$$= 0{,}271 \text{ m}^3\text{/dt}$$

Tabel 4.15. Perhitungan HSS Snyder

t (jam)	x	y	Qt (m^3/detik)
0	0	0	0
1	0,132	0,037	0,271
2	0,264	0,306	2,232
3	0,396	0,588	4,285
4	0,528	0,784	5,715
5	0,66	0,904	6,59
6	0,792	0,969	7,065
7	0,923	0,996	7,265
8	1,055	0,998	7,28
9	1,187	0,983	7,169
10	1,319	0,956	6,974
11	1,451	0,922	6,725
12	1,583	0,884	6,443
13	1,715	0,842	6,141
14	1,847	0,799	5,829
15	1,979	0,756	5,516
16	2,111	0,714	5,206
17	2,243	0,672	4,903
18	2,375	0,632	4,609
19	2,507	0,593	4,327
20	2,639	0,556	4,056
21	2,77	0,521	3,798
22	2,902	0,487	3,554
23	3,034	0,456	3,322
24	3,166	0,426	3,103

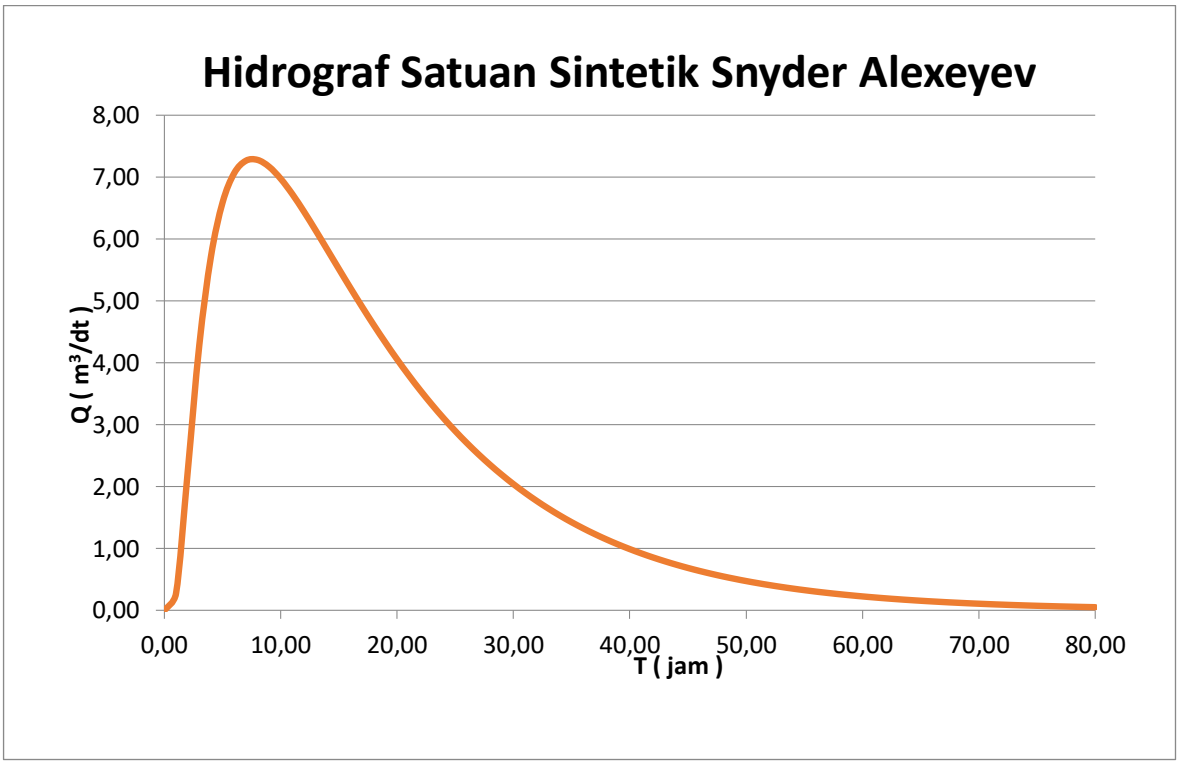
Lanjutan tabel 4.15.

t (jam)	x	y	Qt (m^3/detik)
25	3,298	0,397	2,897
26	3,43	0,371	2,703
27	3,562	0,346	2,521
28	3,694	0,322	2,35
29	3,826	0,3	2,189
30	3,958	0,28	2,039
31	4,09	0,26	1,899
32	4,222	0,242	1,768
33	4,354	0,226	1,645
34	4,486	0,21	1,53
35	4,617	0,195	1,424
36	4,749	0,182	1,324
37	4,881	0,169	1,231
38	5,013	0,157	1,144
39	5,145	0,146	1,064
40	5,277	0,136	0,989
41	5,409	0,126	0,919
42	5,541	0,117	0,854
43	5,673	0,109	0,793
44	5,805	0,101	0,737
45	5,937	0,094	0,684
46	6,069	0,087	0,635
47	6,201	0,081	0,59
48	6,333	0,075	0,548
49	6,464	0,07	0,509
50	6,596	0,065	0,472
51	6,728	0,06	0,439
52	6,86	0,056	0,407
53	6,992	0,052	0,378
54	7,124	0,048	0,351
55	7,256	0,045	0,326
56	7,388	0,041	0,302
57	7,52	0,038	0,28
58	7,652	0,036	0,26
59	7,784	0,033	0,241
60	7,916	0,031	0,224
61	8,048	0,029	0,208
62	8,179	0,026	0,193
63	8,311	0,025	0,179
64	8,443	0,023	0,166
65	8,575	0,021	0,154
66	8,707	0,02	0,143
67	8,839	0,018	0,133
68	8,971	0,017	0,123
69	9,103	0,016	0,114
70	9,235	0,015	0,106
71	9,367	0,013	0,098
72	9,499	0,012	0,091
73	9,631	0,012	0,084
74	9,763	0,011	0,078

Lanjutan tabel 4.15.

t (jam)	x	y	Qt (m^3/detik)
75	9,895	0,01	0,073
76	10,026	0,009	0,067
77	10,158	0,009	0,062
78	10,29	0,008	0,058
79	10,422	0,007	0,054
80	10,554	0,007	0,05

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.4. Grafik Hidrograf Satuan Sintetis Metode Snyder
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.16. Hidrograf Banjir Q_{100} Metode Snyder

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		6,627	22,091	106,036	17,673	6,627	6,627		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,950
1	0,271	1,796	0	-	-	-	-	3,95	5,746
2	2,232	14,792	5,987	0	-	-	-	3,95	24,729
3	4,285	28,396	49,308	28,736	0	-	-	3,95	110,39
4	5,715	37,876	94,655	236,677	4,789	0	-	3,95	377,947
5	6,59	43,673	126,253	454,342	39,446	1,796	0	3,95	669,461
6	7,065	46,821	145,577	606,015	75,724	14,792	1,796	3,95	894,675
7	7,265	48,149	156,069	698,769	101,003	28,396	14,792	3,95	1051,128
8	7,28	48,245	160,498	749,131	116,461	37,876	28,396	3,95	1144,558
9	7,169	47,509	160,816	770,391	124,855	43,673	37,876	3,95	1189,07
10	6,974	46,221	158,364	771,915	128,398	46,821	43,673	3,95	1199,341
11	6,725	44,572	154,069	760,147	128,652	48,149	46,821	3,95	1186,36
12	6,443	42,698	148,572	739,529	126,691	48,245	48,149	3,95	1157,835
13	6,141	40,695	142,327	713,148	123,255	47,509	48,245	3,95	1119,129
14	5,829	38,632	135,652	683,17	118,858	46,221	47,509	3,95	1073,991
15	5,516	36,556	128,773	651,128	113,862	44,572	46,221	3,95	1025,061
16	5,206	34,501	121,853	618,111	108,521	42,698	44,572	3,95	974,206
17	4,903	32,493	115,005	584,892	103,018	40,695	42,698	3,95	922,752
18	4,609	30,547	108,309	552,022	97,482	38,632	40,695	3,95	871,637
19	4,327	28,674	101,822	519,884	92,004	36,556	38,632	3,95	821,521
20	4,056	26,881	95,579	488,744	86,647	34,501	36,556	3,95	772,859
21	3,798	25,173	89,605	458,779	81,457	32,493	34,501	3,95	725,959
22	3,554	23,552	83,912	430,102	76,463	30,547	32,493	3,95	681,018
23	3,322	22,017	78,506	402,776	71,684	28,674	30,547	3,95	638,152
24	3,103	20,566	73,388	376,829	67,129	26,881	28,674	3,95	597,419
25	2,897	19,2	68,555	352,264	62,805	25,173	26,881	3,95	558,829
26	2,703	17,914	63,999	329,064	58,711	23,552	25,173	3,95	522,363
27	2,521	16,706	59,713	307,197	54,844	22,017	23,552	3,95	487,978
28	2,35	15,572	55,686	286,622	51,199	20,566	22,017	3,95	455,613
29	2,189	14,51	51,907	267,293	47,77	19,2	20,566	3,95	425,197
30	2,039	13,515	48,366	249,156	44,549	17,914	19,200	3,95	396,65
31	1,899	12,584	45,05	232,157	41,526	16,706	17,914	3,95	369,887
32	1,768	11,714	41,948	216,241	38,693	15,572	16,706	3,95	344,824
33	1,645	10,902	39,048	201,35	36,04	14,51	15,572	3,95	321,372
34	1,53	10,143	36,339	187,43	33,558	13,515	14,51	3,95	299,444
35	1,424	9,435	33,809	174,425	31,238	12,584	13,515	3,95	278,957
36	1,324	8,774	31,449	162,284	29,071	11,714	12,584	3,95	259,826
37	1,231	8,158	29,247	150,953	27,047	10,902	11,714	3,95	241,972
38	1,144	7,584	27,194	140,386	25,159	10,143	10,902	3,95	225,318
39	1,064	7,05	25,282	130,533	23,398	9,435	10,143	3,95	209,79
40	0,989	6,552	23,499	121,352	21,756	8,774	9,435	3,95	195,317
41	0,919	6,088	21,84	112,798	20,225	8,158	8,774	3,95	181,833
42	0,854	5,657	20,295	104,831	18,8	7,584	8,158	3,95	169,275
43	0,793	5,255	18,856	97,414	17,472	7,05	7,584	3,95	157,582
44	0,737	4,882	17,518	90,51	16,236	6,552	7,05	3,95	146,697
45	0,684	4,534	16,273	84,086	15,085	6,088	6,552	3,95	136,568
46	0,635	4,211	15,114	78,109	14,014	5,657	6,088	3,95	127,144
47	0,59	3,911	14,037	72,549	13,018	5,255	5,657	3,95	118,377
48	0,548	3,631	13,036	67,379	12,091	4,882	5,255	3,95	110,224
49	0,509	3,372	12,105	62,571	11,23	4,534	4,882	3,95	102,643
50	0,472	3,13	11,239	58,102	10,429	4,211	4,534	3,95	95,595
51	0,439	2,906	10,435	53,947	9,684	3,911	4,211	3,95	89,044

Lanjutan tabel 4.16.

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		6,627	22,091	106,036	17,673	6,627	6,627		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
52	0,407	2,698	9,687	50,086	8,991	3,631	3,911	3,95	82,954
53	0,378	2,504	8,993	46,498	8,348	3,372	3,631	3,95	77,296
54	0,351	2,324	8,347	43,164	7,75	3,13	3,372	3,95	72,038
55	0,326	2,157	7,748	40,067	7,194	2,906	3,13	3,95	67,153
56	0,302	2,002	7,191	37,19	6,678	2,698	2,906	3,95	62,615
57	0,28	1,858	6,674	34,517	6,198	2,504	2,698	3,95	58,4
58	0,26	1,724	6,194	32,035	5,753	2,324	2,504	3,95	54,485
59	0,241	1,6	5,748	29,73	5,339	2,157	2,324	3,95	50,849
60	0,224	1,485	5,334	27,59	4,955	2,002	2,157	3,95	47,473
61	0,208	1,378	4,949	25,602	4,598	1,858	2,002	3,95	44,338
62	0,193	1,278	4,592	23,757	4,267	1,724	1,858	3,95	41,427
63	0,179	1,186	4,261	22,043	3,959	1,6	1,724	3,95	38,724
64	0,166	1,1	3,953	20,453	3,674	1,485	1,6	3,95	36,215
65	0,154	1,021	3,668	18,976	3,409	1,378	1,485	3,95	33,886
66	0,143	0,947	3,403	17,606	3,163	1,278	1,378	3,95	31,724
67	0,133	0,879	3,157	16,334	2,934	1,186	1,278	3,95	29,718
68	0,123	0,815	2,929	15,153	2,722	1,1	1,186	3,95	27,855
69	0,114	0,756	2,717	14,057	2,526	1,021	1,1	3,95	26,127
70	0,106	0,701	2,52	13,041	2,343	0,947	1,021	3,95	24,523
71	0,098	0,651	2,338	12,097	2,173	0,879	0,947	3,95	23,034
72	0,091	0,603	2,168	11,221	2,016	0,815	0,879	3,95	21,653
73	0,084	0,560	2,011	10,409	1,87	0,756	0,815	3,95	20,371
74	0,078	0,519	1,866	9,655	1,735	0,701	0,756	3,95	19,182
75	0,073	0,482	1,73	8,955	1,609	0,651	0,701	3,95	18,078
76	0,067	0,447	1,605	8,306	1,493	0,603	0,651	3,95	17,054
77	0,062	0,414	1,489	7,704	1,384	0,560	0,603	3,95	16,104
78	0,058	0,384	1,381	7,145	1,284	0,519	0,56	3,95	15,223
79	0,054	0,356	1,280	6,627	1,191	0,482	0,519	3,95	14,405
80	0,05	0,33	1,188	6,146	1,105	0,447	0,482	3,95	13,647
MAX									1199,341

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.17. Hidrograf Banjir Q_{1000} Metode Snyder

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		9,138	32,746	139,361	28,938	9,138	9,138		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,95
1	0,271	2,477	0	-	-	-	-	3,95	6,427
2	2,232	20,397	8,874	0	-	-	-	3,95	33,221
3	4,285	39,156	73,09	37,767	0	-	-	3,95	153,963
4	5,715	52,228	140,309	311,059	7,842	0,000	-	3,95	515,388
5	6,59	60,221	187,149	597,13	64,591	2,477	0	3,95	915,518
6	7,065	64,562	215,793	796,47	123,994	20,397	2,477	3,95	1227,642
7	7,265	66,394	231,346	918,373	165,387	39,156	20,397	3,95	1445,003
8	7,28	66,525	237,911	984,564	190,7	52,228	39,156	3,95	1575,034
9	7,169	65,511	238,381	1012,504	204,445	60,221	52,228	3,95	1637,24
10	6,974	63,734	234,747	1014,507	210,247	64,562	60,221	3,95	1651,968
11	6,725	61,46	228,38	999,042	210,663	66,394	64,562	3,95	1634,45
12	6,443	58,877	220,233	971,944	207,451	66,525	66,394	3,95	1595,374
13	6,141	56,115	210,975	937,271	201,824	65,511	66,525	3,95	1542,172
14	5,829	53,27	201,08	897,872	194,625	63,734	65,511	3,95	1480,042
15	5,516	50,407	190,884	855,76	186,443	61,460	63,734	3,95	1412,639
16	5,206	47,574	180,626	812,367	177,699	58,877	61,46	3,95	1342,552
17	4,903	44,805	170,475	768,709	168,688	56,115	58,877	3,95	1271,618
18	4,609	42,121	160,55	725,508	159,623	53,270	56,115	3,95	1201,137
19	4,327	39,538	150,933	683,27	150,652	50,407	53,27	3,95	1132,021
20	4,056	37,067	141,68	642,344	141,881	47,574	50,407	3,95	1064,903
21	3,798	34,712	132,823	602,962	133,383	44,805	47,574	3,95	1000,209
22	3,554	32,476	124,385	565,272	125,205	42,121	44,805	3,95	938,213
23	3,322	30,359	116,372	529,358	117,379	39,538	42,121	3,95	879,077
24	3,103	28,359	108,786	495,257	109,921	37,067	39,538	3,95	822,879
25	2,897	26,475	101,621	462,972	102,84	34,712	37,067	3,95	769,637
26	2,703	24,702	94,868	432,48	96,136	32,476	34,712	3,95	719,324
27	2,521	23,036	88,514	403,741	89,805	30,359	32,476	3,95	671,88
28	2,35	21,473	82,545	376,7	83,837	28,359	30,359	3,95	627,223
29	2,189	20,008	76,944	351,296	78,222	26,475	28,359	3,95	585,254
30	2,039	18,636	71,694	327,459	72,947	24,702	26,475	3,95	545,863
31	1,899	17,353	66,779	305,118	67,997	23,036	24,702	3,95	508,934
32	1,768	16,153	62,181	284,199	63,358	21,473	23,036	3,95	474,349
33	1,645	15,032	57,882	264,629	59,014	20,008	21,473	3,95	441,987
34	1,53	13,986	53,866	246,334	54,95	18,636	20,008	3,95	411,73
35	1,424	13,009	50,116	229,242	51,151	17,353	18,636	3,95	383,458
36	1,324	12,099	46,617	213,285	47,602	16,153	17,353	3,95	357,059
37	1,231	11,25	43,354	198,394	44,289	15,032	16,153	3,95	332,422
38	1,144	10,458	40,311	184,505	41,197	13,986	15,032	3,95	309,44
39	1,064	9,721	37,476	171,557	38,313	13,009	13,986	3,95	288,011
40	0,989	9,035	34,834	159,489	35,624	12,099	13,009	3,95	268,04
41	0,919	8,395	32,374	148,247	33,118	11,250	12,099	3,95	249,432
42	0,854	7,8	30,083	137,777	30,784	10,458	11,25	3,95	232,102
43	0,793	7,247	27,951	128,029	28,609	9,721	10,458	3,95	215,965
44	0,737	6,732	25,967	118,955	26,585	9,035	9,721	3,95	200,945
45	0,684	6,252	24,121	110,512	24,701	8,395	9,035	3,95	186,966
46	0,635	5,807	22,404	102,656	22,948	7,800	8,395	3,95	173,961
47	0,59	5,392	20,808	95,349	21,317	7,247	7,8	3,95	161,863
48	0,548	5,007	19,323	88,554	19,799	6,732	7,247	3,95	150,612
49	0,509	4,649	17,943	82,236	18,388	6,252	6,732	3,95	140,15
50	0,472	4,317	16,66	76,362	17,076	5,807	6,252	3,95	130,423
51	0,439	4,007	15,468	70,901	15,856	5,392	5,807	3,95	121,382

Lanjutan tabel 4.17.

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		9,138	32,746	139,361	28,938	9,138	9,138		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
52	0,407	3,72	14,36	65,827	14,723	5,007	5,392	3,95	112,979
53	0,378	3,453	13,33	61,111	13,669	4,649	5,007	3,95	105,17
54	0,351	3,205	12,373	56,73	12,690	4,317	4,649	3,95	97,914
55	0,326	2,975	11,485	52,659	11,780	4,007	4,317	3,95	91,173
56	0,302	2,761	10,66	48,878	10,935	3,72	4,007	3,95	84,91
57	0,28	2,562	9,893	45,365	10,149	3,453	3,72	3,95	79,093
58	0,26	2,378	9,181	42,103	9,420	3,205	3,453	3,95	73,69
59	0,241	2,206	8,52	39,074	8,743	2,975	3,205	3,95	68,673
60	0,224	2,047	7,906	36,26	8,114	2,761	2,975	3,95	64,013
61	0,208	1,9	7,336	33,648	7,529	2,562	2,761	3,95	59,687
62	0,193	1,763	6,807	31,223	6,987	2,378	2,562	3,95	55,67
63	0,179	1,635	6,316	28,971	6,483	2,206	2,378	3,95	51,94
64	0,166	1,517	5,86	26,881	6,016	2,047	2,206	3,95	48,478
65	0,154	1,408	5,437	24,94	5,582	1,9	2,047	3,95	45,264
66	0,143	1,306	5,044	23,139	5,179	1,763	1,9	3,95	42,28
67	0,133	1,211	4,68	21,467	4,805	1,635	1,763	3,95	39,511
68	0,123	1,124	4,341	19,915	4,458	1,517	1,635	3,95	36,941
69	0,114	1,043	4,027	18,475	4,135	1,408	1,517	3,95	34,555
70	0,106	0,967	3,736	17,139	3,836	1,306	1,408	3,95	32,342
71	0,098	0,897	3,465	15,899	3,559	1,211	1,306	3,95	30,287
72	0,091	0,832	3,214	14,748	3,301	1,124	1,211	3,95	28,381
73	0,084	0,772	2,982	13,68	3,062	1,043	1,124	3,95	26,612
74	0,078	0,716	2,766	12,689	2,841	0,967	1,043	3,95	24,971
75	0,073	0,664	2,565	11,77	2,635	0,897	0,967	3,95	23,448
76	0,067	0,616	2,379	10,917	2,444	0,832	0,897	3,95	22,035
77	0,062	0,571	2,207	10,125	2,267	0,772	0,832	3,95	20,724
78	0,058	0,53	2,047	9,391	2,103	0,716	0,772	3,95	19,507
79	0,054	0,491	1,898	8,71	1,950	0,664	0,716	3,95	18,379
80	0,05	0,456	1,76	8,078	1,809	0,616	0,664	3,95	17,332
MAX									1651,968

Sumber : Perhitungan

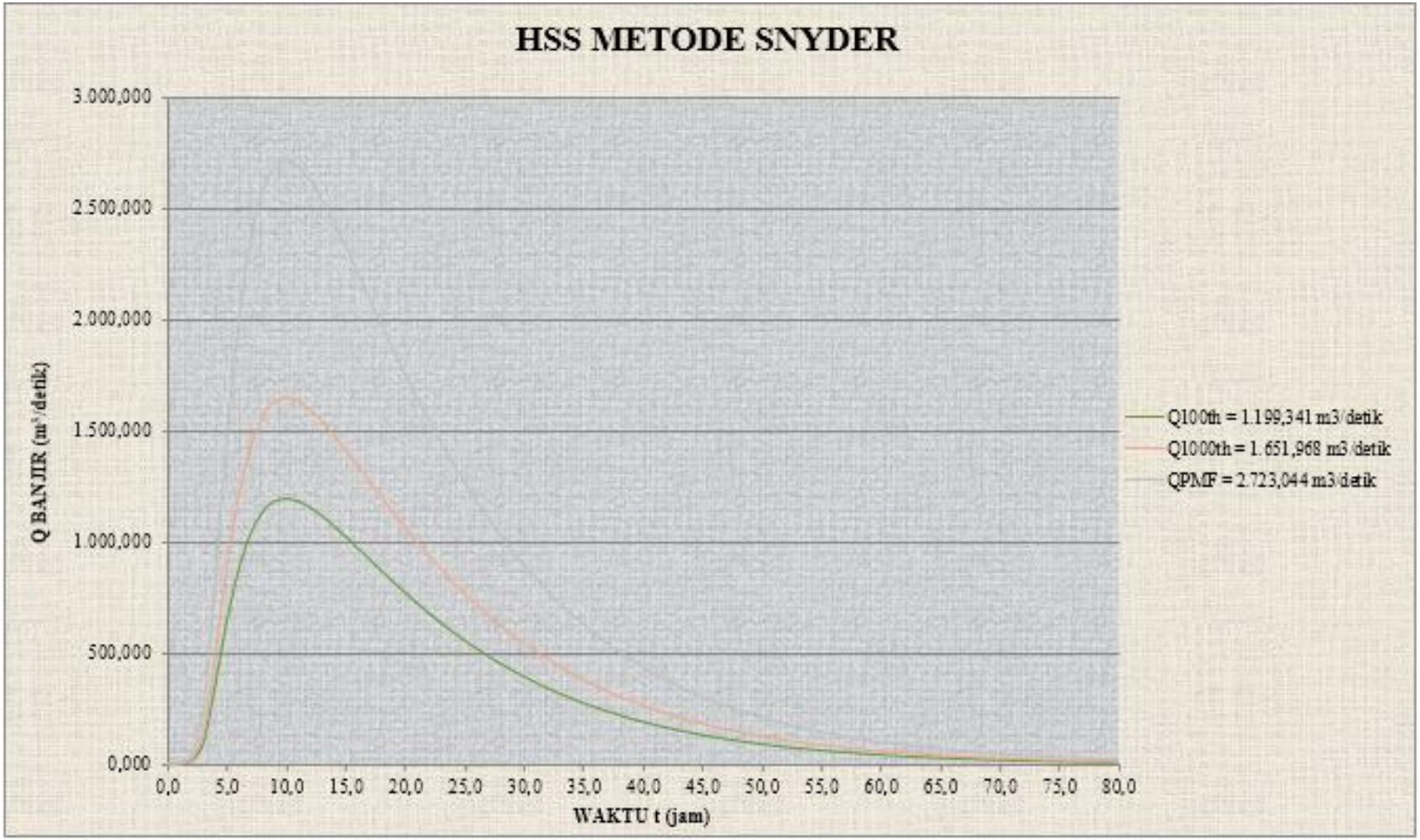
Tabel 4.18. Hidrograf Banjir Q_{PMF} Metode Snyder

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		15,325	61,3	214,549	61,3	15,325	15,325		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
0	0	0	-	-	-	-	-	3,95	3,95
1	0,271	4,153	0	-	-	-	-	3,95	8,103
2	2,232	34,206	16,612	0	-	-	-	3,95	54,768
3	4,285	65,664	136,823	58,143	0	-	-	3,95	264,58
4	5,715	87,585	262,656	478,882	16,612	0	-	3,95	849,684
5	6,59	100,99	350,338	919,295	136,823	2,477	0	3,95	1513,873
6	7,065	108,268	403,959	1226,183	262,656	20,397	4,153	3,95	2029,566
7	7,265	111,341	433,074	1413,856	350,338	39,156	34,206	3,95	2385,921
8	7,28	111,561	445,364	1515,758	403,959	52,228	65,664	3,95	2598,483
9	7,169	109,86	446,245	1558,773	433,074	60,221	87,585	3,95	2699,707
10	6,974	106,881	439,442	1561,856	445,364	64,562	100,99	3,95	2723,044
11	6,725	103,068	427,523	1538,047	446,245	66,394	108,268	3,95	2693,494
12	6,443	98,735	412,271	1496,329	439,442	66,525	111,341	3,95	2628,593
13	6,141	94,104	394,941	1442,95	427,523	65,511	111,561	3,95	2540,54
14	5,829	89,333	376,418	1382,294	412,271	63,734	109,86	3,95	2437,86
15	5,516	84,532	357,33	1317,462	394,941	61,46	106,881	3,95	2326,556
16	5,206	79,781	338,127	1250,656	376,418	58,877	103,068	3,95	2210,877
17	4,903	75,136	319,124	1183,444	357,33	56,115	98,735	3,95	2093,836
18	4,609	70,636	300,546	1116,936	338,127	53,27	94,104	3,95	1977,568
19	4,327	66,305	282,544	1051,909	319,124	50,407	89,333	3,95	1863,572
20	4,056	62,161	265,221	988,902	300,546	47,574	84,532	3,95	1752,885
21	3,798	58,211	248,642	928,273	282,544	44,805	79,781	3,95	1646,206
22	3,554	54,461	232,845	870,248	265,221	42,121	75,136	3,95	1543,983
23	3,322	50,911	217,845	814,958	248,642	39,538	70,636	3,95	1446,481
24	3,103	47,558	203,644	762,459	232,845	37,067	66,305	3,95	1353,829
25	2,897	44,398	190,232	712,755	217,845	34,712	62,161	3,95	1266,053
26	2,703	41,424	177,591	665,813	203,644	32,476	58,211	3,95	1183,109
27	2,521	38,631	165,697	621,568	190,232	30,359	54,461	3,95	1104,898
28	2,35	36,009	154,522	579,938	177,591	28,359	50,911	3,95	1031,281
29	2,189	33,553	144,037	540,828	165,697	26,475	47,558	3,95	962,097
30	2,039	31,252	134,21	504,13	154,522	24,702	44,398	3,95	897,165
31	1,899	29,1	125,009	469,736	144,037	23,036	41,424	3,95	836,292
32	1,768	27,088	116,401	437,531	134,21	21,473	38,631	3,95	779,284
33	1,645	25,209	108,353	407,402	125,009	20,008	36,009	3,95	725,94
34	1,53	23,454	100,835	379,237	116,401	18,636	33,553	3,95	676,065
35	1,424	21,817	93,816	352,924	108,353	17,353	31,252	3,95	629,465
36	1,324	20,289	87,266	328,357	100,835	16,153	29,1	3,95	585,951
37	1,231	18,865	81,157	305,432	93,816	15,032	27,088	3,95	545,342
38	1,144	17,538	75,462	284,05	87,266	13,986	25,209	3,95	507,461
39	1,064	16,302	70,153	264,115	81,157	13,009	23,454	3,95	472,142
40	0,989	15,151	65,208	245,537	75,462	12,099	21,817	3,95	439,223
41	0,919	14,079	60,603	228,229	70,153	11,25	20,289	3,95	408,553
42	0,854	13,081	56,315	212,11	65,208	10,458	18,865	3,95	379,989
43	0,793	12,153	52,324	197,103	60,603	9,721	17,538	3,95	353,392
44	0,737	11,289	48,61	183,134	56,315	9,035	16,302	3,95	328,634
45	0,684	10,485	45,155	170,135	52,324	8,395	15,151	3,95	305,595
46	0,635	9,738	41,941	158,041	48,61	7,8	14,079	3,95	284,159
47	0,59	9,043	38,952	146,792	45,155	7,247	13,081	3,95	264,219
48	0,548	8,397	36,172	136,331	41,941	6,732	12,153	3,95	245,675
49	0,509	7,797	33,589	126,603	38,952	6,252	11,289	3,95	228,432
50	0,472	7,239	31,187	117,56	36,172	5,807	10,485	3,95	212,4
51	0,439	6,72	28,955	109,154	33,589	5,392	9,738	3,95	197,499

Lanjutan tabel 4.18

T	Ordinat HSS (Qt)	Hujan Jam - Jaman (mm/hari)						Base Flow	Q
		R_1	R_2	R_3	R_4	R_5	R_6		
		15,325	61,3	214,549	61,3	15,325	15,325		
	(m^3/det/mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(m^3/det)	(m^3/det)
52	0,407	6,238	26,881	101,342	31,187	5,007	9,043	3,95	183,649
53	0,378	5,791	24,953	94,082	28,955	4,649	8,397	3,95	170,778
54	0,351	5,375	23,163	87,337	26,881	4,317	7,797	3,95	158,819
55	0,326	4,989	21,5	81,07	24,953	4,007	7,239	3,95	147,708
56	0,302	4,63	19,955	75,248	23,163	3,72	6,72	3,95	137,386
57	0,28	4,297	18,52	69,841	21,5	3,453	6,238	3,95	127,798
58	0,26	3,987	17,187	64,819	19,955	3,205	5,791	3,95	118,893
59	0,241	3,7	15,95	60,155	18,52	2,975	5,375	3,95	110,624
60	0,224	3,433	14,801	55,823	17,187	2,761	4,989	3,95	102,944
61	0,208	3,186	13,734	51,802	15,95	2,562	4,63	3,95	95,813
62	0,193	2,956	12,743	48,068	14,801	2,378	4,297	3,95	89,192
63	0,179	2,743	11,824	44,601	13,734	2,206	3,987	3,95	83,045
64	0,166	2,544	10,97	41,383	12,743	2,047	3,7	3,95	77,339
65	0,154	2,361	10,178	38,396	11,824	1,9	3,433	3,95	72,041
66	0,143	2,19	9,443	35,623	10,97	1,763	3,186	3,95	67,124
67	0,133	2,032	8,76	33,049	10,178	1,635	2,956	3,95	62,56
68	0,123	1,885	8,127	30,66	9,443	1,517	2,743	3,95	58,324
69	0,114	1,748	7,539	28,443	8,76	1,408	2,544	3,95	54,392
70	0,106	1,622	6,993	26,386	8,127	1,306	2,361	3,95	50,744
71	0,098	1,504	6,487	24,476	7,539	1,211	2,19	3,95	47,358
72	0,091	1,395	6,017	22,705	6,993	1,124	2,032	3,95	44,216
73	0,084	1,294	5,581	21,061	6,487	1,043	1,885	3,95	41,3
74	0,078	1,2	5,177	19,535	6,017	0,967	1,748	3,95	38,595
75	0,073	1,113	4,802	18,12	5,581	0,897	1,622	3,95	36,085
76	0,067	1,033	4,454	16,806	5,177	0,832	1,504	3,95	33,756
77	0,062	0,958	4,131	15,588	4,802	0,772	1,395	3,95	31,596
78	0,058	0,888	3,831	14,458	4,454	0,716	1,294	3,95	29,591
79	0,054	0,824	3,553	13,409	4,131	0,664	1,2	3,95	27,731
80	0,05	0,764	3,295	12,436	3,831	0,616	1,113	3,95	26,006
MAX									2723,044

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.5. Grafik Hidrograf Banjir *Snyder* Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF}

Sumber : Perhitungan

Dari perbandingan beberapa metode Hidrograf Satuan Sintetis terpilihlah dua metode diatas. Dari hasil perhitungan perbandingan beberapa metode Hidrograf Satuan Sintetis yang penulis buat, kedua metode ini memiliki hasil debit puncak yang hampir sama.

Setelah itu langkah selanjutnya adalah membandingkan kedua metode Hidrograf Satuan Sintetis tersebut pada perhitungan *Flood Routing* atau penelusuran banjir, dari perhitungan tersebut maka akan dipilih salah satu metode untuk menjadikan metode Hidrograf Satuan Sintetis sebagai acuan perencanaan konstruksi pelimpah (*spillway*) pada Bendungan Seulimeum.

4.2. Penentuan Kapasitas Tampungan Waduk

Hasil analisa ini menunjukkan hubungan antara elevasi, volume waduk, serta luas genangan pada lokasi rencana bendungan. Dari data topografi yang tersedia, kemudian dijadikan bentuk luasan dan elevasi kemudian dianalisi sehigga ditemukan volume tampungan seperti yang terlihat pada tabel berikut :

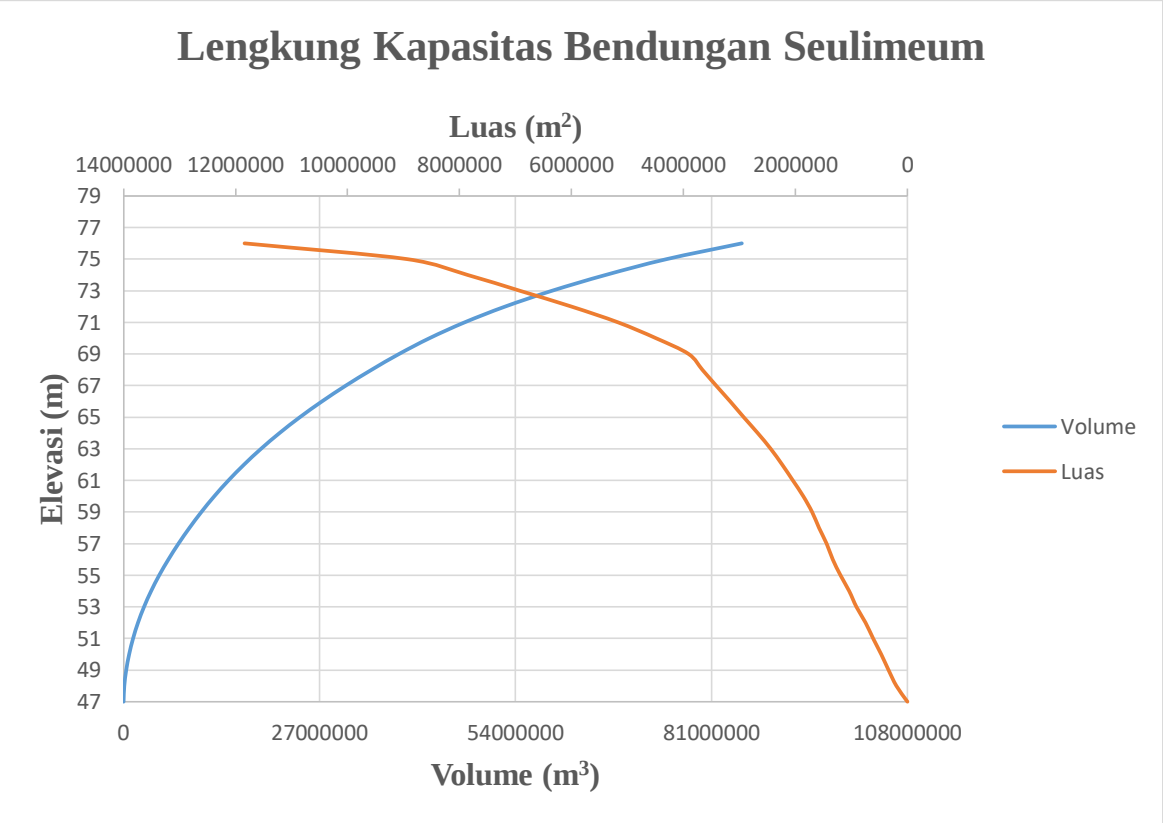
Tabel. 4.19. Tampungan dan Luasan Genangan Waduk pada Tiap Elevasi

No.	Elevasi	Selisih Dengan Kontur Terendah	Luas Kontur (daerah genangan)	Volume Tampungan Waduk	Volume Tampungan Waduk Komulatif
	m	m	m^2	m^3	m^3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
1	47	0	0	0	0
2	48	1	197134	98567	98567
3	49	1	336846	266990	365557
4	50	1	468237	402542	768099
5	51	1	612428	540333	1308431
6	52	1	747979	680204	1988635
7	53	1	910862	829421	2818055
8	54	1	1040204	975533	3793588
9	55	1	1195608	1117906	4911494
10	56	1	1333637	1264623	6176117
11	57	1	1443258	1388448	7564564
12	58	1	1578921	1511090	9075654
13	59	1	1702102	1640512	10716165
14	60	1	1859919	1781011	12497176
15	61	1	2046358	1953139	14450314
16	62	1	2236912	2141635	16591949
17	63	1	2441400	2339156	18931105
18	64	1	2674347	2557874	21488979
19	65	1	2923670	2799009	24287987
20	66	1	3165222	3044446	27332433

Lanjutan tabel 4.19.

No.	Elevasi	Selisih Dengan Kontur Terendah	Luas Kontur (daerah genangan)	Volume Tampungan Waduk	Volume Tampungan Waduk Komulatif
	m	m	m^2	m^3	m^3
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
21	67	1	3416923	3291073	30623506
22	68	1	3661851	3539387	34162893
23	69	1	3908477	3785164	37948057
24	70	1	4490827	4199652	42147709
25	71	1	5167465	4829146	46976855
26	72	1	5999066	5583266	52560120
27	73	1	6921057	6460062	59020182
28	74	1	7853583	7387320	66407502
29	75	1	8929523	8391553	74799055
30	76	1	11838988	10384256	85183310

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.6. Lengkung Kapasitas Bendungan Seulimeum
Sumber : Perhitungan

4.3. Penelusuran Banjir Pada Pelimpah

4.3.1. Penelusuran Banjir Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

4.3.1.1. Penentuan Koefisien Debit Pelimpah Menggunakan Metode Iwasaki Dengan Menggunakan Q_{1000}

Berikut merupakan penjabaran langkah-langkah perhitungan penelusuran banjir pada pelimpah dengan menggunakan dengan menggunakan debit banjir rancangan dari HSS Gama I :

Q_{1000} = 1751,121 m^3/detik

L' = 105 m

P = 2 m

Langkah untuk penentuan koefisien debit pelimpah adalah dengan cara melakukan perhitungan coba-coba pada nilai koefisien debit. Pada awalnya koefisien debit diasumsikan sebesar 2.

$$L = L' - 2\,(N \,.\, K_p + K_a) \,.\, H_d$$

$$= 105 - 2\,(0 + 0{,}1176) \,.\, H_d$$

$$= 105 - 0{,}2352\ H_d$$

Pada saat $H = H_d$ atau $C = C_d$ maka (C awal dicoba sebesar 2)

$$Q = C \,.\, L \,.\, H^{3/2}$$

$$1757{,}121 = 2 \,.\, (105 - 0{,}2352\ H_d) \,.\, (H_d)^{3/2}$$

Didapatkan H_d sebesar 4,147 m

Cek nilai C = 2 dengan rumus iwasaki :

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{4{,}147}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}114 > \text{nilai } C_{asumsi}\ (C_{asumsi} = 2)$$

Untuk itu perlu dicoba lagi nilai C supaya nilai $C_{asumsi} = C_{hitung}$, untuk perhitungan selanjutnya dicoba nilai C = 2,114. Dengan langkah-langkah yang sama seperti perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai H_d = 3,995 m.

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{3{,}995}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}117 > \text{nilai } C_{asumsi}\ (C_{asumsi} = 2{,}114)$$

Karena hasil belum sama , untuk itu perlu dicoba lagi nilai C supaya $C_{asumsi} = C_{hitung}$, untuk perhitungan selanjutnya dicoba nilai C = 2,117. Dengan langkah-langkah yang sama seperti perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai H_d = 3,991 m.

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{3{,}991}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}117 = \text{nilai } C_{asumsi} \ (C_{asumsi} = 2{,}117)$$

Jika hasil coba-coba nilai C sudah sama seperti ini, maka nilai C yang dipakai adalah 2,117 dan H_d yang dipakai adalah 3,991. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung nilai a seperti berikut :

$$C = 1{,}60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}$$

$$2{,}117 = 1{,}60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}$$, karena h = Hd maka :

$$2{,}117 = 1{,}60 \frac{1+2a}{1+a}$$

$$a = 0{,}478$$

Untuk nilai a = 0,514 maka persamaan koefisien debit menjadi :

$$C = 1{,}60 \frac{1+2 \,.\, 0{,}478 \,.\, \left(\frac{h}{3{,}991}\right)}{1+0{,}478\left(\frac{h}{3{,}991}\right)}$$

Lalu untuk perhitungan lebar efektif (L) didapatkan nilai sebagai berikut :

$$L = 105 - 0{,}2352\ H_d$$

$$= 105 - 0{,}2352 \,.\, 4{,}092$$

$$= 104{,}061 \text{ m}$$

Untuk perhitungan koefisien debit untuk debit selain debit Q_{1000} sebagai berikut :

Misal untuk :

Q_{100} = 1293,332 m^3/detik

Hd = 3,316 m (diasumsikan)

Kemudian langkah berikutnya menghitung C lalu dikontrol dengan besar debit yang dihasilkan, seperti berikut ini :

L = 105 – 0,2352 H_d

= 105 – 0,2352 . 3,316

= 104,22 m

$$C = 1{,}60 \frac{1+2\,.\,0{,}478\,.\,(\frac{h}{3{,}991})}{1+0{,}478(\frac{h}{3{,}991})}$$

$$= 1{,}60 \frac{1+2\,.\,0{,}478\,.\,(\frac{3{,}316}{3{,}991})}{1+0{,}478\,(\frac{3{,}316}{3{,}991})}$$

= 2,055

$Q = C\,.\,L\,.\,H^{3/2}$

$= 2{,}055\,.\,104{,}22\,.\,3{,}316^{3/2}$

= 1293,332 m^3/detik.....OK

Untuk perhitungan Cd dan Hd dengan kala ulang berbeda bisa dilihat pada tabel 4.20.

Tabel. 4.20. Tabel perhitungan *C* dan H_d Penelusuran Banjir Pelimpah Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Debit	Q	L'	Hd	L	C
	m^3/detik	m	m	m	
Q_{100}	1293,332	105	3,316	104,220	2,055
Q_{1000}	1757,121	105	3,991	104,061	2,118
Q_{PMF}	2874,749	105	5,371	103,737	2,226

Sumber : Perhitungan

4.3.1.2.Perhitungan Routing Banjir

Dalam perhitungan koefisien limpahan ini menggunakan rumus *Iwasaki*, dimana untuk menghitung nilai *C* pada hubungan antara kedalaman aliran dan debit yang melalui ambang pelimpah diperlukan nilai Hd, sedangkan nilai Hd diperoleh dari hasil *flood routing*. Maka untuk perhitungan awal, nilai Hd diasumsikan dari debit *inflow*. Kemudian jika hasil *flood routing* debit *outflow* telah diperoleh maka nilai Hd akan dikoreksi sesuai dengan hasil *flood routing* debit *outflow*, dimana penyesuaian atau koreksi ini dilakukan sampai diperoleh nilai Hd yang digunakan sebagai data masukkan dalam perhitungan koefisien limpahan sama dengan hasil *outflow*.

Tabel 4.21. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{100} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,06	0,167	104,933	1,645	15,438
67,4	0,4	0,121	0,166	104,867	1,687	44,761
67,6	0,6	0,181	0,166	104,801	1,727	84,135
67,8	0,8	0,241	0,165	104,737	1,765	132,307
68	1	0,302	0,163	104,674	1,802	188,577
68,2	1,2	0,362	0,162	104,612	1,836	252,471
68,4	1,4	0,422	0,16	104,553	1,869	323,637
68,6	1,6	0,482	0,156	104,5	1,9	401,803
68,8	1,8	0,543	0,153	104,449	1,930	486,722
69	2	0,603	0,15	104,401	1,958	578,189
69,2	2,2	0,663	0,146	104,358	1,985	676,036
69,4	2,4	0,724	0,142	104,319	2,011	780,09
69,6	2,6	0,784	0,138	104,283	2,036	890,2
69,8	2,8	0,844	0,133	104,258	2,06	1006,3
70	3	0,905	0,127	104,239	2,083	1128,251
70,2	3,2	0,965	0,121	104,226	2,105	1255,921
70,4	3,4	1,025	0,114	104,222	2,126	1389,277
70,6	3,6	1,086	0,107	104,231	2,147	1528,292
70,8	3,8	1,146	0,099	104,247	2,166	1672,8
71	4	1,206	0,091	104,273	2,185	1822,801
71,2	4,2	1,266	0,078	104,343	2,203	1978,9
71,4	4,4	1,327	0,065	104,424	2,221	2140,506
71,6	4,6	1,387	0,053	104,515	2,238	2307,587

Sumber : Perhitungan

Berikut ini merupakan contoh perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Seulimeum.

Diketahui data-data perhitungan *routing* Q_{100} sebagai berikut :

- Elevasi ambang pelimpah = + 67
- Tinggi pelimpah = 2 m
- Jumlah pilar = 0 (tanpa pilar)
- Lebar ambang pelimpah = 105 m

Langkah perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah sebagai berikut :

1. Elevasi muka air = + 68
2. H = 1 m
3. S = 34.162.893 m^3 (Hasil interpolasi elevasi muka air dan volume tampungan waduk dari perhitungan kapasitas tapungan waduk)
4. ΔS = $S_n - S_{n-1}$
   = 34.162.893 – 30.623.506
   = 3.539.387 m^3
5. $\Delta S/\Delta t$ = 3.539.387 / 3600
   = 983,163 m^3/detik
6. Q = C . L . $H^{3/2}$
   = 1,802 . 104,674 . $1^{3/2}$
   = 188,577 m^3/detik
7. $Q/2$ = 188,577 / 2
   = 94,288 m^3/detik
8. Ψ = $\Delta S/\Delta t - (Q/2)$
   = 983,163 – 94,288
   = 888,875 m^3/detik
9. Φ = $\Delta S/\Delta t + (Q/2)$
   = 983,163 + 94,288
   = 1077,451 m^3/detik

Tabel 4.22. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{100} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi	**h**	**S**	**ΔS**	**ΔS/Δt**	**Q**	**Q/2**	**ψ**	**φ**
(m)	**(m)**	**(m^3)**	**(m^3)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,438	7,719	188,914	204,351
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	44,761	22,381	370,885	415,646
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	84,135	42,067	547,83	631,965
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	132,307	66,153	720,377	852,684
68	1	34162893	3539387	983,163	188,577	94,288	888,875	1077,451
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	252,471	126,235	1067,215	1319,685
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	323,637	161,819	1241,918	1565,555
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	401,803	200,901	1413,122	1814,925
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	486,722	243,361	1580,949	2067,672
69	2	37948057	7324551	2034,598	578,189	289,094	1745,503	2323,692
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	676,036	338,018	1929,893	2605,93
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	780,09	390,045	2111,181	2891,27
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	890,2	445,1	2289,44	3179,639
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	1006,3	503,15	2464,704	3471,003
70	3	42147709	11524203	3201,168	1128,251	564,126	2637,042	3765,293
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1255,921	627,96	2841,493	4097,414
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1389,277	694,639	3043,101	4432,378
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1528,292	764,146	3241,879	4770,171
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1672,8	836,4	3437,911	5110,711
71	4	46976855	16353349	4542,597	1822,801	911,401	3631,196	5453,998
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	1978,9	989,45	3863,328	5842,228
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	2140,506	1070,253	4092,707	6233,213
71,6	4,6	50326814	19703308	5473,141	2307,587	1153,793	4319,348	6626,935

Sumber : Perhitungan

Langkah perhitungan banjir kala ulang 100 tahun (pada jam ke-1) adalah :

1. Debit *inflow* (*I*) dari perhitungan banjir rancangan *Gama I*.
2. $0{,}5 \cdot (I_1 + I_2)$ = 0,5 . (3,95 + 33,991)
   = 18,971 m^3/detik
3. Ψ diperoleh dari Tabel 4.22 dengan cara interpolasi, untuk *outflow* sebesar 3,95 m^3/detik, diperoleh Ψ = 48,337 m^3/detik.
4. Φ = 0,5 . (I_1 + I_2) + Ψ
   = 18,971 + 48,337
   = 67,308 m^3/detik
5. *Outflow* pada jam ke-1 diperoleh dari Tabel 4.22. dengan cara interpolasi untuk nilai Φ = 67,308 m^3/detik, didapatkan nilai $Q_{outflow}$ = 5,085 m^3/detik.
6. Tinggi muka air (*H*) juga didapatkan dari Tabel 4.22. dengan cara interpolasi untuk nilai $Q_{outflow}$ = 5,085 m^3/detik pada jam ke-1 mencapai tinggi 0,066 m di atas ambang pelimpah sehingga didapatkan elevasi muka air di atas pelimpah +67,066.

Hasil perhitungan *Flood Routing* untuk Q_{1000} dapat dilihat pada tabel 4.24. – 4.26. dan Q_{PMF} dapat dilihat pada tabel 4.27 - 4.29.

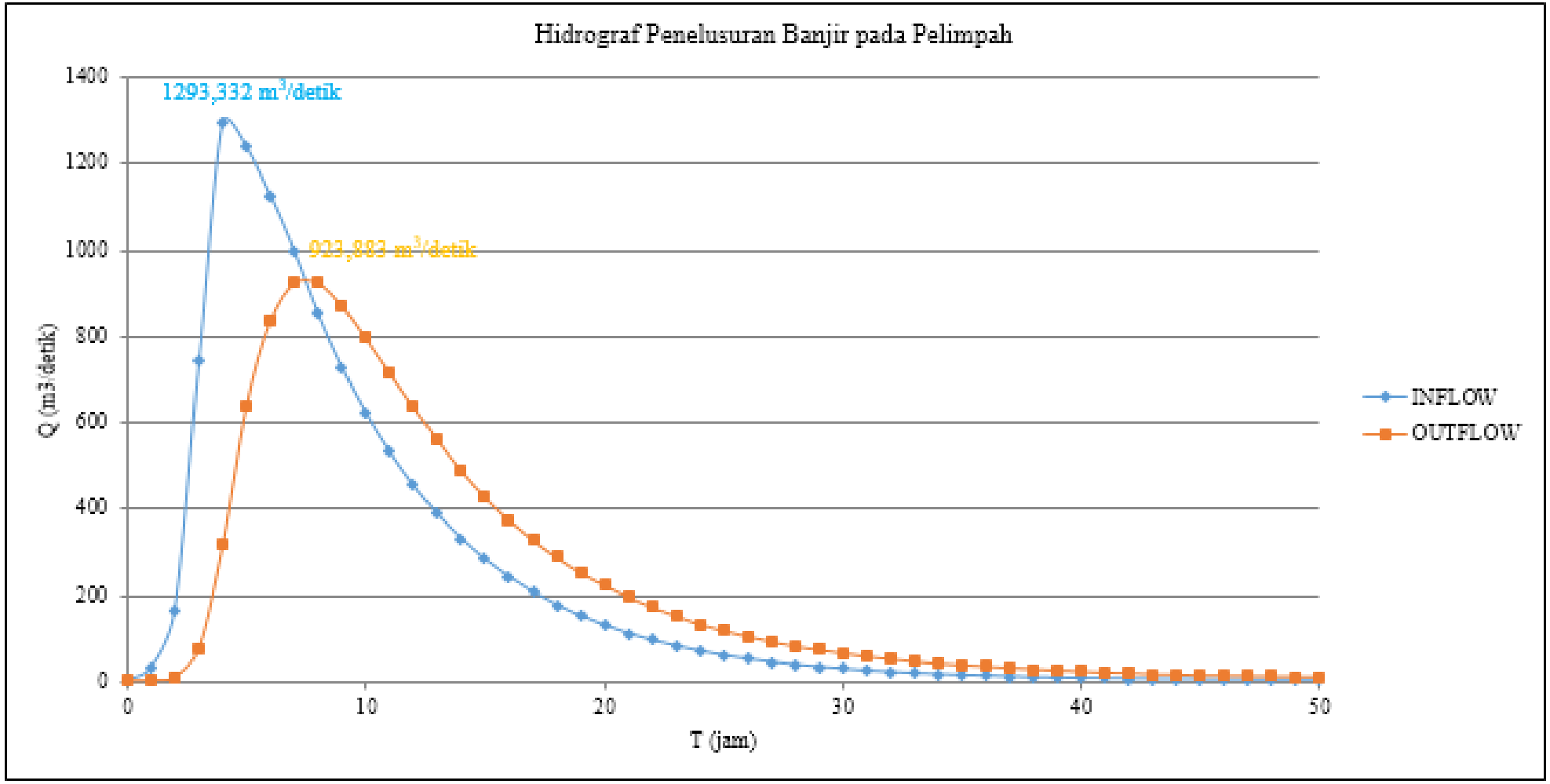
Tabel 4.23. Penelusuran Banjir Q_{100} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	H	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,051	67,051
1	33,991	18,971	48,337	67,308	5,085	0,066	67,066
2	165,769	99,88	62,223	162,103	12,246	0,159	67,159
3	743,322	454,545	149,857	604,402	79,118	0,575	67,575
4	1293,332	1018,327	525,285	1543,611	317,286	1,382	68,382
5	1238,036	1265,684	1226,326	2492,01	636,542	2,119	69,119
6	1124,836	1181,436	1855,468	3036,904	835,698	2,501	69,501
7	997,406	1061,121	2201,206	3262,327	923,148	2,657	69,657
8	852,577	924,992	2339,179	3264,17	923,883	2,658	69,658
9	728,482	790,529	2340,288	3130,817	871,558	2,566	69,566
10	622,533	675,507	2259,26	2934,767	796,698	2,43	69,43
11	532,077	577,305	2138,068	2715,373	715,946	2,277	69,277
12	454,848	493,462	1999,427	2492,889	636,847	2,12	69,12
13	388,913	421,881	1856,042	2277,923	561,837	1,964	68,964
14	332,619	360,766	1716,086	2076,852	490,002	1,807	68,807
15	284,558	308,589	1586,85	1895,438	428,854	1,664	68,664
16	243,524	264,041	1466,584	1730,625	375,379	1,532	68,532
17	208,491	226,008	1355,246	1581,254	328,558	1,413	68,413
18	178,581	193,536	1252,696	1446,232	289,099	1,303	68,303
19	153,044	165,813	1157,132	1322,945	253,414	1,203	68,203
20	131,242	142,143	1069,531	1211,674	223,981	1,111	68,111
21	112,628	121,935	987,693	1109,629	197,064	1,027	68,027
22	96,736	104,682	912,564	1017,246	173,505	0,946	67,946
23	83,168	89,952	843,742	933,693	152,587	0,872	67,872
24	71,584	77,376	781,106	858,482	133,758	0,805	67,805
25	61,694	66,639	724,723	791,362	118,923	0,744	67,744
26	53,25	57,472	672,439	729,91	105,511	0,689	67,689
27	46,04	49,645	624,399	674,044	93,319	0,638	67,638
28	39,886	42,963	580,725	623,688	82,628	0,592	67,592
29	34,631	37,258	541,06	578,318	74,37	0,55	67,55
30	30,144	32,387	503,948	536,335	66,729	0,512	67,512
31	26,314	28,229	469,607	497,836	59,721	0,476	67,476
32	23,044	24,679	438,115	462,793	53,343	0,444	67,444
33	20,251	21,647	409,451	431,098	47,574	0,414	67,414
34	17,868	19,06	383,524	402,584	42,948	0,388	67,388
35	15,832	16,85	359,636	376,486	39,326	0,363	67,363
36	14,095	14,964	337,159	352,123	35,945	0,34	67,34
37	12,611	13,353	316,177	329,531	32,81	0,318	67,318
38	11,345	11,978	296,721	308,699	29,919	0,299	67,299
39	10,263	10,804	278,78	289,584	27,266	0,281	67,281
40	9,34	9,802	262,318	272,12	24,842	0,264	67,264
41	8,552	8,946	247,277	256,223	22,636	0,249	67,249
42	7,879	8,216	233,587	241,802	20,635	0,235	67,235

Lanjutan tabel 4.23.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	H	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
43	7,305	7,592	221,167	228,759	18,825	0,223	67,223
44	6,814	7,059	209,934	216,993	17,192	0,212	67,212
45	6,395	6,605	199,801	206,406	15,723	0,202	67,202
46	6,038	6,216	190,683	196,9	14,875	0,193	67,193
47	5,732	5,885	182,025	187,91	14,196	0,184	67,184
48	5,472	5,602	173,714	179,316	13,546	0,175	67,175
49	5,249	5,36	165,77	171,13	12,928	0,167	67,167
50	5,059	5,154	158,203	163,357	12,341	0,16	67,16
MAX	1293,332	1265,684	2340,288	3264,17	923,883	2,658	69,658

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.7. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{100} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.24. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{1000} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,05	0,167	104,933	1,637	15,368
67,4	0,4	0,1	0,166	104,867	1,673	44,388
67,6	0,6	0,15	0,166	104,801	1,707	83,156
67,8	0,8	0,2	0,166	104,735	1,74	130,391
68	1	0,251	0,164	104,671	1,771	185,386
68,2	1,2	0,301	0,163	104,608	1,801	247,664
68,4	1,4	0,351	0,162	104,546	1,83	316,877
68,6	1,6	0,401	0,161	104,485	1,857	392,748
68,8	1,8	0,451	0,158	104,431	1,884	475,072
69	2	0,501	0,155	104,378	1,909	563,641
69,2	2,2	0,551	0,153	104,328	1,934	658,285
69,4	2,4	0,601	0,15	104,28	1,957	758,852
69,6	2,6	0,651	0,147	104,238	1,98	865,226
69,8	2,8	0,701	0,143	104,198	2,002	977,268
70	3	0,752	0,14	104,16	2,023	1094,861
70,2	3,2	0,802	0,137	104,126	2,043	1217,902
70,4	3,4	0,852	0,132	104,104	2,063	1346,415
70,6	3,6	0,902	0,127	104,085	2,082	1480,221
70,8	3,8	0,952	0,122	104,071	2,1	1619,238
71	4	1,002	0,117	104,061	2,118	1763,398
71,2	4,2	1,052	0,111	104,068	2,135	1912,854
71,4	4,4	1,102	0,105	104,08	2,152	2067,37
71,6	4,6	1,152	0,098	104,096	2,168	2226,892
71,8	4,8	1,203	0,092	104,12	2,184	2391,416
72	5	1,253	0,081	104,189	2,199	2561,842
72,2	5,2	1,303	0,071	104,267	2,214	2737,364
72,4	5,4	1,353	0,06	104,353	2,228	2917,966
72,6	5,6	1,369	0,057	99,366	2,261	2977,171

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.25. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{1000} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi	**h**	**S**	**ΔS**	**ΔS/Δt**	**Q**	**Q/2**	**ψ**	**φ**
(m)	**(m)**	**(m^3)**	**(m^3)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,368	7,684	188,949	204,317
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	44,388	22,194	371,071	415,459
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	83,156	41,578	548,32	631,476
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	130,391	65,196	721,335	851,726
68	1	34162893	3539387	983,163	185,386	92,693	890,47	1075,856
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	247,664	123,832	1069,618	1317,282
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	316,877	158,439	1245,298	1562,175
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	392,748	196,374	1417,65	1810,398
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	475,072	237,536	1586,775	2061,846
69	2	37948057	7324551	2034,598	563,641	281,82	1752,777	2316,418
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	658,285	329,142	1938,769	2597,054
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	758,852	379,426	2121,8	2880,651
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	865,226	432,613	2301,926	3167,153
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	977,268	488,634	2479,219	3456,488
70	3	42147709	11524203	3201,168	1094,861	547,431	2653,737	3748,598
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1217,902	608,951	2860,503	4078,404
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1346,415	673,207	3064,532	4410,947
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1480,221	740,11	3265,915	4746,135
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1619,238	809,619	3464,692	5083,93
71	4	46976855	16353349	4542,597	1763,398	881,699	3660,898	5424,296
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	1912,854	956,427	3896,351	5809,205
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	2067,37	1033,685	4129,275	6196,645
71,6	4,6	50326814	19703308	5473,141	2226,892	1113,446	4359,695	6586,587
71,8	4,8	51443467	20819961	5783,323	2391,416	1195,708	4587,615	6979,031
72	5	52560120	21936615	6093,504	2561,842	1280,921	4812,583	7374,425
72,2	5,2	53852132	23228627	6452,396	2737,364	1368,682	5083,714	7821,078
72,4	5,4	55144145	24520639	6811,289	2917,966	1458,983	5352,306	8270,272
72,6	5,6	56436157	25812651	7170,181	2977,171	1488,585	5681,596	8658,766

Sumber : Perhitungan

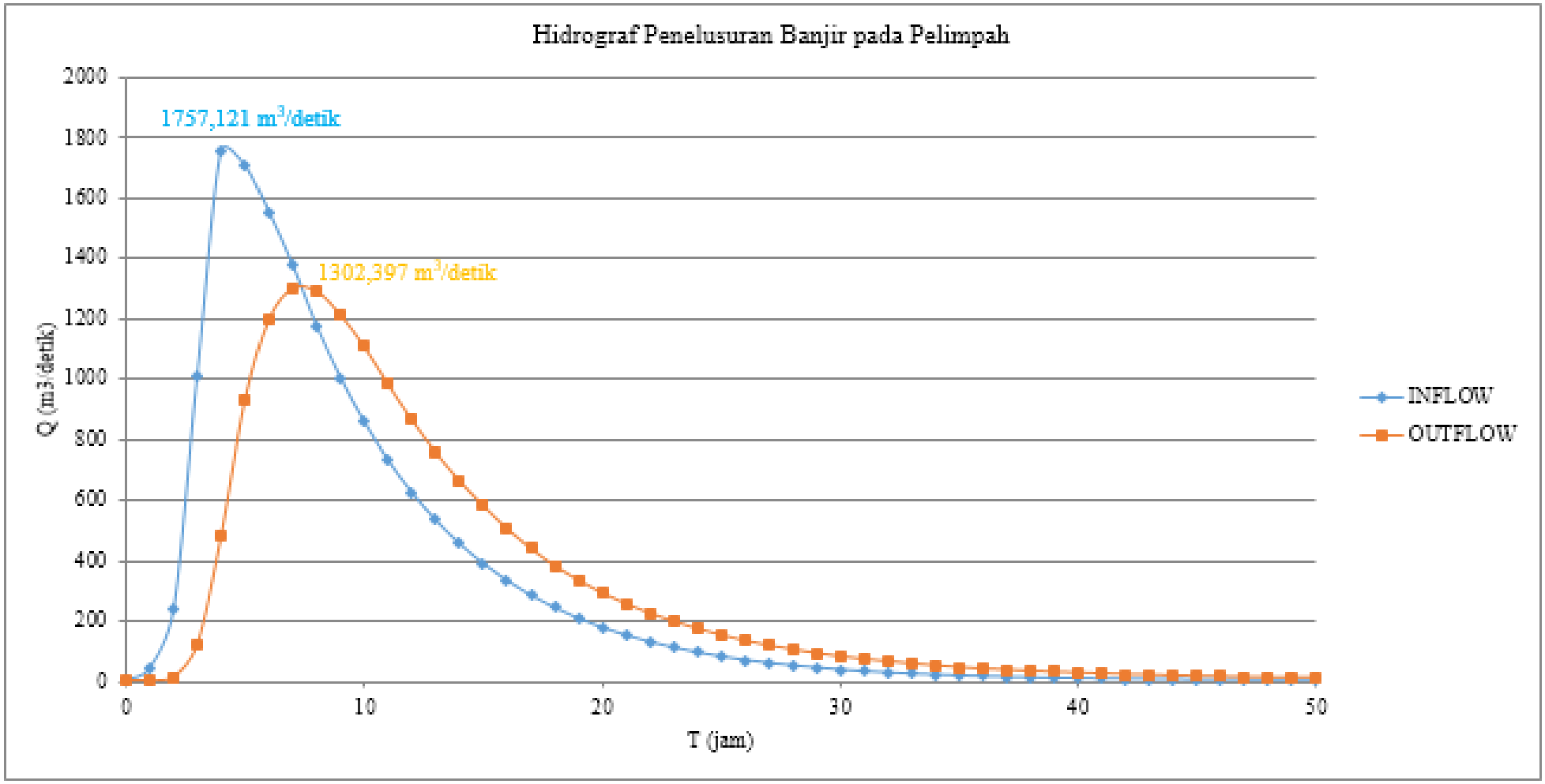
Tabel 4.26. Penelusuran Banjir Q_{1000} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,051	67,051
1	45,374	24,662	48,565	73,227	5,508	0,072	67,072
2	237,44	141,407	67,719	209,126	16,029	0,205	67,205
3	1013,672	625,556	193,097	818,653	123,298	0,77	67,77
4	1757,121	1385,397	695,355	2080,751	481,649	1,815	68,815
5	1708,879	1733	1599,102	3332,102	929,101	2,714	69,714
6	1552,62	1630,749	2403,001	4033,75	1201,243	3,173	70,173
7	1376,457	1464,538	2832,507	4297,046	1302,397	3,331	70,331
8	1176,368	1276,412	2994,649	4271,061	1292,355	3,316	70,316
9	1004,924	1090,646	2978,706	4069,351	1214,524	3,195	70,195
10	858,55	931,737	2854,827	3786,564	1109,025	3,023	70,023
11	733,581	796,066	2677,539	3473,605	984,159	2,812	69,812
12	626,886	680,234	2489,446	3169,680	866,205	2,602	69,602
13	535,794	581,34	2303,475	2884,815	760,398	2,403	69,403
14	458,022	496,908	2124,417	2621,325	666,892	2,217	69,217
15	391,622	424,822	1954,433	2379,256	584,833	2,045	69,045
16	334,933	363,278	1794,423	2157,700	508,421	1,875	68,875
17	286,533	310,733	1649,28	1960,012	441,731	1,719	68,719
18	245,21	265,872	1518,281	1784,153	384,726	1,579	68,579
19	209,931	227,57	1399,427	1626,997	336,69	1,452	68,452
20	179,81	194,87	1290,307	1485,177	295,115	1,337	68,337
21	154,094	166,952	1190,062	1357,014	258,893	1,232	68,232
22	132,138	143,116	1098,12	1241,236	228,047	1,137	68,137
23	113,393	122,765	1013,189	1135,955	200,889	1,050	68,050
24	97,389	105,391	935,066	1040,457	176,7	0,968	67,968
25	83,725	90,557	863,757	954,314	155,563	0,892	67,892
26	72,06	77,893	798,751	876,644	136,505	0,822	67,822
27	62,1	67,08	740,138	807,218	120,846	0,76	67,76
28	53,597	57,848	686,372	744,22	107,335	0,702	67,702
29	46,337	49,967	636,885	686,852	95,032	0,65	67,65
30	40,138	43,238	591,82	635,057	83,924	0,603	67,603
31	34,847	37,493	551,134	588,626	75,466	0,56	67,56
32	30,329	32,588	513,161	545,748	67,77	0,521	67,521
33	26,471	28,4	477,978	506,378	60,705	0,484	67,484
34	23,178	24,825	445,673	470,498	54,265	0,451	67,451
35	20,366	21,772	416,232	438,005	48,434	0,421	67,421
36	17,966	19,166	389,571	408,737	43,464	0,394	67,394
37	15,916	16,941	365,273	382,214	39,818	0,369	67,369
38	14,166	15,041	342,396	357,437	36,413	0,345	67,345
39	12,672	13,419	321,024	334,443	33,253	0,323	67,323
40	11,397	12,035	301,19	313,225	30,336	0,303	67,303
41	10,308	10,852	282,888	293,741	27,659	0,285	67,285
42	9,378	9,843	266,082	275,925	25,21	0,268	67,268

Lanjutan tabel 4.26.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	Ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
43	8,584	8,981	250,715	259,697	22,98	0,252	67,252
44	7,907	8,246	236,717	244,963	20,954	0,239	67,239
45	7,328	7,617	224,008	231,626	19,121	0,226	67,226
46	6,834	7,081	212,504	219,585	17,467	0,214	67,214
47	6,412	6,623	202,119	208,742	15,976	0,204	67,204
48	6,052	6,232	192,766	198,998	14,968	0,195	67,195
49	5,745	5,899	184,03	189,929	14,286	0,186	67,186
50	5,482	5,614	175,643	181,256	13,634	0,177	67,177
MAX	1757,121	1733	2994,649	4297,046	1302,397	3,331	70,331

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.8. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{1000} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.27. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{PMF} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,037	0,167	104,933	1,628	15,279
67,4	0,4	0,074	0,167	104,867	1,655	43,906
67,6	0,6	0,112	0,166	104,8	1,681	81,881
67,8	0,8	0,149	0,166	104,734	1,706	127,877
68	1	0,186	0,166	104,669	1,731	181,156
68,2	1,2	0,223	0,165	104,604	1,754	241,238
68,4	1,4	0,261	0,164	104,54	1,777	307,772
68,6	1,6	0,298	0,163	104,477	1,799	380,487
68,8	1,8	0,335	0,162	104,415	1,821	459,161
69	2	0,372	0,162	104,354	1,842	543,61
69,2	2,2	0,41	0,16	104,294	1,862	633,681
69,4	2,4	0,447	0,158	104,24	1,882	729,256
69,6	2,6	0,484	0,156	104,187	1,901	830,195
69,8	2,8	0,521	0,154	104,136	1,919	936,383
70	3	0,559	0,152	104,086	1,937	1047,719
70,2	3,2	0,596	0,15	104,039	1,955	1164,106
70,4	3,4	0,633	0,148	103,995	1,972	1285,488
70,6	3,6	0,67	0,145	103,953	1,988	1411,765
70,8	3,8	0,708	0,143	103,914	2,004	1542,857
71	4	0,745	0,14	103,876	2,02	1678,692
71,2	4,2	0,782	0,138	103,841	2,035	1819,202
71,4	4,4	0,819	0,135	103,812	2,05	1964,418
71,6	4,6	0,856	0,131	103,791	2,065	2114,308
71,8	4,8	0,894	0,128	103,773	2,079	2268,742
72	5	0,931	0,124	103,758	2,093	2427,668
72,2	5,2	0,968	0,121	103,745	2,106	2591,039
72,4	5,4	1,005	0,117	103,737	2,119	2758,861
72,6	5,6	1,043	0,112	103,744	2,132	2931,364
72,8	5,8	1,08	0,107	103,754	2,145	3108,261
73	6	1,117	0,103	103,767	2,157	3289,519
73,2	6,2	1,154	0,098	103,785	2,169	3475,112
73,4	6,4	1,192	0,093	103,806	2,181	3665,012
73,6	6,6	1,229	0,086	103,863	2,192	3860,385
73,8	6,8	1,266	0,078	103,936	2,203	4060,594
74	7	1,303	0,07	104,014	2,214	4265,318
74,2	7,2	1,341	0,063	104,099	2,225	4474,561
74,4	7,4	1,378	0,055	104,191	2,235	4688,327
74,6	7,6	1,38	0,054	99,177	2,264	4704,976

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.28. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{PMF} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Elevasi (m)	h (m)	S (m^3)	ΔS (m^3)	ΔS/Δt (m^3/det)	Q (m^3/det)	Q/2 (m^3/det)	ψ (m^3/det)	φ (m^3/det)
1	2	3	4	5	6	7	8	9
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,279	7,64	188,993	204,272
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	43,906	21,953	371,312	415,218
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	81,881	40,941	548,957	630,839
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	127,877	63,938	722,592	850,469
68	1	34162893	3539387	983,163	181,156	90,578	892,585	1073,741
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	241,238	120,619	1072,831	1314,069
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	307,772	153,886	1249,851	1557,623
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	380,487	190,243	1423,78	1804,267
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	459,161	229,581	1594,73	2053,891
69	2	37948057	7324551	2034,598	543,61	271,805	1762,792	2306,403
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	633,681	316,84	1951,071	2584,752
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	729,256	364,628	2136,597	2865,854
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	830,195	415,097	2319,442	3149,637
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	936,383	468,192	2499,662	3436,045
70	3	42147709	11524203	3201,168	1047,719	523,859	2677,308	3725,027
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1164,106	582,053	2887,4	4051,506
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1285,488	642,744	3094,995	4380,483
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1411,765	705,883	3300,143	4711,908
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1542,857	771,429	3502,882	5045,74
71	4	46976855	16353349	4542,597	1678,692	839,346	3703,251	5381,943
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	1819,202	909,601	3943,178	5762,379
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	1964,418	982,209	4180,751	6145,169
71,6	4,6	50326814	19703308	5473,141	2114,308	1057,154	4415,987	6530,295
71,8	4,8	51443467	20819961	5783,323	2268,742	1134,371	4648,952	6917,693
72	5	52560120	21936615	6093,504	2427,668	1213,834	4879,67	7307,338
72,2	5,2	53852132	23228627	6452,396	2591,039	1295,52	5156,877	7747,916
72,4	5,4	55144145	24520639	6811,289	2758,861	1379,43	5431,858	8190,719
72,6	5,6	56436157	25812651	7170,181	2931,364	1465,682	5704,499	8635,863
72,8	5,8	57728169	27104664	7529,073	3108,261	1554,13	5974,943	9083,204
73	6	59020182	28396676	7887,966	3289,519	1644,76	6243,206	9532,725
73,2	6,2	60497646	29874140	8298,372	3475,112	1737,556	6560,816	10035,928
73,4	6,4	61975110	31351604	8708,779	3665,012	1832,506	6876,273	10541,285
73,6	6,6	63452574	32829068	9119,186	3860,385	1930,193	7188,993	11049,378
73,8	6,8	64930038	34306532	9529,592	4060,594	2030,297	7499,295	11559,889
74	7	66407502	35783996	9939,999	4265,318	2132,659	7807,34	12072,658
74,2	7,2	68085812	37462307	10406,196	4474,561	2237,281	8168,916	12643,477
74,4	7,4	69764123	39140617	10872,394	4688,327	2344,163	8528,23	13216,557

Sumber : Perhitungan

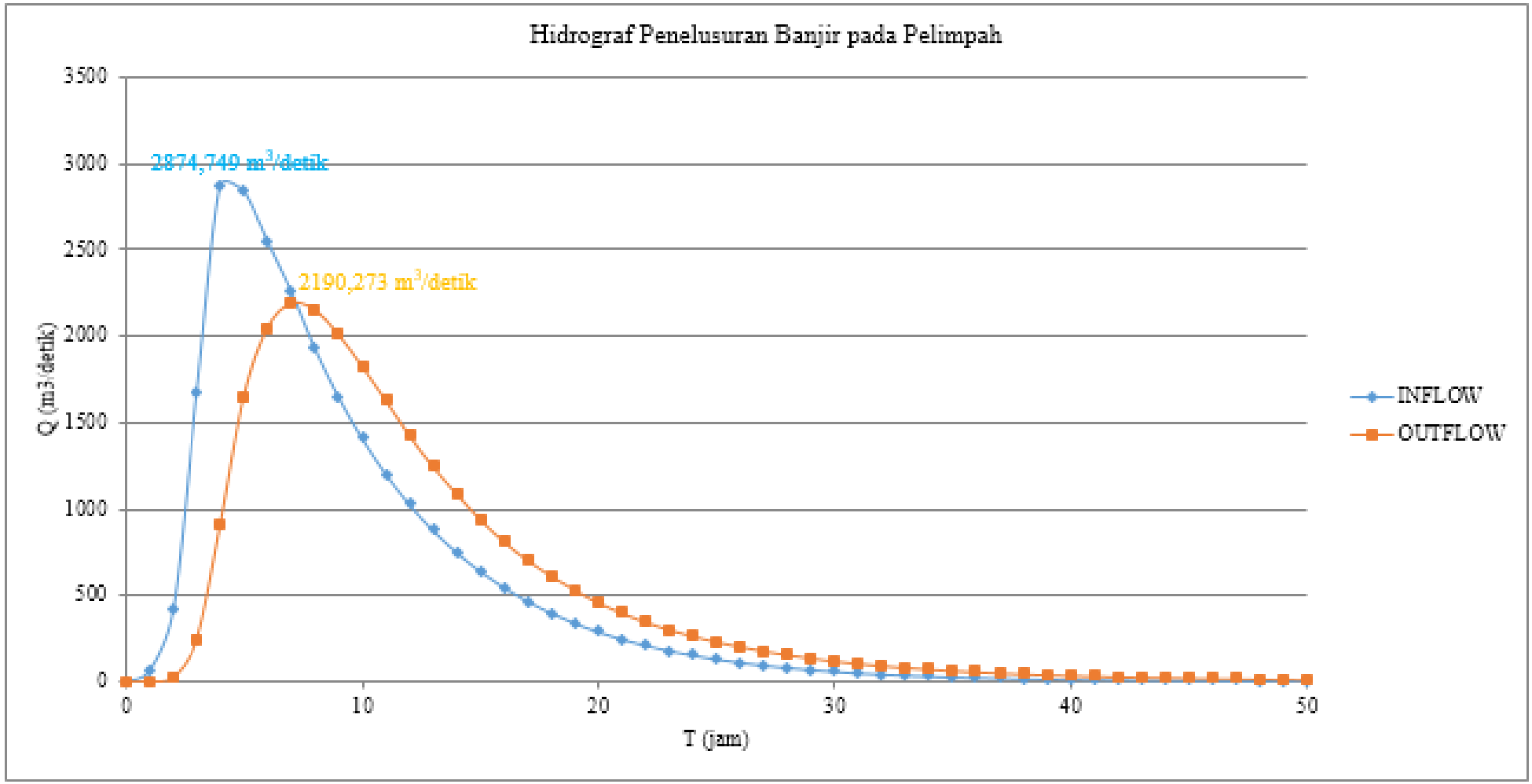
Tabel 4.29. Penelusuran Banjir Q_{PMF} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,052	67,052
1	73,417	38,684	48,858	87,542	6,548	0,086	67,086
2	424,453	248,935	80,994	329,928	32,332	0,319	67,319
3	1669,83	1047,141	297,597	1344,738	249,616	1,225	68,225
4	2874,749	2272,289	1095,122	3367,411	910,936	2,752	69,752
5	2844,078	2859,413	2456,475	5315,888	1652,004	3,961	70,961
6	2552,035	2698,056	3663,884	6361,94	2048,785	4,513	71,513
7	2263,363	2407,699	4313,156	6720,855	2190,273	4,698	71,698
8	1933,996	2098,68	4530,581	6629,261	2153,76	4,651	71,651
9	1651,764	1792,88	4475,501	6268,381	2012,372	4,464	71,464
10	1410,802	1531,283	4256,009	5787,292	1828,653	4,213	71,213
11	1205,077	1307,939	3958,64	5266,579	1632,082	3,931	70,931
12	1029,435	1117,256	3634,497	4751,753	1427,412	3,624	70,624
13	879,477	954,456	3324,341	4278,797	1247,969	3,338	70,338
14	751,448	815,462	3030,828	3846,29	1090,948	3,074	70,074
15	642,14	696,794	2755,342	3452,136	942,583	2,811	69,811
16	548,817	595,479	2509,553	3105,032	814,329	2,569	69,569
17	469,141	508,979	2290,703	2799,682	706,758	2,353	69,353
18	401,115	435,128	2092,924	2528,052	615,333	2,159	69,159
19	343,037	372,076	1912,719	2284,795	536,384	1,983	68,983
20	293,452	318,245	1748,411	2066,656	463,430	1,81	68,81
21	251,118	272,285	1603,226	1875,511	402,941	1,657	68,657
22	214,974	233,046	1472,57	1705,616	351,403	1,52	68,52
23	184,116	199,545	1354,213	1553,758	306,717	1,397	68,397
24	157,77	170,943	1247,042	1417,985	269,626	1,285	68,285
25	135,277	146,524	1148,359	1294,883	236,442	1,184	68,184
26	116,073	125,675	1058,441	1184,116	208,750	1,092	68,092
27	99,677	107,875	975,366	1083,241	183,531	1,008	68,008
28	85,679	92,678	899,71	992,388	161,743	0,927	67,927
29	73,728	79,703	830,645	910,348	142,166	0,854	67,854
30	63,524	68,626	768,182	836,808	125,016	0,788	67,788
31	54,812	59,168	711,792	770,96	111,226	0,728	67,728
32	47,375	51,093	659,734	710,827	98,633	0,673	67,673
33	41,025	44,200	612,195	656,394	87,233	0,623	67,623
34	35,603	38,314	569,161	607,475	77,767	0,578	67,578
35	30,974	33,289	529,708	562,997	69,933	0,537	67,537
36	27,023	28,999	493,064	522,062	62,724	0,499	67,499
37	23,649	25,336	459,339	484,674	56,139	0,464	67,464
38	20,768	22,208	428,535	450,744	50,163	0,433	67,433
39	18,309	19,539	400,581	420,119	44,769	0,405	67,405
40	16,209	17,259	375,35	392,609	40,838	0,379	67,379
41	14,416	15,313	351,771	367,084	37,374	0,354	67,354
42	12,886	13,651	329,71	343,361	34,155	0,332	67,332

Lanjutan tabel 4.29.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
43	11,579	12,233	309,206	321,439	31,18	0,311	67,311
44	10,464	11,021	290,259	301,28	28,444	0,292	67,292
45	9,511	9,987	272,836	282,824	25,939	0,274	67,274
46	8,698	9,105	256,884	265,989	23,655	0,259	67,259
47	8,004	8,351	242,334	250,685	21,578	0,244	67,244
48	7,411	7,707	229,107	236,814	19,696	0,231	67,231
49	6,905	7,158	217,119	224,276	17,994	0,219	67,219
50	6,473	6,689	206,282	212,971	16,46	0,208	67,208
MAX	2874,749	2859,413	4530,581	6720,855	2190,273	4,698	71,698

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.9. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{pmf} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Gama I

Sumber : Perhitungan

4.3.2. Penelusuran Banjir Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS Snyder

4.3.2.1. Penentuan Koefisien Debit Pelimpah Menggunakan Metode Iwasaki Dengan Menggunakan Q_{1000}

Berikut merupakan penjabaran langkah-langkah perhitungan penelusuran banjir pada pelimpah dengan menggunakan dengan menggunakan debit banjir rancangan dari HSS Gama I :

Q_{1000} = 1651,968 m^3/detik

L' = 105 m

P = 2 m

Langkah untuk penentuan koefisien debit pelimpah adalah dengan cara melakukan perhitungan coba-coba pada nilai koefisien debit. Pada awalnya koefisien debit diasumsikan sebesar 2.

$$L = L' - 2\,(N \,.\, K_p + K_a) \,.\, H_d$$

$$= 105 - 2\,(0 + 0{,}1176) \,.\, H_d$$

$$= 105 - 0{,}2352\ H_d$$

Pada saat $H = H_d$ atau $C = C_d$ maka (C awal dicoba sebesar 2)

$$Q = C \,.\, L \,.\, H^{3/2}$$

$$1651{,}968 = 2 \,.\, (105 - 0{,}2352\ H_d) \,.\, (H_d)^{3/2}$$

Didapatkan H_d sebesar 3,979 m

Cek nilai C = 2 dengan rumus iwasaki :

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{3{,}979}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}118 > \text{nilai } C_{asumsi}\ (C_{asumsi} = 2)$$

Untuk itu perlu dicoba lagi nilai C supaya nilai $C_{asumsi} = C_{hitung}$, untuk perhitungan selanjutnya dicoba nilai C = 2,118. Dengan langkah-langkah yang sama seperti perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai H_d = 3,829 m.

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{3{,}829}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}121 > \text{nilai } C_{asumsi}\ (C_{asumsi} = 2{,}118)$$

Karena hasil belum sama , untuk itu perlu dicoba lagi nilai C supaya $C_{asumsi} = C_{hitung}$, untuk perhitungan selanjutnya dicoba nilai C = 2,121. Dengan langkah-langkah yang sama seperti perhitungan sebelumnya, didapatkan nilai H_d = 3,826 m.

$$C = 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{H_d}{P}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}2 - 0{,}0416 \left(\frac{3{,}826}{2}\right)^{0{,}99}$$

$$= 2{,}121 = \text{nilai } C_{asumsi} \ (C_{asumsi} = 2{,}121)$$

Jika hasil coba-coba nilai C sudah sama seperti ini, maka nilai C yang dipakai adalah 2,121 dan H_d yang dipakai adalah 3,826. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung nilai a seperti berikut :

$$C = 1{,}60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}$$

$$2{,}121 = 1{,}60 \frac{1+2a\left(\frac{h}{H_d}\right)}{1+a\left(\frac{h}{H_d}\right)}$$, karena h = Hd maka :

$$2{,}121 = 1{,}60 \frac{1+2a}{1+a}$$

$$a = 0{,}483$$

Untuk nilai a = 0,483 maka persamaan koefisien debit menjadi :

$$C = 1{,}60 \frac{1+2 \,.\, 0{,}483 \,.\, \left(\frac{h}{3{,}826}\right)}{1+0{,}483\left(\frac{h}{3{,}826}\right)}$$

Lalu untuk perhitungan lebar efektif (L) didapatkan nilai sebagai berikut :

$$L = 105 - 0{,}2352\ H_d$$

$$= 100 - 0{,}2352 \,.\, 3{,}826$$

$$= 104{,}1 \text{ m}$$

Untuk perhitungan koefisien debit untuk debit selain debit Q_{1000} sebagai berikut :

Misal untuk :

Q_{100} = 1199,341 m^3/detik

Hd = 3,152 m (diasumsikan)

Kemudian langkah berikutnya menghitung C lalu dikontrol dengan besar debit yang dihasilkan, seperti berikut ini :

L = 105 – 0,2352 H_d

= 105 – 0,2352 . 3,152

= 104,259 m

$$C = 1{,}60 \frac{1+2\,.\,0{,}483\,.\,(\frac{h}{3{,}826})}{1+0{,}483\,(\frac{h}{3{,}826})}$$

$$= 1{,}60 \frac{1+2\,.\,0{,}483\,.\,(\frac{3{,}152}{3{,}826})}{1+0{,}483\,(\frac{3{,}152}{3{,}826})}$$

= 2,055

$Q = C\,.\,L\,.\,H^{3/2}$

$= 2{,}055\,.\,104{,}259\,.\,3{,}152^{3/2}$

= 1199,341 m^3/detik.....OK

Untuk perhitungan Cd dan Hd dengan kala ulang selnajutnya bisa dilihat pada tabel 4.30.

Tabel. 4.30. Tabel perhitungan *C* dan H_d Penelusuran Banjir Pelimpah Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Debit	Q	L'	Hd	L	C
	m^3/detik	m	m	m	
Q_{100}	1199,341	105	3,152	99,259	2,055
Q_{1000}	1651,968	105	3,826	104,1	2,121
Q_{PMF}	2723,044	105	5,17	103,784	2,232

Sumber : Perhitungan

4.3.2.2.Perhitungan Routing Banjir

Dalam perhitungan koefisien limpahan ini menggunakan rumus *Iwasaki*, dimana untuk menghitung nilai *C* pada hubungan antara kedalaman aliran dan debit yang melalui ambang pelimpah diperlukan nilai Hd, sedangkan nilai Hd diperoleh dari hasil *flood routing*. Maka untuk perhitungan awal, nilai Hd diasumsikan dari debit *inflow*. Kemudian jika hasil *flood routing* debit *outflow* telah diperoleh maka nilai Hd akan dikoreksi sesuai dengan hasil *flood routing* debit *outflow*, dimana penyesuaian atau koreksi ini dilakukan sampai diperoleh nilai Hd yang digunakan sebagai data masukkan dalam perhitungan koefisien limpahan sama dengan hasil *outflow*.

Tabel 4.31. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{100} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,063	0,167	104,933	1,648	15,463
67,4	0,4	0,127	0,166	104,867	1,692	44,897
67,6	0,6	0,19	0,166	104,801	1,735	84,489
67,8	0,8	0,254	0,164	104,737	1,775	132,995
68	1	0,317	0,163	104,674	1,812	189,717
68,2	1,2	0,381	0,161	104,613	1,848	254,179
68,4	1,4	0,444	0,158	104,556	1,882	326,033
68,6	1,6	0,508	0,155	104,504	1,915	404,991
68,8	1,8	0,571	0,152	104,454	1,946	490,806
69	2	0,634	0,148	104,409	1,975	583,273
69,2	2,2	0,698	0,144	104,368	2,003	682,21
69,4	2,4	0,761	0,139	104,331	2,03	787,441
69,6	2,6	0,825	0,134	104,301	2,056	898,844
69,8	2,8	0,888	0,128	104,281	2,08	1016,322
70	3	0,952	0,122	104,267	2,104	1139,707
70,2	3,2	1,015	0,116	104,260	2,126	1268,922
70,4	3,4	1,079	0,108	104,268	2,148	1403,973
70,6	3,6	1,142	0,1	104,283	2,169	1544,673
70,8	3,8	1,205	0,091	104,308	2,189	1690,996
71	4	1,269	0,078	104,379	2,208	1843,515
71,2	4,2	1,332	0,064	104,46	2,226	2001,667
71,4	4,4	1,396	0,051	104,552	2,244	2165,417

Sumber : Perhitungan

Berikut ini merupakan contoh perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah Bendungan Seulimeum.

Diketahui data-data perhitungan *routing* Q_{100} sebagai berikut :

- Elevasi ambang pelimpah = + 67
- Tinggi pelimpah = 2 m
- Jumlah pilar = 0 (tanpa pilar)
- Lebar ambang pelimpah = 100 m

Langkah perhitungan fungsi tampungan untuk penelusuran banjir melalui pelimpah sebagai berikut :

1. Elevasi muka air = + 68
2. H = 1 m
3. S = 34.162.893 m^3 (Hasil interpolasi elevasi muka air dan volume tampungan waduk dari perhitungan kapasitas tapungan waduk)
4. ΔS = $S_n - S_{n-1}$
   = 34.162.893 – 30.623.506
   = 3.539.387 m^3
5. $\Delta S/\Delta t$ = 3.539.387 / 3600
   = 983,163 m^3/detik
6. Q = $C . L . H^{3/2}$
   = $1,812 . 104,674 . 1^{3/2}$
   = 189,717 m^3/detik
7. Q/2 = 189,717 / 2
   = 94,859 m^3/detik
8. Ψ = $\Delta S/\Delta t - (Q/2)$
   = 983,163 – 94,859
   = 888,304 m^3/detik
9. Φ = $\Delta S/\Delta t + (Q/2)$
   = 983,163 + 94,859
   = 1078,022 m^3/detik

Tabel 4.32. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{100} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi	**h**	**S**	**ΔS**	**ΔS/Δt**	**Q**	**Q/2**	**ψ**	**φ**
(m)	**(m)**	**(m^3)**	**(m^3)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,463	7,732	188,901	204,364
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	44,897	22,448	370,817	415,714
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	84,489	42,244	547,654	632,142
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	132,995	66,498	720,033	853,028
68	1	34162893	3539387	983,163	189,717	94,859	888,304	1078,022
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	254,179	127,09	1066,36	1320,54
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	326,033	163,016	1240,72	1566,753
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	404,991	202,495	1411,528	1816,519
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	490,806	245,403	1578,908	2069,713
69	2	37948057	7324551	2034,598	583,273	291,637	1742,961	2326,234
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	682,21	341,105	1926,806	2609,017
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	787,441	393,72	2107,505	2894,946
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	898,844	449,422	2285,118	3183,961
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	1016,322	508,161	2459,693	3476,014
70	3	42147709	11524203	3201,168	1139,707	569,854	2631,314	3771,021
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1268,922	634,461	2834,992	4103,914
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1403,973	701,987	3035,753	4439,726
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1544,673	772,337	3233,689	4778,362
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1690,996	845,498	3428,813	5119,809
71	4	46976855	16353349	4542,597	1843,515	921,757	3620,839	5464,354
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	2001,667	1000,834	3851,945	5853,612
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	2165,417	1082,709	4080,251	6245,668

Sumber : Perhitungan

Langkah perhitungan banjir kala ulang 100 tahun (pada jam ke-1) adalah :

1. Debit *inflow* (*I*) dari perhitungan banjir rancangan *Snyder*.
2. $0{,}5 \cdot (I_1 + I_2)$ = 0,5 . (3,95 + 5,746)
   = 4,848 m^3/detik
3. Ψ diperoleh dari Tabel 4.32. dengan cara interpolasi, untuk *outflow* sebesar 3,95 m^3/detik, diperoleh Ψ = 48,254 m^3/detik.
4. Φ = 0,5 . (I_1 + I_2) + Ψ
   = 4,848 + 48,254
   = 53,102 m^3/detik
5. *Outflow* pada jam ke-1 diperoleh dari Tabel 4.32. dengan cara interpolasi untuk nilai Φ = 53,102 m^3/detik, didapatkan nilai $Q_{outflow}$ = 4,018 m^3/detik.
6. Tinggi muka air (*H*) juga didapatkan dari Tabel 4.32. dengan cara interpolasi untuk nilai $Q_{outflow}$ = 4,018 m^3/detik pada jam ke-1 mencapai tinggi 0,052 m di atas ambang pelimpah sehingga didapatkan elevasi muka air di atas pelimpah +67,052.

Perhitungan *Flood Routing* untuk Q_{1000} dapat dilihat pada tabel 4.34. – 4.36. dan Q_{PMF} dapat dilihat pada tabel 4.37. - 4.39.

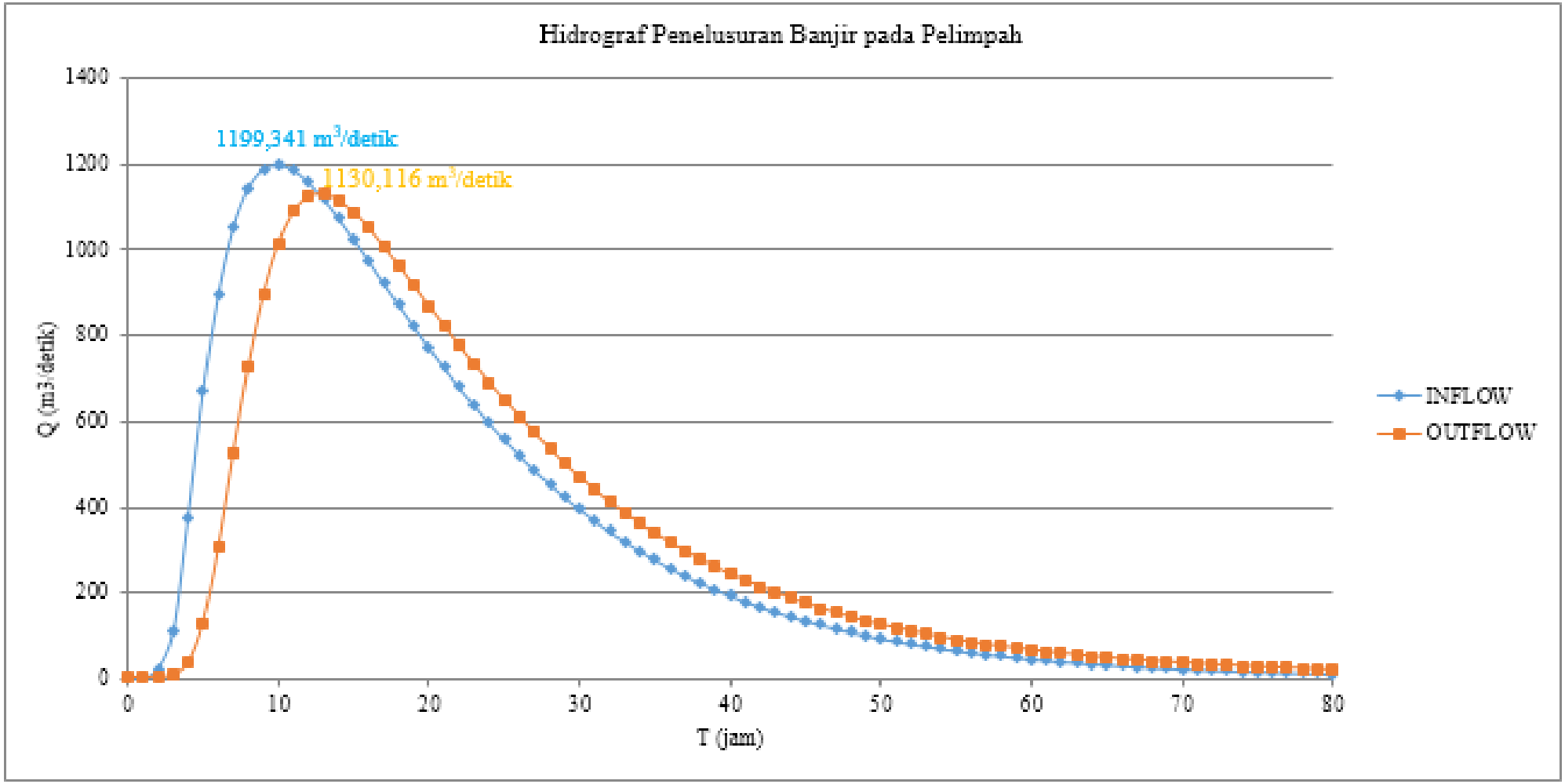
Tabel 4.33. Penelusuran Banjir Q_{100} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,051	67,051
1	5,746	4,848	48,254	53,102	4,018	0,052	67,052
2	24,729	15,237	49,084	64,322	4,867	0,063	67,063
3	110,39	67,559	59,455	127,015	9,61	0,124	67,124
4	377,947	244,168	117,404	361,573	37,357	0,349	67,349
5	669,461	523,704	324,216	847,92	131,873	0,795	67,795
6	894,675	782,068	716,046	1498,114	306,002	1,344	68,344
7	1051,128	972,902	1192,112	2165,014	525,158	1,874	68,874
8	1144,558	1097,843	1639,855	2737,699	729,569	2,29	69,29
9	1189,07	1166,814	2008,13	3174,943	895,368	2,594	69,594
10	1199,341	1194,206	2279,575	3473,781	1015,423	2,798	69,798
11	1186,36	1192,851	2458,358	3651,209	1089,596	2,919	69,919
12	1157,835	1172,098	2561,613	3733,71	1124,102	2,975	69,975
13	1119,129	1138,482	2609,608	3748,09	1130,116	2,984	69,984
14	1073,991	1096,56	2617,974	3714,534	1116,081	2,962	69,962
15	1025,061	1049,526	2598,452	3647,978	1088,245	2,917	69,917
16	974,206	999,633	2559,733	3559,366	1051,183	2,857	69,857
17	922,752	948,479	2508,183	3456,662	1008,537	2,787	69,787
18	871,637	897,194	2448,125	3345,319	963,75	2,71	69,71
19	821,521	846,579	2381,569	3228,149	916,618	2,63	69,63
20	772,859	797,19	2311,53	3108,721	869,842	2,548	69,548
21	725,959	749,409	2238,879	2988,288	823,42	2,465	69,465
22	681,018	703,489	2164,868	2868,356	777,655	2,381	69,381
23	638,152	659,585	2090,701	2750,286	734,202	2,299	69,299
24	597,419	617,785	2016,085	2633,87	691,357	2,217	69,217
25	558,829	578,124	1942,513	2520,637	651,289	2,137	69,137
26	522,363	540,596	1869,348	2409,944	612,561	2,059	69,059
27	487,978	505,171	1797,383	2302,554	574,737	1,982	68,982
28	455,613	471,796	1727,817	2199,612	537,63	1,901	68,901
29	425,197	440,405	1661,982	2102,387	502,583	1,825	68,825
30	396,65	410,923	1599,804	2010,727	470,813	1,753	68,753
31	369,887	383,268	1539,913	1923,182	441,142	1,684	68,684
32	344,824	357,356	1482,04	1839,396	412,744	1,618	68,618
33	321,372	333,098	1426,651	1759,749	387,044	1,555	68,555
34	299,444	310,408	1372,705	1683,113	362,817	1,493	68,493
35	278,957	289,2	1320,295	1609,496	339,545	1,434	68,434
36	259,826	269,391	1269,951	1539,342	318,033	1,378	68,378
37	241,972	250,899	1221,309	1472,208	298,441	1,323	68,323
38	225,318	233,645	1173,766	1407,411	279,531	1,271	68,271
39	209,79	217,554	1127,880	1345,434	261,444	1,220	68,220
40	195,317	202,554	1083,989	1286,543	245,143	1,172	68,172
41	181,833	188,575	1041,4	1229,975	230,107	1,125	68,125
42	169,275	175,554	999,868	1175,423	215,607	1,08	68,08

Lanjutan 4.33.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
43	157,582	163,428	959,816	1123,244	201,738	1,037	68,037
44	146,697	152,139	921,507	1073,646	188,614	0,996	67,996
45	136,568	141,633	885,032	1026,665	176,77	0,954	67,954
46	127,144	131,856	849,895	981,751	165,447	0,914	67,914
47	118,377	122,76	816,304	939,064	154,685	0,876	67,876
48	110,224	114,301	784,379	898,68	144,504	0,841	67,841
49	102,643	106,434	754,176	860,609	134,906	0,807	67,807
50	95,595	99,119	725,703	824,822	126,801	0,774	67,774
51	89,044	92,319	698,021	790,34	119,229	0,743	67,743
52	82,954	85,999	671,111	757,11	111,932	0,713	67,713
53	77,296	80,125	645,179	725,304	104,947	0,684	67,684
54	72,038	74,667	620,357	695,024	98,297	0,657	67,657
55	67,153	69,595	596,726	666,322	91,994	0,631	67,631
56	62,615	64,884	574,327	639,211	86,041	0,606	67,606
57	58,4	60,507	553,17	613,678	81,111	0,583	67,583
58	54,485	56,442	532,567	589,009	76,598	0,56	67,56
59	50,849	52,667	512,411	565,078	72,22	0,538	67,538
60	47,473	49,161	492,858	542,019	68,002	0,517	67,517
61	44,338	45,905	474,016	519,922	63,96	0,496	67,496
62	41,427	42,882	455,962	498,844	60,104	0,477	67,477
63	38,724	40,075	438,74	478,815	56,44	0,458	67,458
64	36,215	37,47	422,375	459,845	52,97	0,441	67,441
65	33,886	35,051	406,875	441,926	49,692	0,424	67,424
66	31,724	32,805	392,234	425,039	46,603	0,409	67,409
67	29,718	30,721	378,436	409,158	43,984	0,394	67,394
68	27,855	28,787	365,174	393,96	41,867	0,379	67,379
69	26,127	26,991	352,093	379,084	39,796	0,365	67,365
70	24,523	25,325	339,289	364,614	37,78	0,352	67,352
71	23,034	23,779	326,833	350,612	35,83	0,338	67,338
72	21,653	22,344	314,782	337,125	33,952	0,326	67,326
73	20,371	21,012	303,173	324,185	32,150	0,313	67,313
74	19,182	19,776	292,035	311,812	30,427	0,302	67,302
75	18,078	18,63	281,385	300,015	28,784	0,291	67,291
76	17,054	17,566	271,231	288,797	27,222	0,28	67,28
77	16,104	16,579	261,575	278,155	25,74	0,27	67,27
78	15,223	15,664	252,415	268,079	24,336	0,26	67,26
79	14,405	14,814	243,743	258,557	23,01	0,251	67,251
80	13,647	14,026	235,547	249,573	21,759	0,243	67,243
MAX	1199,341	1194,206	2617,974	3748,09	1130,116	2,984	69,984

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.10. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{100} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.34. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{1000} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,052	0,167	104,933	1,639	15,386
67,4	0,4	0,105	0,166	104,867	1,677	44,486
67,6	0,6	0,157	0,166	104,801	1,713	83,416
67,8	0,8	0,209	0,165	104,735	1,747	130,902
68	1	0,261	0,164	104,672	1,779	186,238
68,2	1,2	0,314	0,163	104,609	1,81	248,951
68,4	1,4	0,366	0,162	104,547	1,84	318,69
68,6	1,6	0,418	0,16	104,488	1,869	395,183
68,8	1,8	0,471	0,157	104,435	1,896	478,211
69	2	0,523	0,154	104,383	1,922	567,568
69,2	2,2	0,575	0,151	104,334	1,948	663,081
69,4	2,4	0,627	0,148	104,289	1,972	764,603
69,6	2,6	0,68	0,145	104,247	1,995	872
69,8	2,8	0,732	0,141	104,209	2,018	985,134
70	3	0,784	0,138	104,173	2,039	1103,887
70,2	3,2	0,836	0,133	104,147	2,06	1228,23
70,4	3,4	0,889	0,128	104,128	2,08	1358,049
70,6	3,6	0,941	0,123	104,113	2,1	1493,223
70,8	3,8	0,993	0,118	104,101	2,119	1633,669
71	4	1,046	0,112	104,106	2,137	1779,501
71,2	4,2	1,098	0,105	104,117	2,154	1930,539
71,4	4,4	1,15	0,099	104,133	2,171	2086,699
71,6	4,6	1,202	0,092	104,157	2,188	2247,964
71,8	4,8	1,255	0,081	104,226	2,204	2415,185
72	5	1,307	0,07	104,304	2,219	2587,599
72,2	5,2	1,359	0,059	104,391	2,234	2765,188

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.35. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{1000} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi	**h**	**S**	**ΔS**	**ΔS/Δt**	**Q**	**Q/2**	**ψ**	**φ**
(m)	**(m)**	**(m^3)**	**(m^3)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,386	7,693	188,939	204,326
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	44,486	22,243	371,022	415,508
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	83,416	41,708	548,19	631,606
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	130,902	65,451	721,08	851,981
68	1	34162893	3539387	983,163	186,238	93,119	890,044	1076,282
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	248,951	124,476	1068,974	1317,925
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	318,69	159,345	1244,392	1563,082
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	395,183	197,591	1416,432	1811,615
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	478,211	239,105	1585,205	2063,416
69	2	37948057	7324551	2034,598	567,568	283,784	1750,813	2318,382
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	663,081	331,54	1936,371	2599,452
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	764,603	382,302	2118,924	2883,527
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	872	436	2298,54	3170,539
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	985,134	492,567	2475,287	3460,42
70	3	42147709	11524203	3201,168	1103,887	551,943	2649,224	3753,111
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1228,23	614,115	2855,338	4083,568
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1358,049	679,024	3058,715	4416,764
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1493,223	746,612	3259,414	4752,637
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1633,669	816,835	3457,477	5091,146
71	4	46976855	16353349	4542,597	1779,501	889,751	3652,846	5432,348
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	1930,539	965,270	3887,509	5818,048
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	2086,699	1043,349	4119,61	6206,309
71,6	4,6	50326814	19703308	5473,141	2247,964	1123,982	4349,159	6597,123
71,8	4,8	51443467	20819961	5783,323	2415,185	1207,592	4575,73	6990,915
72	5	52560120	21936615	6093,504	2587,599	1293,8	4799,705	7387,304
72,2	5,2	53852132	23228627	6452,396	2765,188	1382,594	5069,802	7834,99

Sumber : Perhitungan

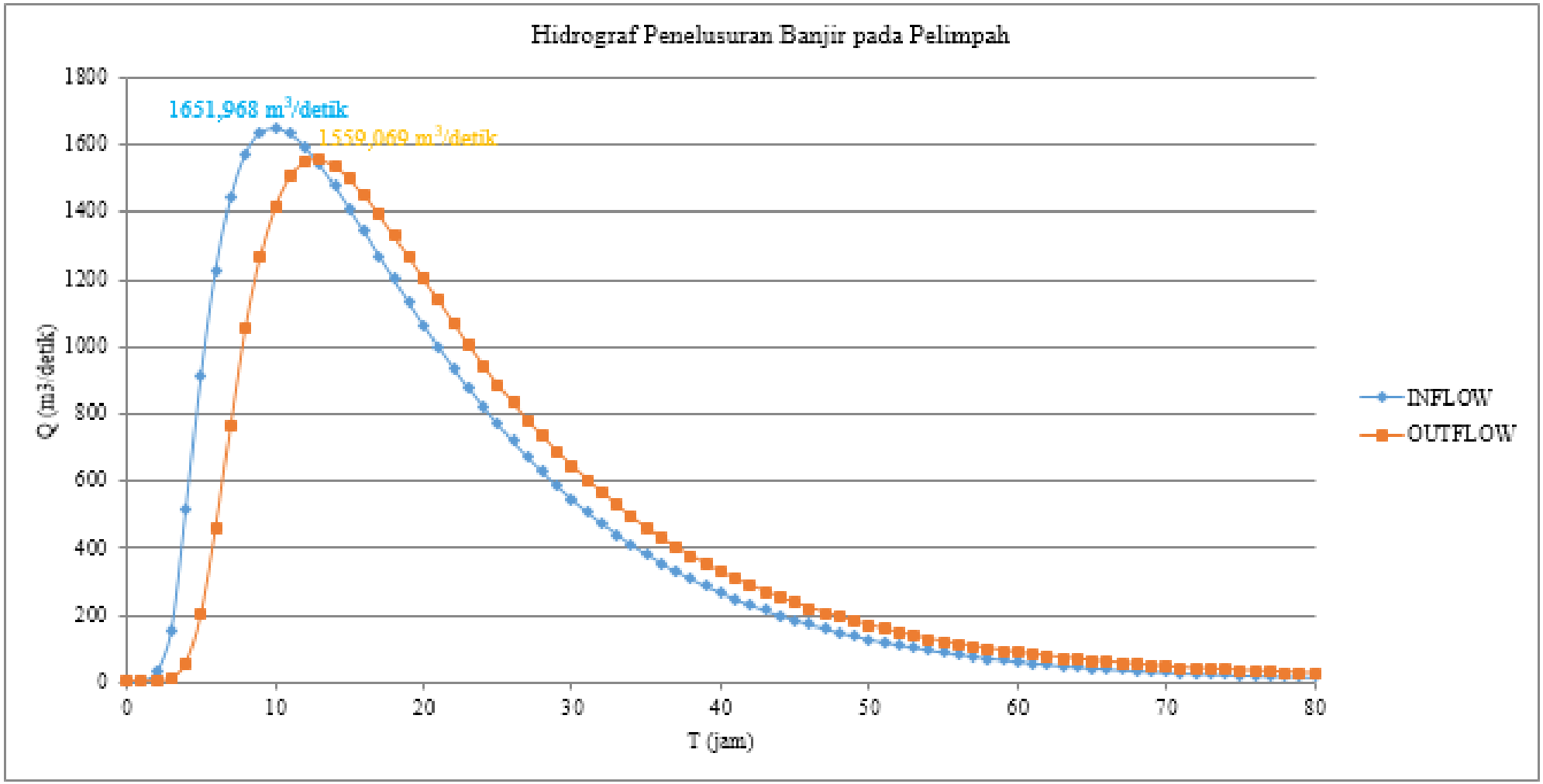
Tabel 4.36. Penelusuran Banjir Q_{1000} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,051	67,051
1	6,427	5,188	48,504	53,693	4,043	0,053	67,053
2	33,221	19,824	49,649	69,473	5,232	0,068	67,068
3	153,963	93,592	64,242	157,834	11,885	0,154	67,154
4	515,388	334,675	145,949	480,624	56,217	0,46	67,46
5	915,518	715,453	424,407	1139,86	202,738	1,053	68,053
6	1227,642	1071,58	937,122	2008,702	460,17	1,757	68,757
7	1445,003	1336,323	1548,532	2884,855	765,1	2,401	69,401
8	1575,034	1510,018	2119,755	3629,773	1053,845	2,916	69,916
9	1637,24	1606,137	2575,928	4182,065	1266,606	3,259	70,259
10	1651,968	1644,604	2915,459	4560,063	1415,721	3,485	70,485
11	1634,45	1643,209	3144,343	4787,552	1507,709	3,621	70,621
12	1595,374	1614,912	3279,842	4894,754	1552,187	3,684	70,684
13	1542,172	1568,773	3342,567	4911,34	1559,069	3,694	70,694
14	1480,042	1511,107	3352,271	4863,379	1539,17	3,665	70,665
15	1412,639	1446,34	3324,209	4770,549	1500,655	3,611	70,611
16	1342,552	1377,596	3269,894	4647,49	1450,906	3,537	70,537
17	1271,618	1307,085	3196,584	4503,669	1393,025	3,452	70,452
18	1201,137	1236,377	3110,645	4347,022	1330,876	3,358	70,358
19	1132,021	1166,579	3016,146	4182,724	1266,863	3,26	70,26
20	1064,903	1098,462	2915,862	4014,323	1202,175	3,158	70,158
21	1000,209	1032,556	2812,149	3844,705	1138,351	3,055	70,055
22	938,213	969,211	2706,354	3675,564	1072,424	2,947	69,947
23	879,077	908,645	2603,141	3511,785	1005,974	2,835	69,835
24	822,879	850,978	2505,811	3356,789	944,689	2,729	69,729
25	769,637	796,258	2412,1	3208,358	886,759	2,626	69,626
26	719,324	744,48	2321,599	3066,079	832,912	2,527	69,527
27	671,88	695,602	2233,167	2928,769	781,532	2,432	69,432
28	627,223	649,552	2147,237	2796,789	733,605	2,339	69,339
29	585,254	606,238	2063,184	2669,422	688,087	2,249	69,249
30	545,863	565,558	1981,336	2546,894	645,221	2,163	69,163
31	508,934	527,398	1901,673	2429,072	605,183	2,079	69,079
32	474,349	491,642	1823,889	2315,531	566,569	1,998	68,998
33	441,987	458,168	1748,962	2207,13	528,578	1,913	68,913
34	411,73	426,859	1678,552	2105,41	492,929	1,833	68,833
35	383,458	397,594	1612,482	2010,076	460,623	1,758	68,758
36	357,059	370,259	1549,453	1919,712	430,826	1,686	68,686
37	332,422	344,74	1488,885	1833,626	402,44	1,617	68,617
38	309,44	320,931	1431,185	1752,116	376,87	1,552	68,552
39	288,011	298,725	1375,246	1673,971	352,819	1,489	68,489
40	268,04	278,025	1321,152	1599,177	329,799	1,429	68,429
41	249,432	258,736	1269,378	1528,114	308,743	1,371	68,371

Lanjutan 4.36.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
42	232,102	240,767	1219,371	1460,138	289,406	1,316	68,316
43	215,965	224,034	1170,732	1394,765	270,81	1,263	68,263
44	200,945	208,455	1123,956	1332,411	253,072	1,212	68,212
45	186,966	193,955	1079,339	1273,295	237,368	1,163	68,163
46	173,961	180,464	1035,926	1216,39	222,6	1,116	68,116
47	161,863	167,912	993,79	1161,702	208,407	1,071	68,071
48	150,612	156,237	953,295	1109,533	194,867	1,028	68,028
49	140,15	145,381	914,665	1060,046	182,232	0,986	67,986
50	130,423	135,287	877,814	1013,1	170,651	0,944	67,944
51	121,382	125,903	842,45	968,353	159,611	0,904	67,904
52	112,979	117,181	808,742	925,922	149,143	0,866	67,866
53	105,17	109,074	776,779	885,853	139,258	0,83	67,83
54	97,914	101,542	746,595	848,137	130,073	0,797	67,797
55	91,173	94,543	718,064	812,607	122,417	0,764	67,764
56	84,91	88,041	690,19	778,231	115,01	0,733	67,733
57	79,093	82,002	663,221	745,223	107,898	0,703	67,703
58	73,69	76,392	637,325	713,717	101,109	0,675	67,675
59	68,673	71,182	612,608	683,79	94,66	0,647	67,647
60	64,013	66,343	589,13	655,473	88,558	0,622	67,622
61	59,687	61,85	566,914	628,764	82,904	0,597	67,597
62	55,67	57,678	545,86	603,538	78,359	0,574	67,574
63	51,94	53,805	525,179	578,984	73,936	0,551	67,551
64	48,478	50,209	505,048	555,257	69,662	0,529	67,529
65	45,264	46,871	485,595	532,466	65,556	0,508	67,508
66	42,28	43,772	466,91	510,682	61,632	0,488	67,488
67	39,511	40,896	449,05	489,945	57,896	0,469	67,469
68	36,941	38,226	432,049	470,275	54,353	0,451	67,451
69	34,555	35,748	415,923	451,671	51,001	0,433	67,433
70	32,342	33,449	400,67	434,118	47,839	0,417	67,417
71	30,287	31,315	386,279	417,594	44,862	0,402	67,402
72	28,381	29,334	372,732	402,066	42,634	0,387	67,387
73	26,612	27,497	359,432	386,928	40,548	0,373	67,373
74	24,971	25,791	346,38	372,171	38,515	0,359	67,359
75	23,448	24,209	333,657	357,866	36,544	0,345	67,345
76	22,035	22,741	321,322	344,063	34,642	0,332	67,332
77	20,724	21,379	309,422	330,801	32,814	0,32	67,32
78	19,507	20,116	297,987	318,102	31,064	0,308	67,308
79	18,379	18,943	287,038	305,981	29,394	0,296	67,296
80	17,332	17,856	276,587	294,443	27,804	0,285	67,285
MAX	1651,968	1644,604	3352,271	4911,34	1559,069	3,694	70,694

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.11. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{1000} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.37. Hubungan Kedalaman Aliran dan Debit yang Melalui Bendungan Seulimeum dengan Q_{PMF} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi (m)	h (m)	h/Hd	Ka	L	C	Q m^3/det
1	2	3	4	5	6	7
67	0	0	0,167	105	1,6	0
67,2	0,2	0,039	0,167	104,933	1,629	15,292
67,4	0,4	0,077	0,167	104,867	1,658	43,975
67,6	0,6	0,116	0,166	104,8	1,685	82,064
67,8	0,8	0,155	0,166	104,734	1,711	128,24
68	1	0,193	0,166	104,669	1,737	181,769
68,2	1,2	0,232	0,165	104,604	1,761	242,173
68,4	1,4	0,271	0,164	104,541	1,785	309,102
68,6	1,6	0,309	0,163	104,478	1,808	382,284
68,8	1,8	0,348	0,162	104,416	1,83	461,499
69	2	0,387	0,161	104,355	1,852	546,558
69,2	2,2	0,425	0,16	104,298	1,873	637,321
69,4	2,4	0,464	0,157	104,244	1,893	733,649
69,6	2,6	0,503	0,155	104,192	1,912	835,405
69,8	2,8	0,542	0,153	104,142	1,932	942,477
70	3	0,58	0,151	104,094	1,95	1054,758
70,2	3,2	0,619	0,149	104,048	1,968	1172,166
70,4	3,4	0,658	0,146	104,006	1,985	1294,621
70,6	3,6	0,696	0,144	103,966	2,002	1422,025
70,8	3,8	0,735	0,141	103,928	2,019	1554,299
71	4	0,774	0,139	103,892	2,035	1691,37
71,2	4,2	0,812	0,136	103,861	2,051	1833,223
71,4	4,4	0,851	0,132	103,839	2,066	1979,884
71,6	4,6	0,89	0,128	103,821	2,081	2131,193
71,8	4,8	0,928	0,124	103,805	2,095	2287,096
72	5	0,967	0,121	103,792	2,109	2447,542
72,2	5,2	1,006	0,117	103,785	2,123	2612,531
72,4	5,4	1,044	0,112	103,791	2,136	2782,276
72,6	5,6	1,083	0,107	103,801	2,149	2956,5
72,8	5,8	1,122	0,102	103,815	2,162	3135,17
73	6	1,16	0,097	103,833	2,174	3318,256
73,2	6,2	1,199	0,092	103,855	2,187	3505,728
73,4	6,4	1,238	0,084	103,922	2,198	3699,008
73,6	6,6	1,276	0,076	103,996	2,21	3896,911
73,8	6,8	1,315	0,068	104,077	2,221	4099,402
74	7	1,354	0,06	104,164	2,232	4306,485
74,2	7,2	1,393	0,052	104,257	2,243	4518,162

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.38. Perhitungan Fungsi Tampungan untuk Penelusuran Banjir Q_{PMF} Melalui Pelimpah Bendungan Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Elevasi	**h**	**S**	**ΔS**	**ΔS/Δt**	**Q**	**Q/2**	**ψ**	**φ**
(m)	**(m)**	**(m^3)**	**(m^3)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**	**(m^3/det)**
1	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7**	**8**	**9**
67	0	30623506	0	0	0	0	0	0
67,2	0,2	31331383	707877	196,633	15,292	7,646	188,987	204,279
67,4	0,4	32039260	1415755	393,265	43,975	21,988	371,278	415,253
67,6	0,6	32747138	2123632	589,898	82,064	41,032	548,866	630,93
67,8	0,8	33455015	2831510	786,53	128,24	64,12	722,411	850,65
68	1	34162893	3539387	983,163	181,769	90,884	892,279	1074,047
68,2	1,2	34919925	4296420	1193,45	242,173	121,086	1072,363	1314,536
68,4	1,4	35676958	5053453	1403,737	309,102	154,551	1249,186	1558,288
68,6	1,6	36433991	5810485	1614,024	382,284	191,142	1422,881	1805,166
68,8	1,8	37191024	6567518	1824,311	461,499	230,749	1593,561	2055,06
69	2	37948057	7324551	2034,598	546,558	273,279	1761,318	2307,877
69,2	2,2	38787987	8164481	2267,912	637,321	318,661	1949,251	2586,572
69,4	2,4	39627917	9004412	2501,226	733,649	366,824	2134,401	2868,05
69,6	2,6	40467848	9844342	2734,54	835,405	417,703	2316,837	3152,242
69,8	2,8	41307778	10684273	2967,854	942,477	471,238	2496,615	3439,092
70	3	42147709	11524203	3201,168	1054,758	527,379	2673,789	3728,546
70,2	3,2	43113538	12490032	3469,453	1172,166	586,083	2883,37	4055,537
70,4	3,4	44079367	13455861	3737,739	1294,621	647,311	3090,429	4385,05
70,6	3,6	45045196	14421691	4006,025	1422,025	711,012	3295,013	4717,038
70,8	3,8	46011025	15387520	4274,311	1554,299	777,149	3497,162	5051,46
71	4	46976855	16353349	4542,597	1691,37	845,685	3696,912	5388,282
71,2	4,2	48093508	17470002	4852,778	1833,223	916,611	3936,167	5769,39
71,4	4,4	49210161	18586655	5162,96	1979,884	989,942	4173,018	6152,902
71,6	4,6	50326814	19703308	5473,141	2131,193	1065,596	4407,545	6538,738
71,8	4,8	51443467	20819961	5783,323	2287,096	1143,548	4639,775	6926,871
72	5	52560120	21936615	6093,504	2447,542	1223,771	4869,733	7317,275
72,2	5,2	53852132	23228627	6452,396	2612,531	1306,266	5146,131	7758,662
72,4	5,4	55144145	24520639	6811,289	2782,276	1391,138	5420,151	8202,427
72,6	5,6	56436157	25812651	7170,181	2956,5	1478,25	5691,931	8648,431
72,8	5,8	57728169	27104664	7529,073	3135,17	1567,585	5961,488	9096,658
73	6	59020182	28396676	7887,966	3318,256	1659,128	6228,838	9547,093
73,2	6,2	60497646	29874140	8298,372	3505,728	1752,864	6545,508	10051,236
73,4	6,4	61975110	31351604	8708,779	3699,008	1849,504	6859,275	10558,283
73,6	6,6	63452574	32829068	9119,186	3896,911	1948,455	7170,73	11067,641
73,8	6,8	64930038	34306532	9529,592	4099,402	2049,701	7479,891	11579,293
74	7	66407502	35783996	9939,999	4306,485	2153,242	7786,756	12093,241
74,2	7,2	68085812	37462307	10406,196	4518,162	2259,081	8147,116	12665,277

Sumber : Perhitungan

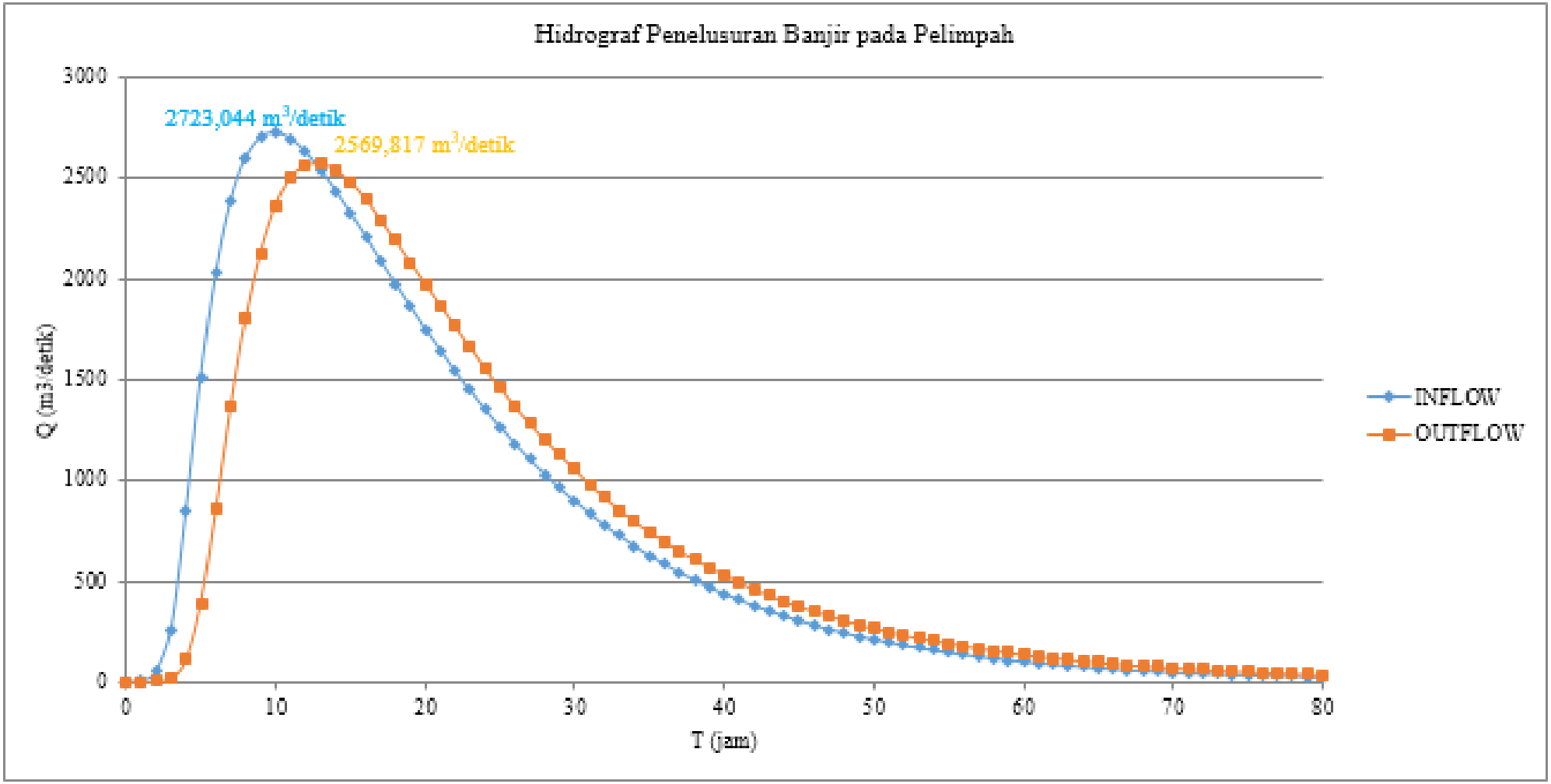
Tabel 4.39. Penelusuran Banjir Q_{PMF} Waduk Seulimeum Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
0	3,95				3,95	0,052	67,052
1	8,103	6,027	48,816	54,843	4,105	0,054	67,054
2	54,768	31,436	50,737	82,173	6,151	0,08	67,08
3	264,58	159,674	76,021	235,695	19,563	0,23	67,23
4	849,684	557,132	216,132	773,264	111,977	0,73	67,73
5	1513,873	1181,778	661,287	1843,066	394,298	1,63	68,63
6	2029,566	1771,719	1448,767	3220,487	860,879	2,648	69,648
7	2385,921	2207,743	2359,608	4567,352	1364,581	3,51	70,51
8	2598,483	2492,202	3202,77	5694,972	1805,523	4,161	71,161
9	2699,707	2649,095	3889,449	6538,544	2131,117	4,6	71,6
10	2723,044	2711,375	4407,427	7118,802	2365,975	4,898	71,898
11	2693,494	2708,269	4752,827	7461,096	2501,302	5,065	72,065
12	2628,593	2661,044	4959,794	7620,838	2561,013	5,138	72,138
13	2540,54	2584,567	5059,825	7644,391	2569,817	5,148	72,148
14	2437,86	2489,2	5074,574	7563,774	2539,683	5,112	72,112
15	2326,556	2382,208	5024,091	7406,299	2480,819	5,04	72,04
16	2210,877	2268,716	4925,48	7194,196	2396,96	4,937	71,937
17	2093,836	2152,356	4797,236	6949,593	2296,434	4,812	71,812
18	1977,568	2035,702	4653,159	6688,861	2191,493	4,677	71,677
19	1863,572	1920,57	4497,367	6417,938	2083,820	4,537	71,537
20	1752,885	1808,229	4334,118	6142,347	1975,847	4,394	71,394
21	1646,206	1699,546	4166,499	5866,045	1870,185	4,250	71,250
22	1543,983	1595,095	3995,86	5590,955	1766,807	4,106	71,106
23	1446,481	1495,232	3824,148	5319,38	1663,33	3,959	70,959
24	1353,829	1400,155	3656,05	5056,205	1556,23	3,803	70,803
25	1266,053	1309,941	3499,975	4809,916	1458,761	3,656	70,656
26	1183,109	1224,581	3351,155	4575,737	1367,799	3,515	70,515
27	1104,898	1144,003	3207,938	4351,941	1282,317	3,38	70,38
28	1031,281	1068,089	3069,624	4137,713	1202,705	3,25	70,25
29	962,097	996,689	2935,008	3931,697	1127,701	3,124	70,124
30	897,165	929,631	2803,997	3733,628	1056,582	3,003	70,003
31	836,292	866,728	2677,046	3543,774	983,083	2,872	69,872
32	779,284	807,788	2560,691	3368,478	916,119	2,751	69,751
33	725,94	752,612	2452,359	3204,971	855,087	2,637	69,637
34	676,065	701,003	2349,884	3050,887	799,114	2,529	69,529
35	629,465	652,765	2251,772	2904,537	746,713	2,426	69,426
36	585,951	607,708	2157,824	2765,532	698,565	2,327	69,327
37	545,342	565,647	2066,967	2632,614	653,078	2,233	69,233
38	507,461	526,401	1979,536	2505,937	611,061	2,142	69,142
39	472,142	489,801	1894,876	2384,678	571,57	2,055	69,055
40	439,223	455,682	1813,108	2268,79	533,407	1,969	68,969
41	408,553	423,888	1735,382	2159,271	496,56	1,882	68,882

Lanjutan 4.39.

T	Inflow (I)	$(I_1+I_2)/2$	ψ	φ	Outflow (Q)	h	Elevasi
(jam)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m^3/det)	(m)	(m)
1	2	3	4	5	6	7	8
42	379,989	394,271	1662,711	2056,982	462,145	1,802	68,802
43	353,392	366,69	1594,836	1961,527	431,849	1,725	68,725
44	328,634	341,013	1529,677	1870,69	403,055	1,652	68,652
45	305,595	317,115	1467,635	1784,75	376,232	1,583	68,583
46	284,159	294,877	1408,517	1703,394	352,116	1,518	68,518
47	264,219	274,189	1351,278	1625,467	329,016	1,454	68,454
48	245,675	254,947	1296,451	1551,398	307,21	1,394	68,394
49	228,432	237,053	1244,188	1481,241	287,947	1,337	68,337
50	212,4	220,416	1193,294	1413,71	269,404	1,281	68,281
51	197,499	204,949	1144,306	1349,256	251,706	1,228	68,228
52	183,649	190,574	1097,55	1288,123	235,539	1,178	68,178
53	170,778	177,213	1052,584	1229,798	220,889	1,13	68,13
54	158,819	164,798	1008,909	1173,707	206,8	1,083	68,083
55	147,708	153,263	966,906	1120,169	193,353	1,038	68,038
56	137,386	142,547	926,816	1069,363	180,646	0,996	67,996
57	127,798	132,592	888,717	1021,309	169,132	0,953	67,953
58	118,893	123,346	852,177	975,523	158,161	0,912	67,912
59	110,624	114,759	817,362	932,12	147,761	0,873	67,873
60	102,944	106,784	784,359	891,143	137,942	0,836	67,836
61	95,813	99,378	753,201	852,579	128,702	0,802	67,802
62	89,192	92,503	723,877	816,38	121,038	0,769	67,769
63	83,045	86,119	695,342	781,461	113,699	0,737	67,737
64	77,339	80,192	667,762	747,954	106,658	0,707	67,707
65	72,041	74,69	641,296	715,986	99,939	0,677	67,677
66	67,124	69,583	616,047	685,63	93,560	0,65	67,65
67	62,56	64,842	592,07	656,912	87,525	0,624	67,624
68	58,324	60,442	569,387	629,829	81,87	0,599	67,599
69	54,392	56,358	547,959	604,317	77,365	0,575	67,575
70	50,744	52,568	526,953	579,521	72,985	0,552	67,552
71	47,358	49,051	506,535	555,586	68,758	0,53	67,53
72	44,216	45,787	486,828	532,615	64,702	0,509	67,509
73	41,3	42,758	467,913	510,671	60,826	0,488	67,488
74	38,595	39,948	449,845	489,793	57,139	0,469	67,469
75	36,085	37,34	432,654	469,994	53,643	0,451	67,451
76	33,756	34,921	416,351	451,272	50,336	0,433	67,433
77	31,596	32,676	400,936	433,612	47,217	0,417	67,417
78	29,591	30,593	386,395	416,988	44,281	0,402	67,402
79	27,731	28,661	372,706	401,367	42,087	0,387	67,387
80	26,006	26,869	359,28	386,149	40,018	0,372	67,372
MAX	2723,044	2711,375	5074,574	7644,391	2569,817	5,148	72,148

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.12. Grafik Hubungan Antara *Inflow* dan *Outflow* Pada Penelusuran Banjir Bendungan Seulimeum untuk Q_{pmf} Menggunakan Debit Banjir Rancangan HSS *Snyder*

Sumber : Perhitungan

4.3.3. Perbandingan *Flood Routing* Antara Metode Gama I dan Metode Snyder

Dari perhitungan *flood routing* diatas, masing-masing metode mempunyai hasil yang berbeda-beda. Berikut hasil dari masing-masing metode :

Tabel 4.40. Hasil Perhitungan *Flood Routing* Dengan Menggunakan HSS Gama I

Debit	Q_{inflow}	$Q_{outflow}$	H	Elevasi Muka Air
	m^3/detik	m^3/detik	m	m
Q_{100}	1293,332	923,883	2,658	69,658
Q_{1000}	1757,121	1302,397	3,331	70,331
Q_{PMF}	2874,749	2190,273	4,698	71,698

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.41. Hasil Perhitungan *Flood Routing* Dengan Menggunakan HSS *Snyder*

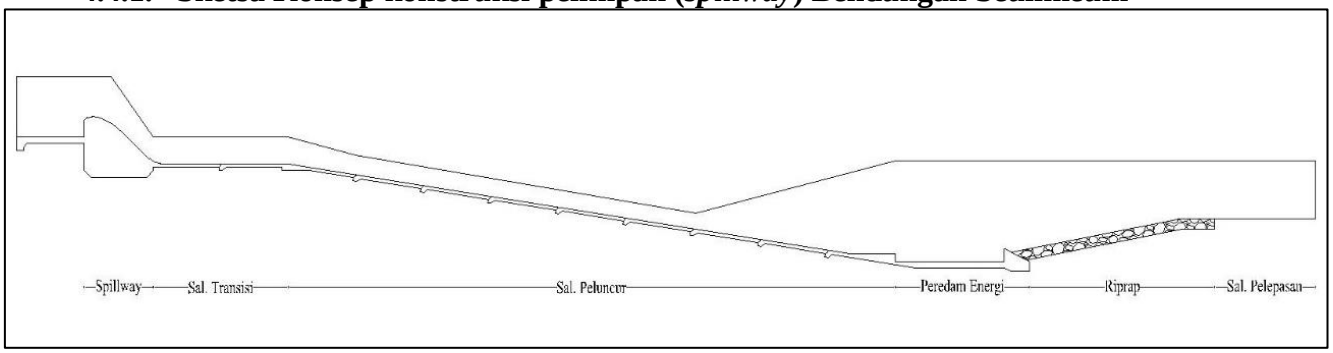
Debit	Q_{inflow}	$Q_{outflow}$	H	Elevasi Muka Air
	m^3/detik	m^3/detik	m	m
Q_{100}	1199,341	1130,116	2,984	69,984
Q_{1000}	1651,968	1559,069	3,694	70,694
Q_{PMF}	2723,044	2569,817	5,148	72,148

Sumber : Perhitungan

Dari tabel perbandingan tersebut, perhitungan yang dipilih sebagai acuan untuk perencanaan konstruksi pelimpah (*spillway*) pada Bendungan Seulimeum adalah perhitungan *flood routing* yang menggunakan metode HSS *Snyder*. Dipilihnya perhitungan tersebut berdasarkan $Q_{outflow}$ dan tinggi muka air yang dihasilkan oleh masing-masing metode, yang mana hasil dari *flood routing* HSS S*nyder* lebih besar dari pada *flood routing* HSS Gama I. Dari hasil tersebut penulis menyimpulkan bahwa banjir yang akan ditimbulkan oleh flood routing HSS *Snyder* lebih besar dari pada flood routing HSS Gama I.

4.4. Analisa Hidrolika Pada Pelimpah

4.4.1. Sketsa Konsep konstruksi pelimpah (*spillway*) Bendungan Seulimeum



Gambar 4.13. Sketsa konsep konstruksi pelimpah (*spillway*) tipe *overflow* yang akan direncanakan pada Bendungan Seulimeum

Dari keseluruhan konsep perencanaan diatas terdapat beberapa bagian diantarnya adalah :

1. Tubuh spillway
2. Saluran transisi
3. Saluran peluncur
4. Peredam energi
5. Riprap
6. Saluran pelepasan

4.4.2. Perencanaan Profil Pelimpah

Pada perencanaan pelimpah yang digunakan adalah $Q_{outflow}$ maksimum pada kala ulang 1000 tahun (Q_{1000}). Data-data yang didapat dari perhitungan sebagai berikut :

- Debit Outflow (Q_{1000}) : 1559,069 m^3/detik
- Lebar ambang pelimpah (L) : 105 m
- Tinggi muka air di atas pelimpah (Hd) : 3,694 m

Profil pelimpah yang digunakan pada perenanaan ini adalah OGEE tipe I dengan perhitungan sebagai berikut :

Jarak *R1= 0,175 . Hd* = 0,175 . 3,694 = 0,646 m

Jarak *R2= 0,282 . Hd* = 0,282 . 3,694 = 1,042 m

R1 = *0,5 . Hd* = 0,5 . 3,694 = 1,847 m

R2 = *0,2 . Hd* = 0,2 . 3,694 = 0,739 m

Perhitungan lengkung Harold :

Rumus lengkung Harold : $X^{1,85} = 2 . Hd^{0,85} . Y$

Maka $X^{1,85} = 2 . 3,694^{0,85} . Y$

$X^{1,85} = 6,073 . Y$

$Y = 0,165 . X^{1,85}$

$Y' = 0,305 . X^{0,85}$

Sehingga titik awal melalui gradien :

Misal $Y' = 1$

$1 = 0,305 . X^{0,85}$

$X^{0,85} = 3,283$

$X = 4,049$

$Y = 0,165 . X^{1,85}$

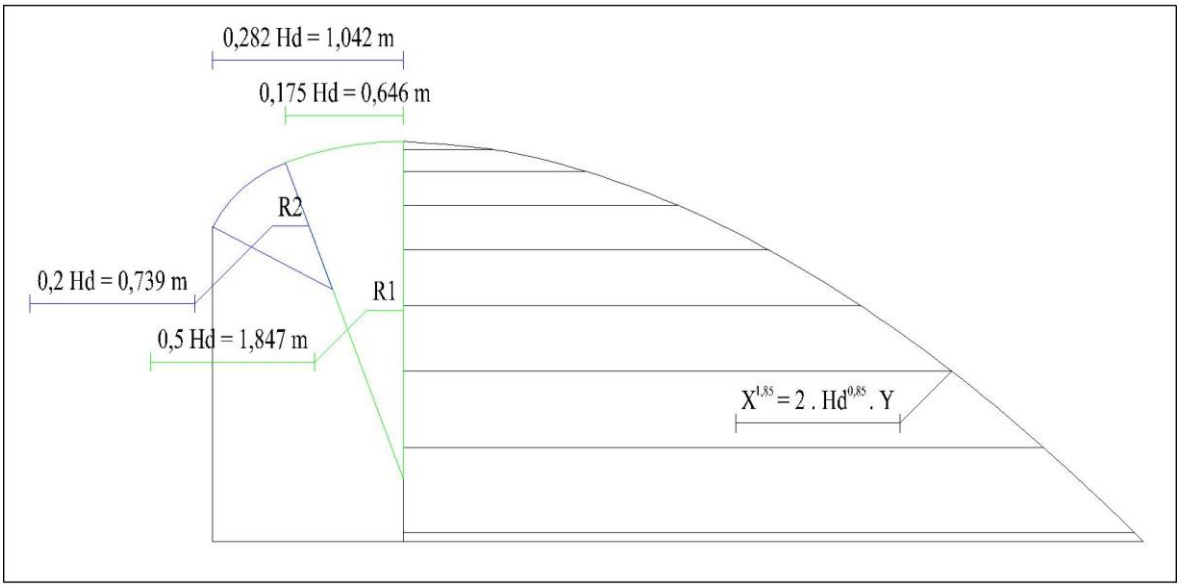
$Y = 2,188$

Perhitungan ordinat X dan Y selanjutnya akan ditabelkan pada tabel 4.42.

Tabel 4.42. Tabel Profil Mercu Pelimpah

X	Y
0,5	0,046
1	0,165
1,5	0,349
2	0,594
2,5	0,897
3	1,257
3,5	1,672
4	2,14
4,049	2,188

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.14. Perencanaan profil konstruksi pelimpah (*spillway*) Bendungan Seulimeum
Sumber : Perhitungan

4.4.3. Profil Muka Air Pada Mercu Pelimpah

Analisa hidrolika profil muka air pada mercu pelimpah didesain dengan menggunakan debit *outflow* Q_{1000} dan dikontrol dengan debit *outflow* Q_{PMF}. Berikut ini merupakan hasil perhitungan profil muka air pada mercu pelimpah :

- Debit *outflow* maksimum Q_{1000} = 1559,069 m^3/detik
- Tinggi muka air di puncak mercu (H_d) = 3,694 m
- Elevasi puncak mercu = + 67
- Elevasi dasar mercu di hulu = + 65

- Elevasi dasar mercu di hilir = + 62
- Lebar mercu = 105 m
- Dengan mendistribusikan persamaan (2-56) dengan persamaan (2-57) maka didapatkan persamaan sebagai berikut :

$$\sqrt{2g\,.\,(z + H_d - Y_z)} - \frac{Q}{L\,.\,Y_z} = 0$$

$$\sqrt{2g\,.\,(1 + 3{,}694 - Y_z)} - \frac{1559{,}069}{105\,.\,Y_z} = 0$$

Selanjutnya dengan *trial and error* akan didapat nilai Y_z = 2,069 m

- Selanjutnya didapatkan nilai nilai $V_z = \frac{1559{,}069}{105\,.\,2{,}069} = 7{,}176$ m/detik

- Untuk menghitung bilanga *Froude* dapat menggunakan persamaan (2-59) :

$$F_z = \frac{V_z}{\sqrt{g\,.\,Y_z}} = \frac{7{,}176}{\sqrt{9{,}81\,.\,2{,}069}} = 1{,}593$$

- Elevasi lereng pelimpah = + 66
- Elevasi muka air = 66 + 2,069 = +68,069

Perhitungan selanjutnya dapat dilihat pada tabel 4.43 – 4.45.

Tabel 4.43. Perhitungan Profil Muka Air Di Atas Pelimpah Dengan Menggunakan Q_{100}

Section	Z	Yz coba-coba	Vz	Q/(L*Yz)	Fz	Elv. lereng bendung	Elv. muka air	(3) - (4)	Keterangan
	(m)	(m)	(m/dt)	(m/dt)		(m)	(m)	(m/dt)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	1,561	6,896	6,895	1,762	66	67,561	0	SUPER KRITIS
2	2	1,259	8,55	8,55	2,433	65	66,259	0	SUPER KRITIS
3	3	1,099	9,79	9,79	2,981	64	65,099	0	SUPER KRITIS
4	4	0,993	10,842	10,842	3,474	63	63,993	0	SUPER KRITIS
5	5	0,914	11,778	11,778	3,934	62	62,914	0	SUPER KRITIS

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.44. Perhitungan Profil Muka Air Di Atas Pelimpah Dengan Menggunakan Q_{1000}

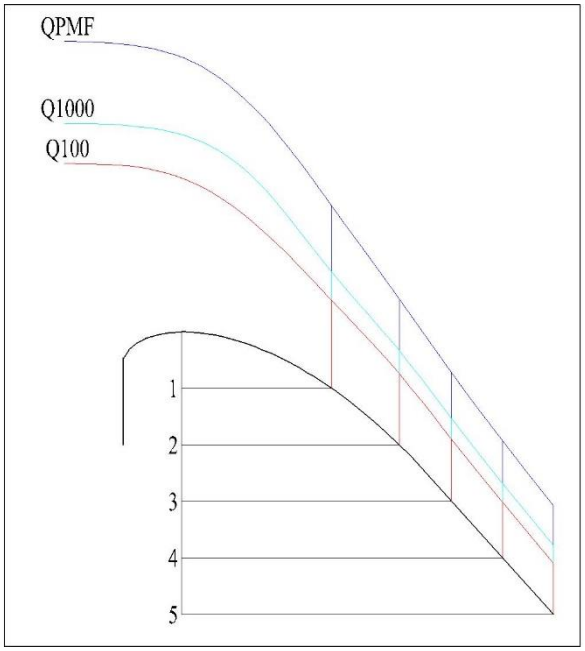
Section	Z	Yz coba-coba	Vz	Q/(L*Yz)	Fz	Elv. lereng bendung	Elv. muka air	(3) - (4)	Keterangan
	(m)	(m)	(m/dt)	(m/dt)		(m)	(m)	(m/dt)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	2,069	7,176	7,176	1,593	66	68,069	0	SUPER KRITIS
2	2	1,671	8,884	8,884	2,194	65	66,671	0	SUPER KRITIS
3	3	1,466	10,127	10,127	2,67	64	65,466	0	SUPER KRITIS
4	4	1,329	11,175	11,175	3,095	63	64,329	0	SUPER KRITIS
5	5	1,227	12,104	12,104	3,489	62	63,227	0	SUPER KRITIS

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.45. Perhitungan Profil Muka Air Di Atas Pelimpah Dengan Menggunakan Q_{PMF}

Section	Z	Yz coba-coba	Vz	Q/(L*Yz)	Fz	Elv. lereng bendung	Elv. muka air	(3) - (4)	Keterangan
	(m)	(m)	(m/dt)	(m/dt)		(m)	(m)	(m/dt)	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	1	3,24	7,554	7,554	1,34	66	69,24	0	SUPER KRITIS
2	2	2,587	9,46	9,46	1,878	65	67,587	0	SUPER KRITIS
3	3	2,281	10,729	10,729	2,268	64	66,281	0	SUPER KRITIS
4	4	2,078	11,778	11,777	2,609	63	65,078	0	SUPER KRITIS
5	5	1,927	12,7	12,7	2,921	62	63,927	0	SUPER KRITIS

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.15. Profil muka air di atas pelimpah
Sumber : Perhitungan

Untuk menghitung tinggi jagaan pada pelimpah menggunakan persamaan (2-48), (2-49) dan (2-50). Dari ketiga persaman tersebut dipilih tinggi jagaan yang paling aman, dan akan diuraikan sepeti perhitungan di bawah :

- Lebar pelimpah = 105 m
- Q_{1000} = 1559,069 m^3/detik
- Tinggi muka air tertinggi pelimpah pada Q_{1000} = 3,694 m
- Tinggi muka air tertinggi pelimpah pada Q_{PMF} = 5,148 m
- Elv. puncak pelimpah = + 67
- Tinggi pelimpah (P) = 2 m
- Elv. muka air Q_{1000} = Elv. puncak pelimpah + tinggi muka air Q_{1000}

= 67 + 3,694

= + 70,694

- Elv. muka air Q_{PMF} = Elv. puncak pelimpah + tinggi muka air Q_{PMF}

  = 67 + 5,148

  = + 72,148

- Kecepatan Q_{1000} $= \frac{Q}{A}$

  $= \frac{1517,759}{105 \text{ x } (2+3,694)}$

  = 2,608 m/detik

- Tinggi jagaan

  $F_b = C \cdot V \cdot d^{0,5}$

  $= 0,1 \cdot 2,608 \cdot (2 + 3,694)^{0,5}$

  = 0,622 m

  $F_b = 0,6 + 0,037 \cdot Vd^{1/3}$

  $= 0,6 + 0,037 \cdot 2,608 \cdot (2 + 3,694)^{1/3}$

  = 0,772 m

  $F_b = \frac{1}{3} \cdot d$

  $= \frac{1}{3} \cdot (2 + 3,694)$

  = 1,898 m

Tabel 4.46. Elevasi Tinggi Jagaan Tubuh Pelimpah Pada Tiap-tiap Rumus

Rumus	Tinggi Jagaan m	Elv. Tinggi Muka Air Q_{1000}	Elv. Jagaan	Elv. Jagaan Setelah Dibulatkan
0,6+0,037.V.d^1/3	0,772	70,694	71,466	72
C.V.d^1/2	0,622	70,694	71,316	72
1/3 * h	1,898	70,694	72,592	73

Sumber : Perhitungan

- Elevasi jagaan harus lebih tinggi dari pada elevasi tinggi muka air pada Q_{PMF} agar saluran tersebut bisa dinyatakan aman dan tidak meluber (*overtopping*) ketika dialiri Q_{PMF}.

Tabel 4.47. Hasil Kontrol Antara Elevasi Jagaan Dan Elevasi Muka Air Q_{PMF} Pada Tubuh Pelimpah

Rumus	Elv. Jagaan	Elv. Tinggi Muka Air QPMF	Keterangan
	1	2	1>2
0,6+0,037.V.d^1/3	72	72,148	gak aman
C.V.d^1/2	72	72,148	gak aman
1/3 * h	73	72,148	aman

Sumber : Perhitungan

- Dari ketiga rumus tersebut dipilihlah kondisi yang aman, maka elevasi jagaan yang digunakan adalah elevasi jagaan +73.

4.4.4. Perencanaan Saluran Transisi

Saluran transisi yang direncanakan pada Bendungan Seulimeum ini direncanakan dengan penyempitan saluran dari lebar 105 m menjadi 75 m dengan sudut penyempitan 9º, panjang saluran 90 m dan slope saluran sebesar 0.

Saluran transisi direncanakan dengan menggunakan slope 0. Kondisi saluran transisi yang akan direncanakan adalah sebagai berikut :

- Debit *outflow* (Q_{1000}) = 1559,069 m^3/detik
- Elevasi dasar saluran = +62
- *Slope* (*I*) = 0
- Jarak antar pias = 10 m
- Lebar awal saluran transisi = 105 m
- Lebar akhir saluran transisi = 75 m
- Debit persatuan meter (*q*) $= \frac{1559,069}{75}$

  = 20,788 m^3/detik/m

- **Section 5**

  Kedalaman aliran (h) = 1,227 m

  B pada section 6 = 105 m

  Luas Basah (*A*) = *B* . *h*

  = 105 . 1,227

  = 128,803 m^2

  Kecapatan aliran (*V*) $= \frac{Q}{A}$

$= \frac{1559,069}{128,803}$

= 12,104 m/detik

Keliling basah (*P*) = *2 h + b*

= 2 . 1,227 + 105

= 107,453 m

Radius hidrolis (*R*) $= \frac{A}{P}$

$= \frac{128,803}{107,453}$

= 1,199 m

Kemiringan gesek (Sf_1) $= \frac{n^2 \,.\, v^2}{R^{4/3}}$

$= \frac{0,012^2 \,.\, 12,104^2}{1,199^{4/3}}$

= 0,01657

Bilangan *Froude* (F_r) $= \frac{V_Z}{\sqrt{g \,.\, Y_Z}}$

$= \frac{12,104}{\sqrt{9,81 \,.\, 1,227}}$

= 3,489

Elv. dasar saluran + h + $\frac{V^2}{2g}$ = 62 + 1,227 + $\frac{12,104^2}{2 \,.9,81}$

= + 70,649

- **Section 7**

h = 1,254 m (hasil coba-coba)

B pada section 7 = 101,667 m

Luas Basah (*A*) = *B . h*

= 101,667 . 1,254

= 127,504 m^2

Kecapatan aliran (*V*) $= \frac{Q}{A}$

$= \frac{1559,069}{127,504}$

= 12,228 m/detik

Keliling basah (P) $= 2\,h + b$

$= 2 \,.\, 1{,}254 + 101{,}667$

$= 104{,}175$ m

Radius hidrolis (R) $= \dfrac{A}{P}$

$= \dfrac{127{,}504}{104{,}175}$

$= 1{,}224$ m

Kemiringan gesek (Sf_2) $= \dfrac{n^2 \,.\, v^2}{R^{4/3}}$

$= \dfrac{0{,}012^2 \,.\, 12{,}228^2}{1{,}224^{4/3}}$

$= 0{,}01644$

$S_{f\ rata\text{-}rata}$ $= \dfrac{S_{f_1} + S_{f_2}}{2}$

$= \dfrac{0{,}01657 + 0{,}01644}{2}$

$= 0{,}01651$

Elv. dasar saluran + $h + \dfrac{V^2}{2g} = 60 + 1{,}254 + \dfrac{12{,}228^2}{2\,.9{,}81}$

$= 70{,}875$

h_m $= \overline{S_f} \,.\, \Delta x$

$= 0{,}01651 \,.\, 10$

$= 0{,}16507$ m

h_e $= \dfrac{K(v_e{}^2 - v_c{}^2)}{2g}$

$= \dfrac{0{,}1\ (12{,}228^2 - 12{,}104^2)}{2\,.\ 9{,}81}$

$= 0{,}0153$

Bilangan *Froude* (F_r) $= \dfrac{V_z}{\sqrt{g \,.\, Y_z}}$

$= \dfrac{12{,}228}{\sqrt{9{,}81 \,.\ 1{,}254}}$

$= 3{,}486$

$$Elv.\ dasar\ saluran + h_1 + \frac{V_1{}^2}{2g} = Elv.\ dasar\ saluran + h_2 + \frac{V_2{}^2}{2g} + h_m + h_e$$

70,805 = 70,694 + 0,16507 + 0,0153

70,805 = 70,805 (hasil *h* coba-coba sesuai)

Hasil perhitungan selanjutnya untuk Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} dapat dilihat pada tabel 4.48, 4.49, dan 4.50.

Perhitungan saluran transisi Q_{100}

Q_{100}	=	1130,116 m^3/det
b	=	75
q	=	15,068 m^3/det/m
I	=	0
El. Dasar	=	62 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

Tabel 4.48. Perhitungan Saluran Transisi Q_{100}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Rata-rata Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran			Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	P1	R1	Sf	Sf-rata	hm	he	Elv. dasar ambang hilir + h + V²/ 2g	Elv. dasar ambang udik + h + V²/ 2g + hm + he		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m	m			m	m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	5	0	0	105	0	0,914	62,914	95,954	11,778	106,828	0,898	0,02305				69,984			3,934	SUPER KRITIS
2	6	10	10	101,667	0	0,928	62,928	94,355	11,977	103,523	0,911	0,02338	0,02321	0,23213	0,02416	70,24	70,24	OK	3,969	SUPER KRITIS
3	7	20	10	98,333	0	0,944	62,944	92,823	12,175	100,221	0,926	0,02364	0,02351	0,23510	0,02434	70,499	70,499	OK	4,001	SUPER KRITIS
4	8	30	10	95	0	0,962	62,962	91,358	12,37	96,923	0,943	0,02384	0,02374	0,23743	0,02441	70,761	70,761	OK	4,027	SUPER KRITIS
5	9	40	10	91,667	0	0,981	62,981	89,962	12,562	93,629	0,961	0,02397	0,02391	0,23905	0,02439	71,025	71,024	OK	4,049	SUPER KRITIS
6	10	50	10	88,333	0	1,003	63,003	88,641	12,749	90,34	0,981	0,02401	0,02399	0,23987	0,02417	71,288	71,289	OK	4,064	SUPER KRITIS
7	11	60	10	85	0	1,028	63,028	87,388	12,932	87,056	1,004	0,02396	0,02398	0,23984	0,02391	71,552	71,552	OK	4,072	SUPER KRITIS
8	12	70	10	81,667	0	1,056	63,056	86,209	13,109	83,778	1,029	0,02382	0,02389	0,24	0,02349	71,814	71,814	OK	4,074	SUPER KRITIS
9	13	80	10	78,333	0	1,086	63,086	85,1	13,28	80,506	1,057	0,02358	0,02	0,23702	0,02297	72,075	72,074	OK	4,068	SUPER KRITIS
10	14	90	10	75	0	1,139	63,139	85,421	13,23	77,278	1,105	0,02205	0,02294	0,22937	0,01623	72,06	72,06	OK	3,958	SUPER KRITIS

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q / (8)
10. (2 x (6)) + (4)
11. (8)/(10)
12. $((n^2) \times ((9)^2))/(11)^{1.333333}$
13. $((12)_1 + (12)_2)/2$
14. (3) x (13)
15. k x $ABS(((9)_1^2) - (9)_2^2))/19.62)$
16. Elv. Dasar hilir + (6) + $(((9)^2)/(2 \times 9{,}8$
17. Elv. Dasar udik + (6) + $(((9)^2)/(2x9{,}81))$ + (14) + (15)
18. (16) = (17)
19. $(9)/((6) \times g)^{0.5}$
20. Keterangan kondisi aliran

Perhitungan saluran transisi Q_{1000}

Q_{1000}	=	1559,069 m^3/det
b	=	75
q	=	20,788 m3/det/m
I	=	0
El. Dasar	=	62 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

Tabel 4.49. Perhitungan Saluran Transisi Q_{1000}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Rata-rata Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran			Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	P1	R1	Sf	Sf-rata	hm	he	Elv. dasar ambang hilir + h + V²/ 2g	Elv. dasar ambang udik + h + V²/ 2g + hm + he		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m	m			m	m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	5	0	0	105	0	1,227	63,227	128,803	12,104	107,453	1,199	0,01657				70,694			3,489	SUPER KRITIS
2	6	10	10	101,667	0	1,254	63,254	127,504	12,228	104,175	1,224	0,01644	0,01651	0,16507	0,0153	70,875	70,875	OK	3,486	SUPER KRITIS
3	7	20	10	98,333	0	1,284	63,284	126,281	12,346	100,902	1,252	0,01627	0,01636	0,16359	0,01482	71,053	71,053	OK	3,478	SUPER KRITIS
4	8	30	10	95	0	1,317	63,317	125,135	12,459	97,634	1,282	0,01606	0,01616	0,16165	0,0143	71,229	71,229	OK	3,466	SUPER KRITIS
5	9	40	10	91,667	0	1,353	63,353	124,067	12,566	94,374	1,315	0,01579	0,01592	0,15923	0,01367	71,402	71,402	OK	3,449	SUPER KRITIS
6	10	50	10	88,333	0	1,393	63,393	123,083	12,667	91,1201	1,351	0,01547	0,01563	0,15632	0,01293	71,571	71,571	OK	3,426	SUPER KRITIS
7	11	60	10	85	0	1,437	63,437	122,184	12,7600	87,875	1,3904	0,01511	0,01529	0,15291	0,01207	71,736	71,736	OK	3,398	SUPER KRITIS
8	12	70	10	81,667	0	1,486	63,486	121,372	12,845	84,639	1,434	0,01469	0,0149	0,149	0,01114	71,896	71,896	OK	3,364	SUPER KRITIS
9	13	80	10	78,333	0	1,54	63,54	120,649	12,922	81,414	1,482	0,01423	0,01446	0,14463	0,01012	72,051	72,051	OK	3,324	SUPER KRITIS
10	14	90	10	75	0	1,617	63,617	121,303	12,853	78,235	1,551	0,01326	0,01397	0,13974	0,00096	72,037	72,037	OK	3,227	SUPER KRITIS

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q / (8)
10. (2 x (6)) + (4)
11. (8)/(10)
12. $((n^2) \times ((9)^2))/(11)^{1.333333}$
13. $((12)_1 + (12)_2)/2$
14. (3) x (13)
15. k x ABS($((9)_1{}^2) - (9)_2{}^2)$)/19.62)
16. Elv. Dasar hilir + (6) + $(((9)^2)/(2 \times 9{,}8$
17. Elv. Dasar udik + (6) + $(((9)^2)/(2 \times 9{,}81))$ + (14) + (15)
18. (16) = (17)
19. $(9)/((6) \times g)^{0,5}$
20. Keterangan kondisi aliran

Perhitungan saluran transisi Q_{PMF}

Q_{PMF}	=	2569,817 m^3/det
b	=	75
q	=	34,264 m3/det/m
I	=	0
El. Dasar	=	62 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

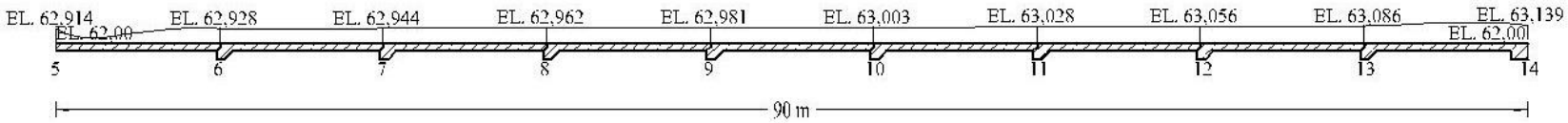
Tabel 4.50. Perhitungan Saluran Transisi Q_{PMF}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Rata-rata Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran			Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	P1	R1	Sf	Sf-rata	hm	he	Elv. dasar ambang hilir + h + V²/ 2g	Elv. dasar ambang udik + h + V²/ 2g + hm + he		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m	m			m	m	m	m			
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
1	5	0	0	105	0	1,927	63,927	202,351	12,7	108,854	1,859	0,0102				72,148			2,921	SUPER KRITIS
2	6	10	10	101,667	0	1,985	63,985	201,77	12,736	105,636	1,91	0,0099	0,01001	0,10009	0,00474	72,252	72,252	OK	2,886	SUPER KRITIS
3	7	20	10	98,333	0	2,047	64,047	201,303	12,766	102,428	1,965	0,0095	0,00969	0,09695	0,00384	72,353	72,353	OK	2,849	SUPER KRITIS
4	8	30	10	95	0	2,115	64,115	200,960	12,788	99,231	2,025	0,0092	0,00936	0,09362	0,00284	72,45	72,45	OK	2,807	SUPER KRITIS
5	9	40	10	91,667	0	2,19	64,19	200,757	12,801	96,047	2,09	0,0088	0,00901	0,0901	0,00168	72,542	72,542	OK	2,762	SUPER KRITIS
6	10	50	10	88,333	0	2,272	64,272	200,698	12,804	92,877	2,161	0,0085	0,00864	0,0864	0,00049	72,628	72,628	OK	2,712	SUPER KRITIS
7	11	60	10	85	0	2,362	64,362	200,775	12,799	89,724	2,238	0,0081	0,00826	0,08256	0,00064	72,712	72,712	OK	2,659	SUPER KRITIS
8	12	70	10	81,667	0	2,461	64,461	201,006	12,785	86,589	2,321	0,0077	0,00786	0,07859	0,00192	72,792	72,793	OK	2,602	SUPER KRITIS
9	13	80	10	78,333	0	2,571	64,571	201,396	12,76	83,475	2,413	0,0072	0,00745	0,07452	0,00322	72,87	72,87	OK	2,541	SUPER KRITIS
10	14	90	10	75	0	2,706	64,706	202,93	12,664	80,411	2,524	0,0067	0,00719	0,07189	0,0157	72,88	72,88	OK	2,458	SUPER KRITIS

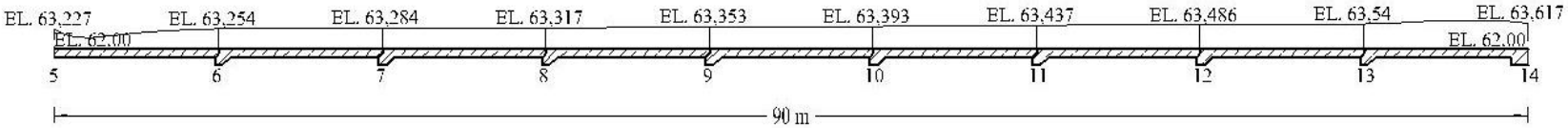
Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

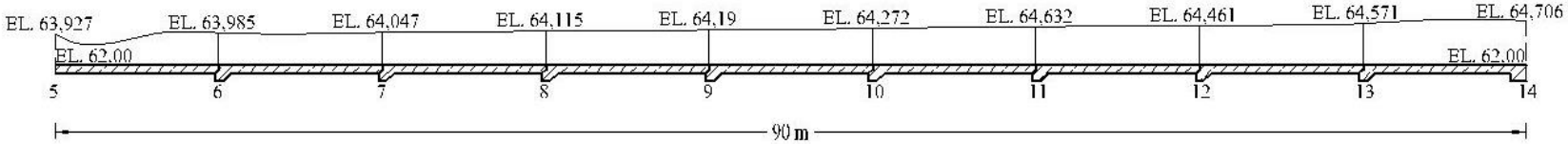
1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q / (8)
10. (2 x (6)) + (4)
11. (8)/(10)
12. $((n^2) \times ((9)^2))/(11)^{1.333333}$
13. $((12)_1 + (12)_2)/2$
14. (3) x (13)
15. k x ABS($((9)_1^2) - (9)_2^2)$)/19.62)
16. Elv. Dasar hilir + (6) + $(((9)^2)/(2 \times 9{,}8$
17. Elv. Dasar udik + (6) + $(((9)^2)/(2x9{,}81))$ + (14) + (15)
18. (16) = (17)
19. $(9)/((6) \times g)^{0,5}$
20. Keterangan kondisi aliran



Gambar 4.16. Profil muka air di atas saluran transisi Q100
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.17. Profil muka air di atas saluran transisi Q1000
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.18. Profil muka air di atas saluran transisi QPMF
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan

Untuk menghitung tinggi jagaan pada saluran transisi menggunakan persamaan (2-48), (2-49) dan (2-50). Dari ketiga persaman tersebut dipilih tinggi jagaan yang paling aman, dan akan diuraikan sepeti perhitungan di bawah :

- Tinggi muka air tertinggi saluran transisi pada Q_{1000} (*section* 14) = 1,617 m
- Tinggi muka air tertinggi saluran transisi pada Q_{PMF} (*section* 14) = 2,706 m
- Elv. dasar saluran = + 62
- Elv. muka air Q_{1000} (*section* 14) = Elv. dasar saluran + tinggi muka air Q_{1000}
  = 62 + 1,617
  = + 63,617
- Elv. muka air Q_{PMF} (*section* 14) = Elv. dasar saluran + tinggi muka air Q_{PMF}
  = 62 + 2,706
  = + 64,706
- Kecepatan Q_{1000} (*section* 14) = 12,853 m/detik
- Tinggi jagaan

$F_b = 0,6 + 0,037 \,.\, Vd^{1/3}$

$= 0,6 + 0,037 \,.\, 12.853 \,.\, 1,617^{1/3}$

$= 1,158$ m

$F_b = C \,.\, V \,.\, d^{0,5}$

$= 0,1 \,.\, 12,853 \,.\, 1,617^{0,5}$

$= 1,635$ m

$F_b = \frac{1}{3} \,.\, d$

$= \frac{1}{3} \,.\, 1,617$

$= 0,539$ m

Tabel 4.51. Elevasi Tinggi Jagaan Saluran Transisi Pada Tiap-tiap Rumus

Rumus	Tinggi Jagaan	Tinggi Muka Air Q1000	Tinggi Total	Setelah Dibulatkan	Elv. Dasar Saluran	Elv. Jagaan
	m	m	m	m		
0,6+0,037.V.d^1/3	1,158	1,617	2,775	3	62	65
C.V.d^1/2	1,635	1,617	3,252	4	62	66
1/3 * h	0,539	1,617	2,157	3	62	65

Sumber : Perhitungan

- Elevasi jagaan harus lebih tinggi dari pada elevasi tinggi muka air pada Q_{PMF} agar saluran tersebut bisa dinyatakan aman dan tidak meluber (*overtopping*) ketika dialiri Q_{PMF}.

Tabel 4.52. Hasil Kontrol Antara Elevasi Jagaan Dan Elevasi Muka Air Q_{PMF} Pada Saluran Transisi

Rumus	Elv. Jagaan	Elv. Tinggi Muka Air QPMF	Keterangan
	1	2	1>2
0,6+0,037.V.d^1/3	65	64,706	aman
C.V.d^1/2	66	64,706	aman
1/3 * h	65	64,706	aman

Sumber : Perhitungan

- Dari ketiga rumus tersebut dipilihlah kondisi yang aman, maka elevasi jagaan yang digunakan adalah elevasi jagaan +66.

4.4.5. Perencanaan Saluran Peluncur

Saluran peluncur yang direncanakan pada Bendungan Seulimeum ini direncanakan dengan penyempitan juga, dengan lebar 75 m menjadi 50 m dengan sudut penyempitan 6º, panjang saluran 120 m dan slope saluran sebesar 0,178.

Perhitungan pada perencanaan saluran peluncur Bendungan Seulimeum dilakukan dengan cara sebagai berikut :

- Debit *outflow* (Q_{1000}) = 1559,069 m^3/detik
- Elv. dasar saluran peluncur = + 40,68
- *Slope* (*I*) = 0,178
- Jarak antar pias = 10 m
- Lebar awal saluran peluncur = 75 m
- Lebar akhir saluran peluncur = 50 m
- Debit persatuan meter (*q*) $= \frac{1559{,}069}{75}$

  = 20,788 m^3/detik/m

- **Section 14**

  Kedalaman aliran (h) = 1,617 m

  B pada section 14 = 75 m

  Z = 0,178 . 120

  = 21,32 m

Luas Basah (*A*) = $B \cdot h$

= 75 . 1,617

= 121,303 m^2

Kecapatan aliran (*V*) = $\frac{Q}{A}$

= $\frac{1559,069}{121,303}$

= 12,853 m/detik

$V_{rata\text{-}rata}$ ($\bar{V}$) = 12,853 m/detik

Keliling basah (*P*) = $2\ h + b$

= 2 . 1,617 + 75

= 78,235 m

Radius hidrolis (*R*) = $\frac{A}{P}$

= $\frac{121,303}{78,235}$

= 1,551 m

$R_{rata\text{-}rata}$ ($\bar{R}$) = 1,551 m

Kemiringan gesek (*Sf*) = $\frac{n^2 \bar{V}^2}{\bar{R}^{4/3}}$

= $\frac{0,012^2 \cdot 12,853^2}{1,551^{4/3}}$

= 0,013

Bilangan *Froude* (F_r) = $\frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Y_z}}$

= $\frac{12,853}{\sqrt{9,81 \cdot 1,617}}$

= 3,227

- **Section 15**

h = 1,528 m (hasil coba-coba)

B pada section 15 = 72,917 m

Z = 0,178 . 110

= 19,543 m

Luas Basah (*A*) = $B \cdot h$

= 72,917 . 1,582

= 111,417 m^2

Kecapatan aliran (V) $= \frac{Q}{A}$

$= \frac{1559,069}{111,417}$

= 13,993 m/detik

$V_{rata\text{-}rata}$ ($\bar{V}$) $= \frac{V_1 + V_2}{2}$

$= \frac{12,853 + 13,993}{2}$

= 13,423 m/detik

Keliling basah (P) $= 2\ h + b$

= 2 . 1,528 + 72,917

= 75,973 m

Radius hidrolis (R) $= \frac{A}{P}$

$= \frac{111,417}{75,973}$

= 1,467 m

$R_{rata\text{-}rata}$ ($\bar{R}$) $= \frac{R_1 + R_2}{2}$

$= \frac{1,551 + 1,467}{2}$

= 1,509 m

Kemiringan gesek (Sf) $= \frac{n^2 \bar{V}^2}{\bar{R}^{4/3}}$

$= \frac{0,012^2 \ .\ 13,423^2}{1,509^{4/3}}$

= 0,015

h_m $= S_f \ .\ \Delta x$

= 0,015 . 10

= 0,15 m

h_e $= \frac{K(v_e{}^2 - v_c{}^2)}{2g}$

$= \frac{0,1\ (12,853^2 - 13,993^2)}{2\ .\ 9,81}$

= 0,156 m

Bilangan *Froude* (F_r) $= \frac{V_z}{\sqrt{g \cdot Y_z}}$

$= \frac{13{,}993}{\sqrt{9{,}81 \cdot 1{,}528}}$

$= 3{,}614$

h_{L1} $= \frac{V_2{}^2}{2g} - \frac{V_1{}^2}{2g} + hm + he$

$= \frac{13{,}993^2}{2 \cdot 9{,}81} - \frac{12{,}853^2}{2 \cdot 9{,}81} + 0{,}15 + 0{,}156$

$= 1{,}866$

h_{L2} $= d1 + \Delta L \tan \Theta - d2$

$= 1{,}617 + 10 \cdot 0{,}178 - 1{,}528$

$= 1{,}866$

h_{L1} $= h_{L2}$ (hasil h coba-coba sesuai)

Hasil perhitungan selanjutnya untuk Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} dapat dilihat pada tabel 4.53, 4.54, dan 4.55.

Perhitungan saluran transisi Q_{100}

Q_{100}	=	1130,116 m^3/det
b	=	75
q	=	15,068 m3/det/m
I	=	0,178
El. Dasar	=	40,68 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

Tabel 4.53. Perhitungan Saluran Peluncur Q_{100}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Rata-rata Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Rata-rata Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	hL1	hL2	Kontrol	Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	$V1_{rata-rata}$	P1	R1	$R1_{rata-rata}$	Sf	hm	he	$V_2^2/2g - V_1^2/2g + hm + he$	$h1_1 + \Delta X \tan \Theta - h1_2$	$hL_1 = hL_2$		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m/det	m	m			m	m	m	m				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	14	0	0	75	21,32	1,139	63,139	85,421	13,23	13,23	77,278	1,105	1,105	0,022							3,958	SUPER KRITIS
2	15	10	10	72,917	19,543	1,087	61,31	79,265	14,257	13,744	75,091	1,056	1,08	0,025	0,245	0,144	1,829	1,829	0	OK	4,366	SUPER KRITIS
3	16	20	10	70,833	17,767	1,051	59,498	74,467	15,176	14,717	72,936	1,021	1,038	0,03	0,297	0,138	1,812	1,812	0	OK	4,726	SUPER KRITIS
4	17	30	10	68,75	15,99	1,027	57,697	70,595	16,008	15,592	70,804	0,997	1,009	0,035	0,346	0,132	1,801	1,801	0	OK	5,044	SUPER KRITIS
5	18	40	10	66,667	14,213	1,011	55,904	67,386	16,771	16,39	68,688	0,981	0,989	0,039	0,393	0,127	1,794	1,793	0	OK	5,326	SUPER KRITIS
6	19	50	10	64,583	12,437	1,001	54,118	64,674	17,474	17,122	66,586	0,971	0,976	0,044	0,436	0,123	1,786	1,786	0	OK	5,575	SUPER KRITIS
7	20	60	10	62,5	10,66	0,997	52,337	62,342	18,128	17,801	64,495	0,967	0,969	0,048	0,476	0,119	1,781	1,781	0	OK	5,795	SUPER KRITIS
8	21	70	10	60,417	8,883	0,998	50,562	60,308	18,739	18,433	62,413	0,966	0,966	0,051	0,512	0,115	1,776	1,776	0	OK	5,988	SUPER KRITIS
9	22	80	10	58,333	7,107	1,003	48,79	58,512	19,314	19,027	60,339	0,97	0,968	0,054	0,544	0,112	1,772	1,772	0	OK	6,157	SUPER KRITIS
10	23	90	10	56,25	5,33	1,012	47,022	56,908	19,859	19,587	58,273	0,977	0,973	0,057	0,573	0,109	1,768	1,768	0	OK	6,304	SUPER KRITIS
11	24	100	10	54,167	3,553	1,024	45,257	55,464	20,376	20,117	56,215	0,987	0,982	0,06	0,597	0,106	1,764	1,764	0	OK	6,429	SUPER KRITIS
12	25	110	10	52,083	1,777	1,04	43,496	54,15	20,87	20,623	54,163	1	0,993	0,062	0,618	0,104	1,761	1,761	0	OK	6,535	SUPER KRITIS
13	26	120	10	50	0	1,059	41,739	52,947	21,344	21,107	52,118	1,016	1,008	0,063	0,635	0,102	1,757	1,757	0	OK	6,622	SUPER KRITIS

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q/(8)
10. $((9)_1+(9)_2)/2$
11. (2 x (6)) + (4)
12. (8)/(11)
13. $((12)_1+(12)_2)/2$
14. $((n^2) \times ((10)^2))/(13)^{1.333333}$
15. (3) x (14)
16. k x ABS($((9)_1^2) - (9)_2^2)$)/19.62)
17. $((9)_2^2)/(2g) - ((9)_1^2)/(2g) + (15) +$
18. $(6)_1 + ((3) \times (Slope)) - (6)_2$
19. (17) = (18)
20. Keterangan kontrol
21. $(9)/((6) \times g)^{0,5})$
22. Keterangan kondisi aliran

Perhitungan saluran transisi Q_{1000}

Q_{1000}	=	1559,069 m^3/det
b	=	75
q	=	20,788 m3/det/m
I	=	0,178
El. Dasar	=	40,68 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

Tabel 4.54. Perhitungan Saluran Peluncur Q_{1000}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Rata-rata Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Rata-rata Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	hL1	hL2	Kontrol	Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	$V1_{rata-rata}$	P1	R1	$R1_{rata-rata}$	Sf	hm	he	$V_2^2/2g - V_1^2/2g + hm + he$	$h1_1 + \Delta X \tan \Theta - h1_2$	$hL_1 = hL_2$		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m/det	m	m			m	m	m	m				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	14	0	0	75	21,32	1,617	63,617	121,303	12,853	12,853	78,235	1,551	1,551	0,013							3,227	SUPER KRITIS
2	15	10	10	72,917	19,543	1,528	61,751	111,417	13,993	13,423	75,973	1,467	1,509	0,015	0,15	0,156	1,866	1,866	0	OK	3,614	SUPER KRITIS
3	16	20	10	70,833	17,767	1,466	59,913	103,877	15,009	14,501	73,766	1,408	1,437	0,019	0,187	0,15	1,838	1,838	0	OK	3,957	SUPER KRITIS
4	17	30	10	68,75	15,99	1,424	58,094	97,873	15,929	15,469	71,597	1,367	1,388	0,022	0,223	0,145	1,82	1,82	0	OK	4,263	SUPER KRITIS
5	18	40	10	66,667	14,213	1,394	56,288	92,945	16,774	16,352	69,455	1,338	1,353	0,026	0,257	0,141	1,806	1,806	0	OK	4,536	SUPER KRITIS
6	19	50	10	64,583	12,437	1,375	54,492	88,805	17,556	17,165	67,333	1,319	1,329	0,029	0,291	0,137	1,796	1,796	0	OK	4,78	SUPER KRITIS
7	20	60	10	62,5	10,66	1,364	52,704	85,262	18,286	17,921	65,228	1,307	1,313	0,032	0,322	0,133	1,788	1,788	0	OK	4,998	SUPER KRITIS
8	21	70	10	60,417	8,883	1,36	50,924	82,185	18,97	18,628	63,137	1,302	1,304	0,035	0,351	0,13	1,781	1,781	0	OK	5,193	SUPER KRITIS
9	22	80	10	58,333	7,107	1,362	49,149	79,479	19,616	19,293	61,058	1,302	1,302	0,038	0,377	0,127	1,774	1,774	0	OK	5,365	SUPER KRITIS
10	23	90	10	56,25	5,33	1,37	47,38	77,073	20,228	19,922	58,99	1,307	1,304	0,04	0,401	0,124	1,769	1,769	0	OK	5,517	SUPER KRITIS
11	24	100	10	54,167	3,553	1,383	45,616	74,915	20,811	20,52	56,933	1,316	1,311	0,042	0,422	0,122	1,764	1,764	0	OK	5,65	SUPER KRITIS
12	25	110	10	52,083	1,777	1,401	43,858	72,961	21,368	21,09	54,885	1,329	1,323	0,044	0,441	0,12	1,759	1,759	0	OK	5,764	SUPER KRITIS
13	26	120	10	50	0	1,424	42,104	71,181	21,903	21,636	52,847	1,347	1,338	0,046	0,457	0,118	1,754	1,754	0	OK	5,861	SUPER KRITIS

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q/(8)
10. $((9)_1+(9)_2)/2$
11. (2 x (6)) + (4)
12. (8)/(11)
13. $((12)_1+(12)_2)/2$
14. $((n^2) \times ((10)^2))/(13)^{1.333333}$
15. (3) x (14)
16. k x $ABS(((9)_1^2) - (9)_2^2))/19.62)$
17. $((9)_2^2)/(2g) - ((9)_1^2)/(2g) + (15) +$
18. $(6)_1 + ((3) \times (Slope)) - (6)_2$
19. (17) = (18)
20. Keterangan kontrol
21. $(9)/((6) \times g)^{0.5})$
22. Keterangan kondisi aliran

Perhitungan saluran transisi Q_{PMF}

Q_{PMF}	=	2569,817 m^3/det
b	=	75
q	=	34,264 m3/det/m
I	=	0,178
El. Dasar	=	40,68 m
n	=	0,012
k	=	0,1 - 0,3

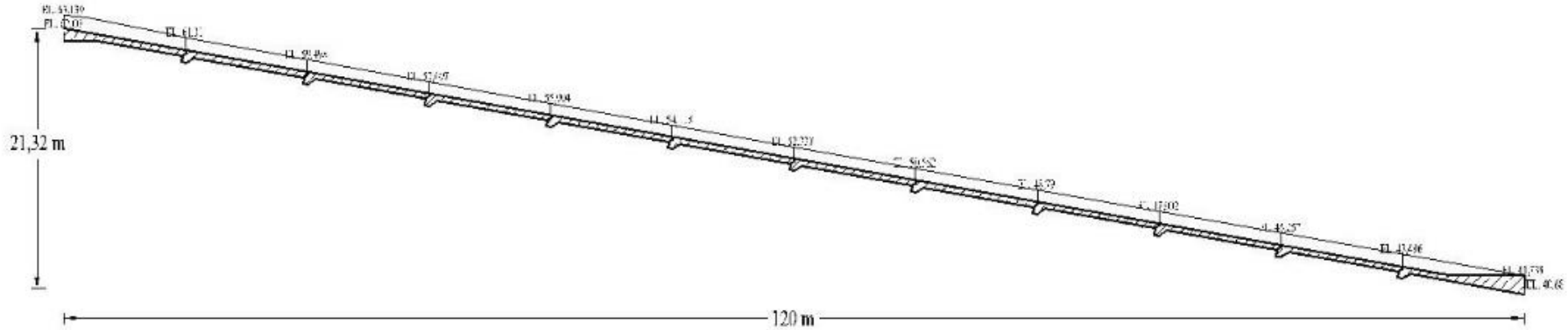
Tabel 4.55. Perhitungan Saluran Peluncur Q_{PMF}

No.	Section	Jarak	Jarak Antar Pias	Lebar Saluran	Beda Tinggi Antar Titik	Kedalaman Air	Elevasi	Luas Penampang Basah	Kecepatan	Rata-rata Kecepatan	Keliling Basah	Radius Hidrolis	Rata-rata Radius Hidrolis	Kemiringan Gesek	Kehilangan Tinggi Akibat Gesekan	Kehilangan Tinggi Akibat Pusaran	hL1	hL2	Kontrol	Keterangan	Bilangan Froude	Kondisi Saluran
		X	ΔX	B1	z1	h1	Elv. MA	A2	V1	$V1_{rata-rata}$	P1	R1	$R1_{rata-rata}$	Sf	hm	he	$V_2^2/2g - V_1^2/2g + hm + he$	$h1_1 + \Delta X \tan \Theta - h1_2$	$hL_1 = hL_2$		Fr	Keterangan Fr
		m	m	m	m	m		m	m/det	m/det	m	m			m	m	m	m				
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
1	14	0	0	75	21,32	2,706	64,706	202,927	12,664	12,664	80,411	2,524	2,524	0,0067							2,458	SUPER KRITIS
2	15	10	10	72,917	19,543	2,532	62,755	184,603	13,921	13,292	77,98	2,367	2,445	0,0077	0,077	0,17	1,951	1,951	0	OK	2,793	SUPER KRITIS
3	16	20	10	70,833	17,767	2,414	60,861	171,012	15,027	14,474	75,662	2,26	2,314	0,0099	0,099	0,163	1,894	1,894	0	OK	3,088	SUPER KRITIS
4	17	30	10	68,75	15,99	2,332	59,002	160,355	16,026	15,526	73,415	2,184	2,222	0,012	0,12	0,158	1,859	1,859	0	OK	3,35	SUPER KRITIS
5	18	40	10	66,667	14,213	2,275	57,169	151,683	16,942	16,484	71,217	2,13	2,157	0,014	0,14	0,154	1,834	1,834	0	OK	3,586	SUPER KRITIS
6	19	50	10	64,583	12,437	2,236	55,353	144,438	17,792	17,367	69,056	2,092	2,111	0,016	0,16	0,15	1,815	1,815	0	OK	3,798	SUPER KRITIS
7	20	60	10	62,5	10,66	2,212	53,552	138,26	18,587	18,189	66,924	2,066	2,079	0,018	0,18	0,147	1,801	1,801	0	OK	3,99	SUPER KRITIS
8	21	70	10	60,417	8,883	2,2	51,763	132,909	19,335	18,961	64,816	2,051	2,058	0,0198	0,198	0,145	1,789	1,789	0	OK	4,162	SUPER KRITIS
9	22	80	10	58,333	7,107	2,198	49,985	128,212	20,044	19,689	62,729	2,044	2,047	0,0215	0,215	0,142	1,779	1,779	0	OK	4,317	SUPER KRITIS
10	23	90	10	56,25	5,33	2,205	48,215	124,045	20,717	20,38	60,66	2,045	2,044	0,0231	0,231	0,14	1,769	1,769	0	OK	4,454	SUPER KRITIS
11	24	100	10	54,167	3,553	2,221	46,454	120,313	21,359	21,038	58,609	2,053	2,049	0,0245	0,245	0,138	1,761	1,761	0	OK	4,576	SUPER KRITIS
12	25	110	10	52,083	1,777	2,245	44,702	116,945	21,975	21,667	56,574	2,067	2,06	0,0258	0,258	0,136	1,752	1,752	0	OK	4,682	SUPER KRITIS
13	26	120	10	50	0	2,278	42,958	113,884	22,565	22,27	54,555	2,087	2,077	0,0269	0,269	0,134	1,744	1,744	0	OK	4,774	SUPER KRITIS

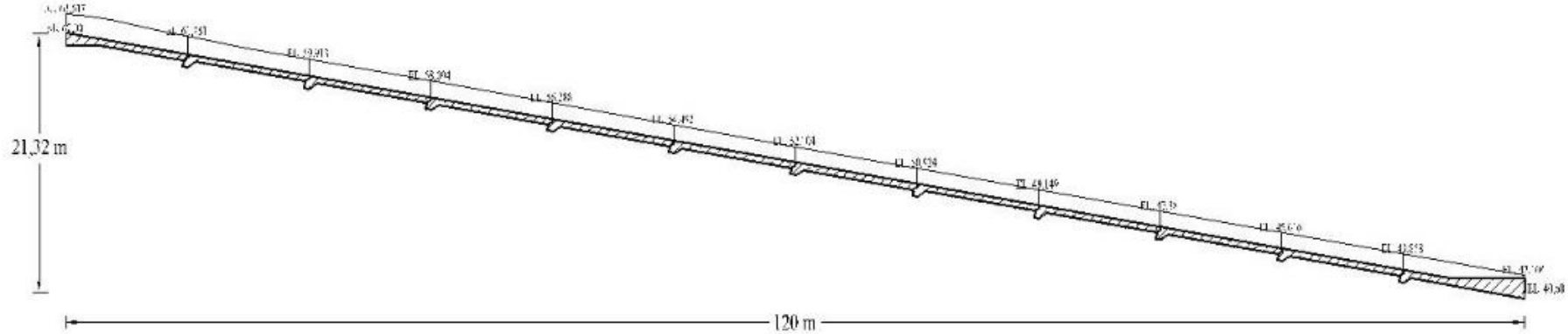
Sumber : hasil perhitungan

Keterangan :

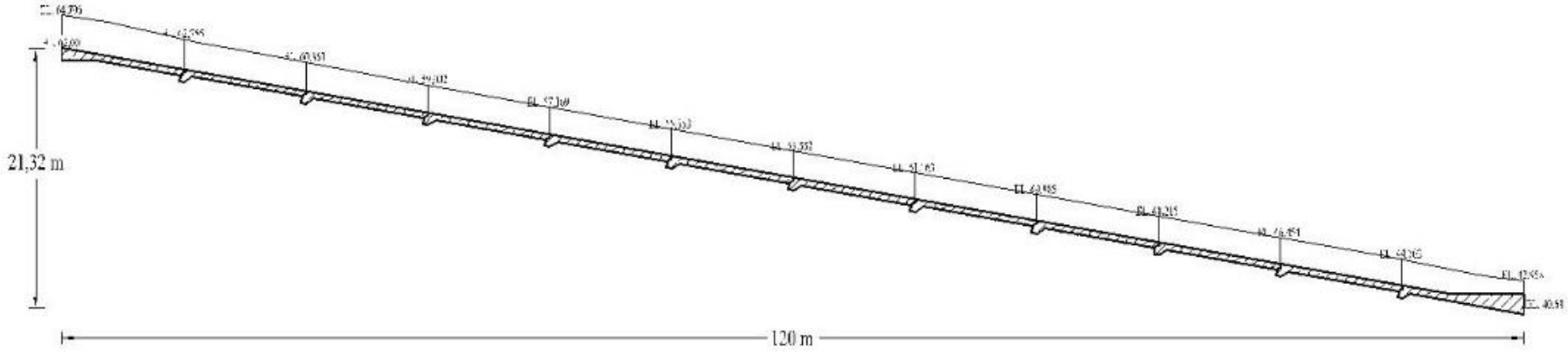
1. *Section*
2. Jarak
3. Jarak 1 - Jarak 2
4. Lebar Saluran
5. Slope x (2)
6. Tinggi muka air
7. Elv. Dasar saluran + (5) + (6)
8. (4) x (6)
9. Q/(8)
10. $((9)_1+(9)_2)/2$
11. (2 x (6)) + (4)
12. (8)/(11)
13. $((12)_1+(12)_2)/2$
14. $((n^2) \times ((10)^2))/(13)^{1.333333}$
15. (3) x (14)
16. k x $ABS(((9)_1^2) - (9)_2^2))/19.62)$
17. $((9)_2^2)/(2g) - ((9)_1^2)/(2g) + (15) +$
18. $(6)_1 + ((3) \times (Slope)) - (6)_2$
19. (17) = (18)
20. Keterangan kontrol
21. $(9)/((6) \times g)^{0,5})$
22. Keterangan kondisi aliran



Gambar 4.19. Profil muka air di atas saluran peluncur Q100
Skala 1 : 500
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.20. Profil muka air di atas saluran peluncur Q1000
Skala 1 : 500
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.21. Profil muka air di atas saluran peluncur QPMF
Skala 1 : 500
Sumber : Perhitungan

Untuk menghitung tinggi jagaan pada saluran peluncur menggunakan persamaan (2-48), (2-49) dan (2-50). Dari ketiga persaman tersebut dipilih tinggi jagaan yang paling aman, dan akan diuraikan sepeti perhitungan di bawah :

- Tinggi muka air tertinggi saluran peluncur pada Q_{1000} (*section* 15) = 1,528 m
- Tinggi muka air tertinggi saluran peluncur pada Q_{PMF} (*section* 15) = 2,532 m
- Elv. dasar saluran = + 40,68
- Elv. muka air Q_{1000} (*section* 15) = Elv. dasar saluran + Z + tinggi muka air Q_{1000}
  = 40,68 + 19,543 + 1,528
  = + 61,751
- Elv. muka air Q_{PMF} (*section* 15) = Elv. dasar saluran + Z + tinggi muka air Q_{PMF}
  = 40,68 + 19,543 + 2,532
  = + 62,755
- Kecepatan Q_{1000} (*section* 15) = 13,993 m/detik
- Tinggi jagaan

$F_b = 0{,}6 + 0{,}037 \,.\, V \,.\, d^{1/3}$

$= 0{,}6 + 0{,}037 \,.\, 13{,}993 \,.\, 1{,}528^{1/3}$

$= 1{,}196$ m

$F_b = C \,.\, V \,.\, d^{0{,}5}$

$= 0{,}1 \,.\, 13{,}993 \,.\, 1{,}528^{0{,}5}$

$= 1{,}73$ m

$F_b = \frac{1}{3} \,.\, d$

$= \frac{1}{3} \,.\, 1{,}528$

$= 0{,}509$ m

Tabel 4.56. Elevasi Tinggi Jagaan Saluran Peluncur Pada Tiap-tiap Rumus

Rumus	Tinggi Jagaan	Tinggi Muka Air Q1000	Tinggi Total	Setelah Dibulatkan	Elv. Dasar Saluran	Elv. Jagaan
	m	m	m	m		
0,6+0,037.V.d^1/3	1,196	1,528	2,724	3	60,223	63,223
C.V.d^1/2	1,73	1,528	3,258	4	60,223	64,223
1/3 * h	0,509	1,528	2,037	3	60,223	63,223

Sumber : Perhitungan

Elevasi jagaan harus lebih tinggi dari pada elevasi tinggi muka air pada Q_{PMF} agar saluran tersebut bisa dinyatakan aman dan tidak meluber (*overtopping*) ketika dialiri Q_{PMF}.

Tabel 4.57. Hasil Kontrol Antara Elevasi Jagaan Dan Elevasi Muka Air Q_{PMF} Pada Saluran Peluncur

Rumus	Elv. Jagaan	Elv. Tinggi Muka Air QPMF	Keterangan
	1	2	1>2
0,6+0,037.V.d^1/3	63,223	62,755	aman
C.V.d^1/2	64,223	62,755	aman
1/3 * h	63,223	62,755	aman

Sumber : Perhitungan

- Dari ketiga rumus tersebut dipilihlah kondisi yang aman. Jika dari rumus dinyatakan aman maka dipilihlah elevasi yang paling rendah yaitu +63,223.

4.4.5.1.Perhitungan Kavitasi Pada Saluran Peluncur

Perhitungan indeks kavitasi dipakai untuk memperkirakan kecenderungan ada atau tidaknya kavitasi pada saluran peluncur, dengan menggunakan indeks kavitasi yang merupakan hubungan antara gaya pelindung terhadap kavitasi (*ambient pressure*) dan penyebab kavitasi (*dynamic pressure*) akan diketahui ada atau tidaknya kavitasi pada saluran peluncur.

Perhitungan indeks kavitasi dihitung dengan menggunakan persamaan (2-68) dan (2-69).

Untuk Q_{1000} pada section 14 :

- h (tinggi muka air) = 1,617 m
- V_o (kecepatan aliran) = 12,853 m/detik
- Temperatur = 20º C
- P_a (tekanan atmosfir) = 101 kPa
- Dari tabel 2.12. dengan temperatur 20º, maka didapat :

  ρ (massa jenis air) = 998,228 kg/m^3

  P_v (tekanan uap air) = 2,33 kPa
- Langkah perhitungan :

  P_g = ρ . h . g

  = 998,228 . 1,617 . 9,81

  = 15838,365 N/m^2

  = 15,838 kPa

P_o $= P_g + P_a$

$= 15{,}838 + 101$

$= 116{,}838$ kPa

$\frac{V_o^2}{2}$ $= \frac{12{,}853^2}{2}$

$= 82{,}595$ kg/m^3

σ (indeks kavitasi) $= \frac{P_o - P_v}{\rho \cdot \frac{V_o^2}{2}}$

$= \frac{116{,}838 - 2{,}33}{998{,}228 \ . \ 82{,}595}$

$= 0{,}00139$

σ_1 (angka batas kavitasi)= - C_P

$= - \frac{P - P_o}{\rho \cdot \frac{V_o^2}{2}}$

$= - \frac{15{,}838 - 116{,}838}{998{,}228 \ . \ 82{,}595}$

$= 0{,}00123$

Hasil dari perhitungan diatas adalah 0,00139 > 0,00123 (σ > σ_1) maka tidak terjadi kavitasi pada saluran peluncur. Perhitungan selanjutnya untuk indeks kavitasi pada setiap *section* saluran peluncur dapat dilihat pada tabel 4.58, 4.59 dan 4.60.

Tabel 4.58. Perhitungan Indeks Kavitasi Q_{100}

No.	Section	ρ	h	Pg	Pg	Pa	Po	Pv	Vo	$Vo^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
		kg/m^3	m	N/m^2	kPa	kPa	kPa	kPa	m/detik	kg/m^3			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	14	998,228	1,139	11153,267	11,153	101	112,153	2,33	13,23	87,516	0,00126	0,00116	TIDAK TERJADI KAVITASI
2	15	998,228	1,087	10645,16	10,645	101	111,645	2,33	14,257	101,638	0,00108	0,001	TIDAK TERJADI KAVITASI
3	16	998,228	1,051	10294,983	10,295	101	111,295	2,33	15,176	115,156	0,00095	0,00088	TIDAK TERJADI KAVITASI
4	17	998,228	1,027	10055,439	10,055	101	111,055	2,33	16,008	128,135	0,00085	0,00079	TIDAK TERJADI KAVITASI
5	18	998,228	1,011	9898,31	9,898	101	110,898	2,33	16,771	140,629	0,00077	0,00072	TIDAK TERJADI KAVITASI
6	19	998,228	1,001	9806,419	9,806	101	110,806	2,33	17,474	152,669	0,00071	0,00066	TIDAK TERJADI KAVITASI
7	20	998,228	0,997	9767,907	9,768	101	110,768	2,33	18,128	164,305	0,00066	0,00062	TIDAK TERJADI KAVITASI
8	21	998,228	0,998	9774,992	9,775	101	110,775	2,33	18,739	175,577	0,00062	0,00058	TIDAK TERJADI KAVITASI
9	22	998,228	1,003	9822,532	9,823	101	110,823	2,33	19,314	186,523	0,00058	0,00054	TIDAK TERJADI KAVITASI
10	23	998,228	1,012	9907,191	9,907	101	110,907	2,33	19,859	197,182	0,00055	0,00051	TIDAK TERJADI KAVITASI
11	24	998,228	1,024	10027,071	10,027	101	111,027	2,33	20,376	207,588	0,00052	0,00049	TIDAK TERJADI KAVITASI
12	25	998,228	1,04	10181,263	10,181	101	111,181	2,33	20,87	217,777	0,0005	0,00046	TIDAK TERJADI KAVITASI
13	26	998,228	1,059	10369,801	10,37	101	111,370	2,33	21,344	227,789	0,00048	0,00044	TIDAK TERJADI KAVITASI

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.59. Perhitungan Indeks Kavitasi Q_{1000}

No.	Section	ρ	h	Pg	Pg	Pa	Po	Pv	Vo	$Vo^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
		kg/m³	m	N/m²	kPa	kPa	kPa	kPa	m/detik	kg/m³			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	14	998,228	1,617	15838,365	15,838	101	116,838	2,33	12,853	82,595	0,00139	0,00123	TIDAK TERJADI KAVITASI
2	15	998,228	1,528	14963,158	14,963	101	115,963	2,33	13,993	97,903	0,00116	0,00103	TIDAK TERJADI KAVITASI
3	16	998,228	1,466	14360,818	14,361	101	115,361	2,33	15,009	112,633	0,00101	0,0009	TIDAK TERJADI KAVITASI
4	17	998,228	1,424	13940,85	13,941	101	114,941	2,33	15,929	126,874	0,00089	0,0008	TIDAK TERJADI KAVITASI
5	18	998,228	1,394	13652,596	13,653	101	114,653	2,33	16,774	140,686	0,00080	0,00072	TIDAK TERJADI KAVITASI
6	19	998,228	1,375	13465,22	13,465	101	114,465	2,33	17,556	154,11	0,00073	0,00066	TIDAK TERJADI KAVITASI
7	20	998,228	1,364	13358,984	13,359	101	114,359	2,33	18,286	167,183	0,00067	0,00061	TIDAK TERJADI KAVITASI
8	21	998,228	1,36	13320,916	13,321	101	114,321	2,33	18,970	179,935	0,00062	0,00056	TIDAK TERJADI KAVITASI
9	22	998,228	1,362	13342,438	13,342	101	114,342	2,33	19,616	192,395	0,00058	0,00053	TIDAK TERJADI KAVITASI
10	23	998,228	1,37	13417,792	13,418	101	114,418	2,33	20,228	204,593	0,00055	0,00049	TIDAK TERJADI KAVITASI
11	24	998,228	1,383	13543,576	13,544	101	114,544	2,33	20,811	216,554	0,00052	0,00047	TIDAK TERJADI KAVITASI
12	25	998,228	1,401	13718,06	13,718	101	114,718	2,33	21,368	228,305	0,00049	0,00044	TIDAK TERJADI KAVITASI
13	26	998,228	1,424	13940,943	13,941	101	114,941	2,33	21,903	239,869	0,00047	0,00042	TIDAK TERJADI KAVITASI

Sumber : Hasil perrhitungan

Tabel 4.60. Perhitungan Indeks Kavitasi Q_{PMF}

No.	Section	ρ	h	Pg	Pg	Pa	Po	Pv	Vo	$Vo^2/2$	σ	σ_1	Kondisi
		kg/m³	m	N/m²	kPa	kPa	kPa	kPa	m/detik	kg/m³			
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1	14	998,228	2,706	26495,825	26,496	101	127,496	2,33	12,664	80,185	0,00156	0,00126	TIDAK TERJADI KAVITASI
2	15	998,228	2,532	24791,959	24,792	101	125,792	2,33	13,921	96,894	0,00128	0,00104	TIDAK TERJADI KAVITASI
3	16	998,228	2,414	23642,234	23,642	101	124,642	2,33	15,027	112,907	0,00109	0,0009	TIDAK TERJADI KAVITASI
4	17	998,228	2,332	22840,593	22,841	101	123,841	2,33	16,026	128,414	0,00095	0,00079	TIDAK TERJADI KAVITASI
5	18	998,228	2,275	22280,601	22,281	101	123,281	2,33	16,942	143,516	0,00084	0,00071	TIDAK TERJADI KAVITASI
6	19	998,228	2,236	21900,715	21,901	101	122,901	2,33	17,792	158,276	0,00076	0,00064	TIDAK TERJADI KAVITASI
7	20	998,228	2,212	21662,854	21,663	101	122,663	2,33	18,587	172,735	0,0007	0,00059	TIDAK TERJADI KAVITASI
8	21	998,228	2,2	21542,446	21,542	101	122,542	2,33	19,335	186,925	0,00064	0,00054	TIDAK TERJADI KAVITASI
9	22	998,228	2,198	21523,344	21,523	101	122,523	2,33	20,044	200,872	0,0006	0,0005	TIDAK TERJADI KAVITASI
10	23	998,228	2,205	21595,031	21,595	101	122,595	2,33	20,717	214,595	0,00056	0,00047	TIDAK TERJADI KAVITASI
11	24	998,228	2,221	21751,002	21,751	101	122,751	2,33	21,359	228,113	0,00053	0,00044	TIDAK TERJADI KAVITASI
12	25	998,228	2,245	21987,807	21,988	101	122,988	2,33	21,975	241,441	0,0005	0,00042	TIDAK TERJADI KAVITASI
13	26	998,228	2,278	22304,495	22,304	101	123,304	2,33	22,565	254,593	0,00048	0,0004	TIDAK TERJADI KAVITASI

Sumber : Hasil perhitungan

4.4.5.2.Perhitungan Aliran Getar Pada Saluran Peluncur

Perhitungan aliran getar dilakukan untuk mendeteksi timbulnya ketidak stabilan aliran pada saluran peluncur. Perhitungan aliran getar pada saluran peluncur dapat dilakukan dengan menggunakan persamaan (2-70) dan (2-71), dan dikoreksi dengan menggunakan gambar 2.2.

Untuk Q_{1000} pada section 14 :

- *b* (lebar saluran) = 75 m
- *h* (tinggi muka air) = 1,617 m
- *v* (kecepatan aliran) = 12,853 m/detik
- *P* (keliling basah) = 78,235 m

- *L* (panjang saluran) = 120 m
- Θ (sudut kemiringan saluran) = 10º
- *I* (*slope*) = 0,178
- Langkah perhitungan :

Bilangan Vendernikov (V)

$$\underline{V} = \frac{2\ .\ b\ .\ v}{3\ .\ P\ .\ \sqrt{g\ .\ d\cos\theta}}$$

$$= \frac{2\ .\ 75\ .\ 12{,}853}{3\ .\ 78{,}235\ .\ \sqrt{9{,}81\ .\ 1{,}617\ \cos 10}}$$

= 2,078

Bilangan Montouri ($\underline{M}^2$)

$$\underline{M}^2 = \frac{v^2}{g\ .\ I\ .\ L\cos\theta}$$

$$= \frac{12{,}853^2}{9{,}81\ .\ 0{,}178\ .\ 120\cos 10}$$

= 0,802

Untuk perhitungan selanjutnya dan untuk mengetahui kriteria aliran getar pada setiap *section* saluran peluncur dapat dilihat pada tabel 4.61, 4.62 dan 4.63.

Tabel 4.61. Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Pada Q_{100}

No.	Section	b	h	v	P	L	Θ	I	V	M^2	Keterangan
		(m)	(m)	(m/detik)	(m)	(m)	º				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	14	75	1,139	13,230	77,278	120	10	0,178	2,581	0,85	Tanpa aliran getar
2	15	72,917	1,087	14,257	75,091	120	10	0,178	2,848	0,987	Tanpa aliran getar
3	16	70,833	1,051	15,176	72,936	120	10	0,178	3,083	1,118	Tanpa aliran getar
4	17	68,75	1,027	16,008	70,804	120	10	0,178	3,29	1,244	Tanpa aliran getar
5	18	66,667	1,011	16,771	68,688	120	10	0,178	3,473	1,366	Tanpa aliran getar
6	19	64,583	1,001	17,474	66,586	120	10	0,178	3,633	1,482	Tanpa aliran getar
7	20	62,5	0,997	18,128	64,495	120	10	0,178	3,773	1,595	Tanpa aliran getar
8	21	60,417	0,998	18,739	62,413	120	10	0,178	3,894	1,705	Tanpa aliran getar
9	22	58,333	1,003	19,314	60,339	120	10	0,178	3,999	1,811	Tanpa aliran getar
10	23	56,25	1,012	19,859	58,273	120	10	0,178	4,088	1,915	Tanpa aliran getar
11	24	54,167	1,024	20,376	56,215	120	10	0,178	4,162	2,016	Tanpa aliran getar
12	25	52,083	1,04	20,87	54,163	120	10	0,178	4,222	2,115	Tanpa aliran getar
13	26	50	1,059	21,344	52,118	120	10	0,178	4,268	2,212	Tanpa aliran getar

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.62. Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Pada Q_{1000}

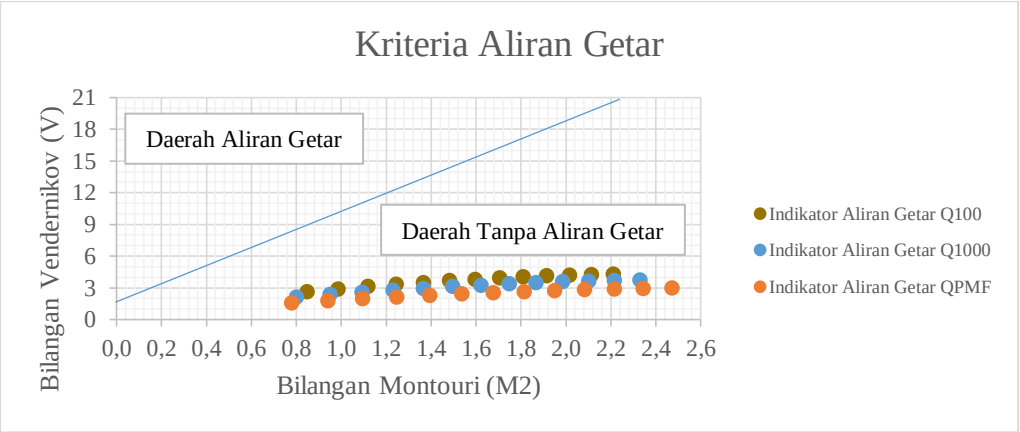
No.	Section	b	h	v	P	L	Θ	I	V	M^2	Keterangan
		(m)	(m)	(m/detik)	(m)	(m)	°				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	14	75	1,617	12,853	78,235	120	10	0,178	2,078	0,802	Tanpa aliran getar
2	15	72,917	1,528	13,993	75,973	120	10	0,178	2,33	0,951	Tanpa aliran getar
3	16	70,833	1,466	15,009	73,766	120	10	0,178	2,553	1,094	Tanpa aliran getar
4	17	68,75	1,424	15,929	71,597	120	10	0,178	2,75	1,232	Tanpa aliran getar
5	18	66,667	1,394	16,774	69,455	120	10	0,178	2,925	1,366	Tanpa aliran getar
6	19	64,583	1,375	17,556	67,333	120	10	0,178	3,08	1,496	Tanpa aliran getar
7	20	62,5	1,364	18,286	65,228	120	10	0,178	3,217	1,623	Tanpa aliran getar
8	21	60,417	1,36	18,97	63,137	120	10	0,178	3,338	1,747	Tanpa aliran getar
9	22	58,333	1,362	19,616	61,058	120	10	0,178	3,444	1,868	Tanpa aliran getar
10	23	56,25	1,37	20,228	58,99	120	10	0,178	3,534	1,987	Tanpa aliran getar
11	24	54,167	1,383	20,811	56,933	120	10	0,178	3,611	2,103	Tanpa aliran getar
12	25	52,083	1,401	21,368	54,885	120	10	0,178	3,675	2,217	Tanpa aliran getar
13	26	50	1,424	21,903	52,847	120	10	0,178	3,725	2,329	Tanpa aliran getar

Sumber : Hasil perhitungan

Tabel 4.63. Perhitungan Aliran Getar Saluran Peluncur Pada Q_{PMF}

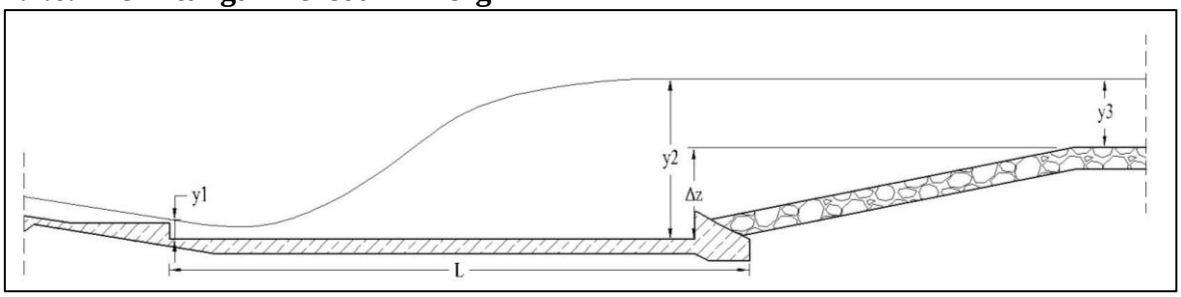
No.	Section	b	h	v	P	L	Θ	I	V	M^2	Keterangan
		(m)	(m)	(m/detik)	(m)	(m)	°				
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	14	75	2,706	12,664	80,411	120	10	0,178	1,54	0,779	Tanpa aliran getar
2	15	72,917	2,532	13,921	77,98	120	10	0,178	1,755	0,941	Tanpa aliran getar
3	16	70,833	2,414	15,027	75,662	120	10	0,178	1,942	1,096	Tanpa aliran getar
4	17	68,75	2,332	16,026	73,415	120	10	0,178	2,108	1,247	Tanpa aliran getar
5	18	66,667	2,275	16,942	71,217	120	10	0,178	2,255	1,394	Tanpa aliran getar
6	19	64,583	2,236	17,792	69,056	120	10	0,178	2,386	1,537	Tanpa aliran getar
7	20	62,5	2,212	18,587	66,924	120	10	0,178	2,503	1,677	Tanpa aliran getar
8	21	60,417	2,200	19,335	64,816	120	10	0,178	2,606	1,815	Tanpa aliran getar
9	22	58,333	2,198	20,044	62,729	120	10	0,178	2,697	1,95	Tanpa aliran getar
10	23	56,25	2,205	20,717	60,66	120	10	0,178	2,775	2,084	Tanpa aliran getar
11	24	54,167	2,221	21,359	58,609	120	10	0,178	2,841	2,215	Tanpa aliran getar
12	25	52,083	2,245	21,975	56,574	120	10	0,178	2,896	2,344	Tanpa aliran getar
13	26	50	2,278	22,565	54,555	120	10	0,178	2,939	2,472	Tanpa aliran getar

Sumber : Hasil perhitungan



Gambar 4.22. Grafik hubungan antara bilangan Vendernikov dan bilangan Montouri
Sumber : Perhitungan

4.4.6. Perhitungan Peredam Energi



Gambar 4.23. Sketsa konsep konstruksi peredam energi yang akan direncanakan pada Bendungan Seulimeum

Dari keseluruhan konsep perencanaan peredam energi diatas terdapat beberapa bagian diantarnya adalah :

1. L = Panjang lantai peredam energi
2. y1 = Tinggi muka air pada baagian hilir saluran peluncur
3. y2 = Tinggi muka air pada peredam energi
4. y3 = Tinggi muka air pada saluran pelepasan
5. Δz = Tinggi ambang pada akhir peredam energi

1. Perhitungan Kedalaman Aliran Pada Saluran Akhir

Saluran akhir merupakan saluran pelepasan dari peredam energi sebelum aliran menuju ke sungai asli. Oleh karena itu kedalaman aliran di hilir peredam energi sangat dipengaruhi oleh *rating curve* pada saluran akhir ini. Hasil dari perhitungan tinggi muka air di saluran akhir yang nantinya akan dipergunakan untuk menghitung ketinggian ambang di akhir peredam energi.

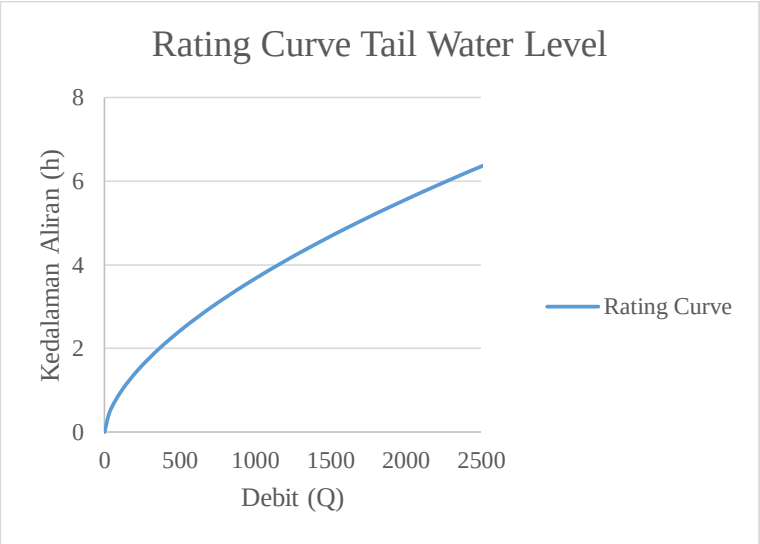
Berikut adalah perhitungan *rating curve* di saluran akhir :

Bentuk saluran	= Trapesium
Lebar dasar saluran	= 50 m
Z	= 1
Slope dasar saluran	= 0,003
Koefisien kekasaran manning (n)	= 0,025
Elevasi dasar saluran	= + 47

Tabel 4.64. Perhitungan Rating Curve Pada Saluran Akhir

No.	Kedalaman Aliran	Elevasi Muka Air	Luas Penampang Basah	Keliling Basah	Radius Hidrolik	Kecepatan Aliran	Debit	Bilangan Froude	Keterangan
	H		A	P	R	V	Q	Fr	
	m	m	m^2	m	m	m/detik	m^3/detik		
1	0		0	50	0	0	0	0	Sub Kritis
2	0,5	47,5	25,25	51,414	0,491	1,435	36,226	0,648	Sub Kritis
3	1	48	51	52,828	0,965	2,251	114,818	0,719	Sub Kritis
4	1,5	48,5	77,25	54,243	1,424	2,917	225,376	0,761	Sub Kritis
5	2	49	104	55,657	1,869	3,497	363,648	0,789	Sub Kritis
6	2,5	49,5	131,25	57,071	2,3	4,016	527,059	0,811	Sub Kritis
7	3	50	159	58,485	2,719	4,490	713,842	0,828	Sub Kritis
8	3,5	50,5	187,25	59,899	3,126	4,928	922,696	0,841	Sub Kritis
9	4	51	216	61,314	3,523	5,336	1152,628	0,852	Sub Kritis
10	4,5	51,5	245,25	62,728	3,91	5,72	1402,853	0,861	Sub Kritis
11	5	52	275	64,142	4,287	6,083	1672,746	0,869	Sub Kritis
12	5,5	52,5	305,25	65,556	4,656	6,427	1961,797	0,875	Sub Kritis
13	6	53	336	66,971	5,017	6,755	2269,59	0,88	Sub Kritis
14	6,5	53,5	367,25	68,385	5,37	7,068	2595,78	0,885	Sub Kritis
15	7	54	399	69,799	5,716	7,369	2940,085	0,889	Sub Kritis

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.24. *Rating curve* di saluran akhir
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.65. Rekapitulasi Tinggi Muka Air Pada Saluran Akhir

Kala Ulang	Debit Outflow Banjir Rancangan	Kedalaman Aliran	Kecepatan Aliran	Bilangan Froude
T	Q_T	H_T	V_T	Fr
Tahun	(m^3/detik)	(m)	(m.detik)	
100	1130,116	3,951	5,296	0,851
1000	1559,069	4,789	5,93	0,865
PMF	2569,817	6,46	7,043	0,885

Sumber : Perhitungan

2. Perhitungan Desain Peredam Energi

Perhitungan perencanaan peredam energi terdapat beberapa langkah. Berikut langkah-langkah pengerjaannya :

1. Perhitungan tinggi ambang pada akhir peredam energi

Pada perencanaan tinggi ambang ini akan direncanakan dengan Q_{1000}. Agar pada saat saluran akhir dialiri Q_{1000} diharapkan tinggi muka air pada y_2 dan y_3 hampir sejajar. Dari analisa hidrolika profil muka air untuk Q_{1000} diperoleh nilai sebagai berikut :

- Debit *outflow* Q_{1000} (Q) = 1559,069 m^3/detik
- Kedalaman air di akhir saluran peluncur (y_1) = 1,424 m
- Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur (Fr_1) = 5,861

Dari perhitungan kedalaman aliran pada saluran akhir untuk Q_{1000} diperoleh tinggi muka air (y_3) = 4,789 m.

Perhitungan perencanaan tinggi ambang pada akhir peredam energi ini menggunakan persamaan (2-74). Berikut contoh perhitungannya :

$$\left(\frac{y_3}{y_1}\right)^2 = 1 + 2Fr^2\left(1 + \frac{y_1}{y_3}\right) + \frac{\Delta z}{y_1}\left(\frac{\Delta z}{y_1} - \sqrt{1 + 8F_r^{\,2}} + 1\right)$$

$$\left(\frac{4{,}789}{1{,}424}\right)^2 = 1 + 2 \,.\, 5{,}861^2\left(1 + \frac{1{,}424}{4{,}789}\right) + \frac{\Delta z}{1{,}424}\left(\frac{\Delta z}{1{,}424} - \sqrt{1 + 8 \,.\, 5{,}861^2} + 1\right)$$

$$\Delta z = 6{,}32 \text{ m}$$

Maka dari hasil perhitungan diperoleh tinggi ambang pada akhir peredam energi sebesar 6,32 m.

2. Perhitungan desain lantai peredam energi

Perencanaan desain peredam energi dihitung menggunakan Q_{100}. Dari analisa hidrolika pada akhir saluran peluncur didapatkan data sebagai berikut :

- Elv. Akhir saluran peluncur = + 40,68
- Debit *outflow* Q_{100} (Q) = 1130,116 m^3/detik
- Lebar akhir saluran peluncur (B) = 50 m
- Debit persatuan lebar (q) $= \frac{Q}{B}$

  $= \frac{1130{,}116}{50}$

  = 22,602 m^3/detik
- Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur (Fr_1) = 6,622
- Kecepatan aliran di akhir saluran peluncur (v_1) = 21,344 m/detik

- Kedalaman air di akhir saluran peluncur (y_1) = 1,059 m
- Kedalaman konjugasi (y_2) $= \frac{d_1}{2}\sqrt{1 + 8{F_1}^2} - 1$

  $= \frac{1{,}059}{2}\sqrt{1 + 8 \,.\, 6{,}622^2} - 1$

  = 9,402 m

Sehingga pada perencanaan kolam olak menggunakan USBR tipe II (q > 45 m3/detik/m, v > 18 m/detik, Fr > 4,5). Berikut ini merupakan perhitungan kolam olak USBR tipe II :

- y_1 = d_1 = 1,059 m ⟶ direncanakan d_1 = 1,1 m
- y_2 = d_2 = 9,402 m
- $0{,}5\ y_1$ = 0,5 . 1,059

  = 0,529 m ⟶ direncanakan 0,5 d_1 = 0,55 m
- $0{,}2\ .\ y_2$ = 0,2 . 9,402

  = 1,88 m ⟶ direncanakan 0,2 . y_2 = 1,9 m
- $0{,}15\ .\ y_2$ = 0,15 . 9,402

  = 1,41 m ⟶ direncanakan 0,15 . y_2 = 1,5 m
- $0{,}02\ .\ y_2$ = 0,02 . 9,402

  = 0,188 m ⟶ direncanakan 0,02 . y_2 = 0,2 m

Maka :

- Elevasi muka air peredam energi y_2 = 40,68 + y_2

  = 40,68 + 9,402

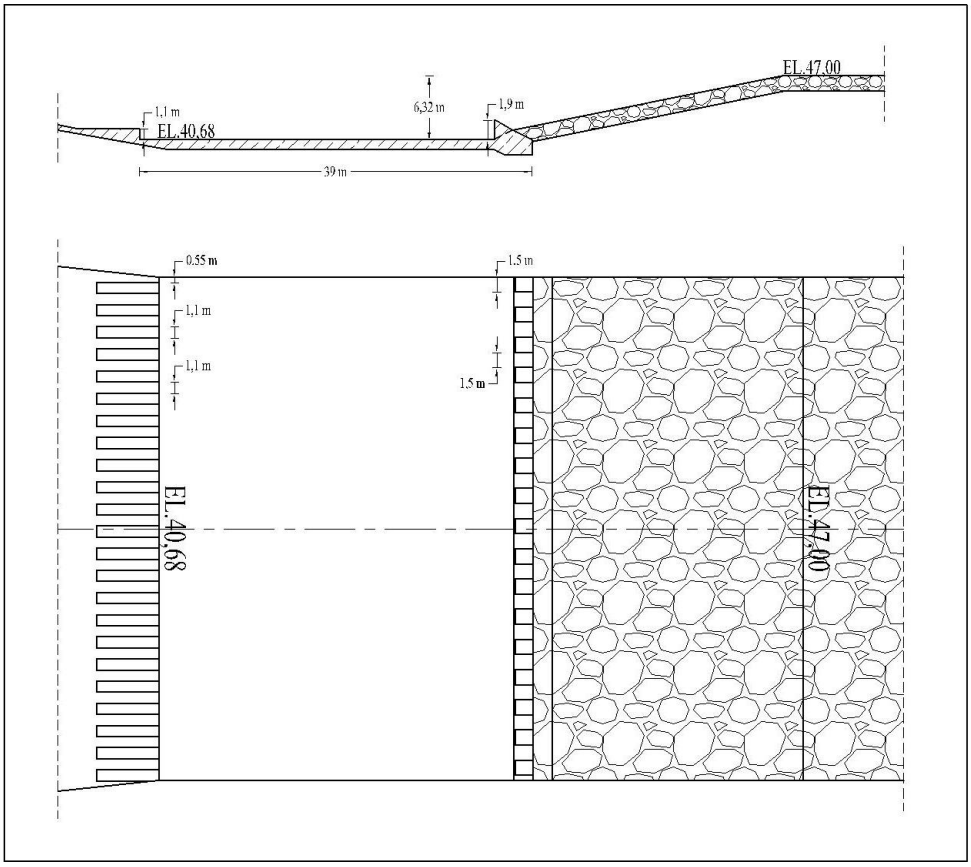
  = + 50,082
- Tinggi muka air pada saluran akhir (y_3) = 3,951 m

  Dari perhitungan didapatkakan nilai Δz = 6,32 m.
- Elevasi muka air pada saluran akhir y_3 = 40,68 + Δz + y_3

  = 40,68 + 6,32 + 3,951

  = + 50,951
- Perbedaan elevasi antar y_2 dan y_3 = 50,082 – 50,951

  = -0,869 m



Gambar 4.25. Desain peredam energi
Sumber : Perhitungan

Perencanaan desain lantai peredam energi dihitung dengan menggunakan Q_{100} dan dikontrol dengan menggunakan Q_{1000}.

3. Kontrol desain lantai peredam energi

Peredam energi dikontrol dengan menggunakan Q_{1000}. Dari analisa hidrolika pada akhir saluran peluncur untuk mengkontrol lantai peredam energi didapatkan data sebagai berikut :

- Elv. Akhir saluran peluncur = + 40,68
- Debit *outflow* Q_{1000} (Q) = 1559,069 m^3/detik
- Lebar akhir saluran peluncur (*B*) = 50 m
- Debit persatuan lebar (*q*) $= \frac{Q}{B}$

  $= \frac{1559{,}069}{50}$

  = 31,181 m^3/detik
- Bilangan *Froude* di akhir saluran peluncur (Fr_1) = 5,861

- Kecepatan aliran di akhir saluran peluncur (v_1) = 21,903 m/detik
- Kedalaman air di akhir saluran peluncur (y_1) = 1,424 m
- Kedalaman konjugasi (y_2) $= \frac{d_1}{2}\sqrt{1 + 8\,F_1{}^2} - 1$

  $= \frac{1,424}{2}\sqrt{1 + 8\,.\,5,861^{\,2}} - 1$

  = 11,11 m

Maka :

- Elevasi muka air peredam energi y_2 = 40,68 + y_2

  = 40,68 + 11,11

  = + 51,79
- Tinggi muka air pada saluran akhir (y_3) = 4,789 m

  Dari perhitungan didapatkakan nilai Δz = 6,32 m.
- Elevasi muka air pada saluran akhir y_3 = 40,68 + 6,32 + y_3

  = 40,68 + 6,32 + 4,789

  = + 51,789
- Perbedaan elevasi antar y_2 dan y_3 = 51,79 – 51,789

  = 0 m

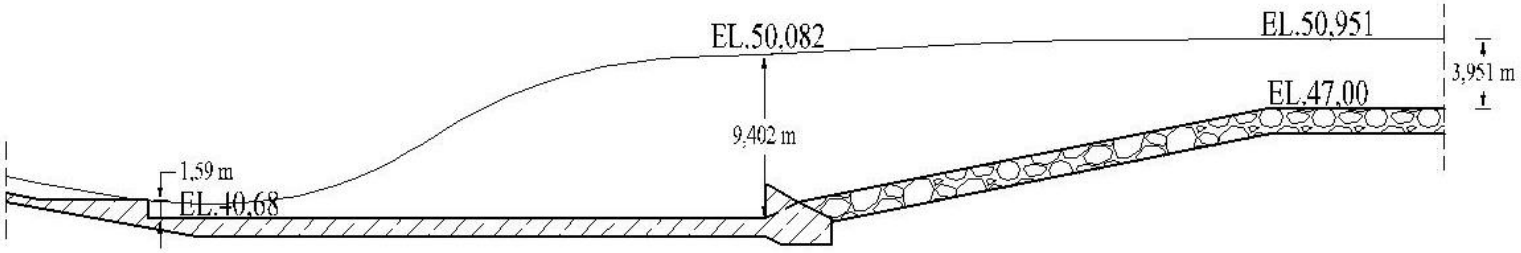
Hasil rekapitulasi perhitungan profil muka air peredam energi Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} akan dilanjutkan pada tabel 4.66 dibawah ini :

Tabel 4.66. Rekapitulasi Profil Aliran Pada Peredam Energi

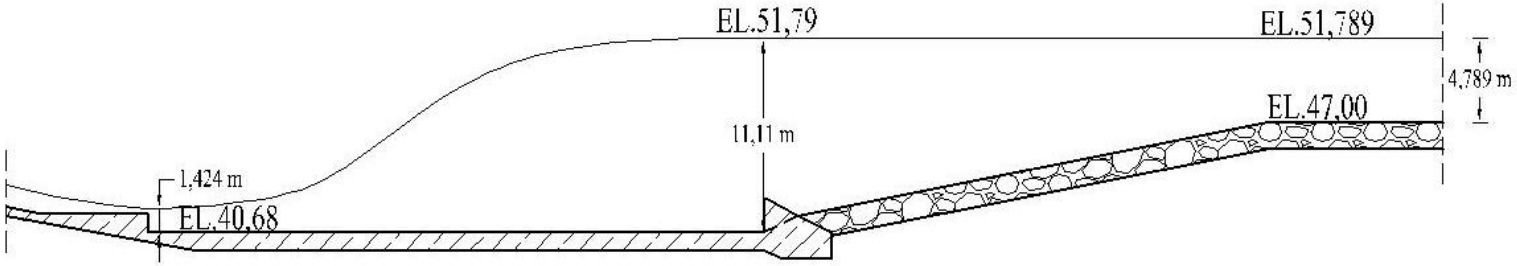
Kala Ulang	Debit (Q)	q	V	y_1	F_1	Elv. Dasar	y_2	y_3	Δz	Elv. y_2	Elv. y_3	Beda Elv y_2 dan y_2
	(m3/detik)	(m3/detik/m)	(m/detik)	(m)			(m)	(m)	(m)			(m)
Q_{100}	1130,116	22,602	21,344	1,059	6,622	40,68	9,402	3,951	6,32	50,082	50,951	-0,869
Q_{1000}	1559,069	31,181	21,903	1,424	5,861	40,68	11,11	4,789	6,32	51,79	51,789	0
Q_{PMF}	2569,817	51,396	22,565	2,278	4,774	40,68	14,28	6,46	6,32	54,96	53,46	1,5

Sumber : Perhitungan

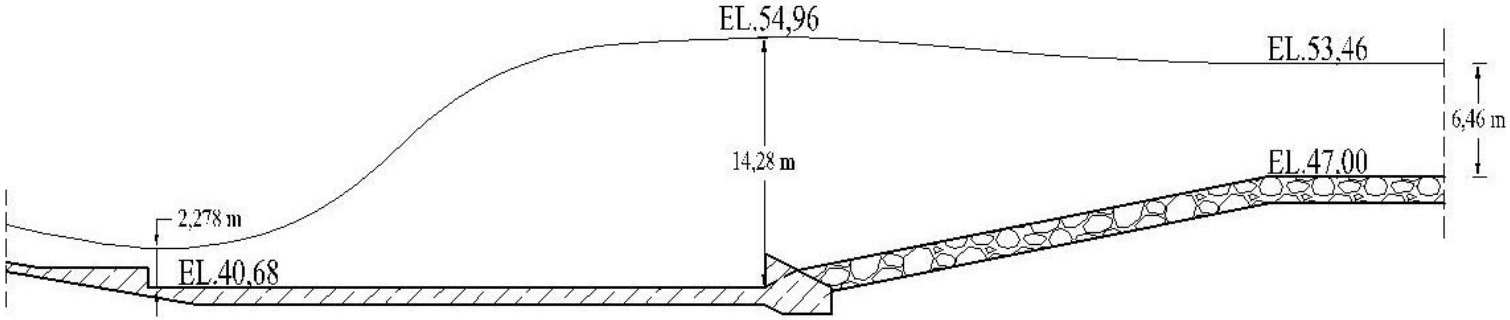
Profil muka air Q_{100}, Q_{1000} dan Q_{PMF} terdapat pada gambar 4.26, 4.27 dan 4.28.



Gambar 4.26. Profil muka air pada peredam energi Q100
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.27. Profil muka air pada peredam energi Q1000
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan



Gambar 4.28. Profil muka air pada peredam energi QPMF
Skala 1 : 400
Sumber : Perhitungan

4. Perencanaan tinggi jagaan pada peredam energi

Untuk menghitung tinggi jagaan pada peredam energi menggunakan persamaan (2-48), (2-49) dan (2-50). Dari ketiga persaman tersebut dipilih tinggi jagaan yang paling aman, dan akan diuraikan sepeti perhitungan di bawah :

- Tinggi muka air pada Q_{1000} (y_2) = 11,11 m
- Tinggi muka air pada Q_{PMF} (y_2) = 14,28 m
- Elv. dasar saluran = + 40,68
- Elv. muka air Q_{1000} = Elv. dasar saluran + tinggi muka air Q_{1000}
  = 40,68 + 11,11
  = + 51,79
- Elv. muka air Q_{PMF} = Elv. dasar saluran + tinggi muka air Q_{PMF}
  = 40,68 + 14,28
  = + 54,96
- Kecepatan Q_{1000} = 21,903 m/detik
- Tinggi jagaan

$F_b = 0,6 + 0,037 \cdot V \cdot d^{1/3}$

$= 0,6 + 0,037 \cdot 21,903 \cdot 11,11^{1/3}$

$= 2,407$ m

$F_b = C \cdot V \cdot d^{0,5}$

$= 0,1 \cdot 21,903 \cdot 11,11^{0,5}$

$= 7,3$ m

$F_b = \frac{1}{3} \cdot d$

$= \frac{1}{3} \cdot 11,11$

$= 3,703$ m

Tabel 4.67. Elevasi Tinggi Jagaan Peredam Energi Pada Tiap-tiap Rumus

Rumus	Tinggi Jagaan	Tinggi Muka Air Q1000	Tinggi Total	Setelah Dibulatkan	Elv. Dasar Saluran	Elv. Jagaan
	m	m	m	m		
0,6+0,037.V.d^1/3	2,407	11,11	13,516	14	40,68	54,68
C.V.d^1/2	7,3	11,11	18,41	19	40,68	59,68
1/3 * h	3,703	11,11	14,813	15	40,68	55,68

Sumber : Perhitungan

- Elevasi jagaan harus lebih tinggi dari pada elevasi tinggi muka air pada Q_{PMF} agar saluran tersebut bisa dinyatakan aman dan tidak meluber (*overtopping*) ketika dialiri Q_{PMF}.

Tabel 4.68. Hasil Kontrol Antara Elevasi Jagaan Dan Elevasi Muka Air Q_{PMF} Pada Peredam Energi

Rumus	Elv. Jagaan	Elv. Tinggi Muka Air QPMF	Keterangan
	1	2	1>2
0,6+0,037.V.d^1/3	54,68	54,96	gak aman
C.V.d^1/2	59,68	54,96	aman
1/3 * h	55,68	54,96	aman

Sumber : Perhitungan

- Dari ketiga rumus tersebut dipilihlah kondisi yang aman. Jika dari rumus dinyatakan aman maka dipilihlah elevasi yang paling rendah yaitu +55,68.

4.5. Analisa Daya Dukung Tanah

Analisa daya dukung tanah mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi yang bekerja diatasnya. Fondasi adalah bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban akibat berat struktur secara langsung ke tanah yang terletak dibawahnya.

Kapasitas daya dukung tanah pada daerah studi ini yang didapatkan dari hasil pengujian lapangan yaitu menggunakan hasil uji *Standart Penetration Text* (SPT) yang dilakukan oleh konsultan perencana. Data bor log terdapat pada Tabel 3.4., Tabel 3.5. dan Tabel 3.6.

4.5.1. Daya Dukung Tanah Pada Tubuh Pelimpah

Pada perhitungan daya dukung tanah pada pelimpah menggunakan tabel *bor log* BSP-1. Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai fondasi pada konstruksi ambang pelimpah yaitu batu pasir lanauan, berbutir halus seragam, padat, sementasi lemah sampai dengan sedang, ada pecahan kulit kerang dan sisipan organik sisa tumbuhan, ada sisipan batu bara tipis dengan sudut 15º, berwarna abu-abu segar kehijauan. Nilai N yang didapat adalah > 50, maka ditentukan N sebesar 50. Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah, sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi.

Untuk mereduksi nilai N maka digunakanlah persamaan (2-74) seperti perhitungan berikut :

$$N_{koreksi} = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

$$= 15 + \frac{1}{2}(50 - 15)$$

$$= 32,5$$

Fondasi yang direncana pada pelimpah memilik lebar > 1,2 meter, lebar fondasi pelimpah (B) sebesar 9,122 m. Maka diberi faktor kedalaman fondasi (Kd). Untuk kedalaman fondasi pelimpah (D) sebesar 6 meter. Berdasarkan persamaan (2-76), maka analisa daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan berikut :

$$K_d = (1 + 0,33\frac{D}{B})$$

$$= (1 + 0,33\frac{6}{9,122})$$

$$= 1,217 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = 12,5 \,.\, N\left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12,5 \,.\, 32,5\left(\frac{9,122 + 0,3}{9,122}\right)^2 .\, 1,217$$

$$= 527,486 \text{ kN/m}^2$$

$$= 53,77 \text{ ton/m}^2$$

4.5.2. Daya Dukung Tanah Pada Dinding Saluran Transisi

Pada perhitungan daya dukung tanah pada dinding saluran transisi menggunakan tabel *bor log* BSP-1. Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai fondasi pada konstruksi dinding saluran transisi yaitu batu pasir lanauan, berbutir halus seragam, padat, sementasi lemah sampai dengan sedang, ada pecahan kulit kerang dan sisipan organik sisa tumbuhan, ada sisipan batu bara tipis dengan sudut 15º, berwarna abu-abu segar kehijauan. Nilai N yang didapat adalah > 50, maka ditentukan N sebesar 50. Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah, sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi.

Untuk mereduksi nilai N maka digunakanlah persamaan (2-74) seperti perhitungan berikut :

$$N_{koreksi} = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

$$= 15 + \frac{1}{2}(50 - 15)$$

$$= 32,5$$

Fondasi yang direncana pada dinding saluran transisi memilik lebar > 1,2 meter, lebar fondasi dinding saluran transisi (B) sebesar 3,5 m. Maka diberi faktor kedalaman fondasi (Kd). Untuk kedalaman fondasi dinding saluran transisi (D) sebesar 0,75 meter. Berdasarkan persamaan (2-76), maka analisa daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan berikut :

$$K_d = (1 + 0,33\frac{D}{B})$$

$$= (1 + 0,33\frac{0,75}{3,5})$$

$$= 1,071 \text{ ton/m}^2$$

$$q_a = 12,5 \,.\, N\left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 Kd$$

$$= 12,5 \,.\, 32,5\left(\frac{3,5 + 0,3}{3,5}\right)^2 .\, 1,071$$

$$= 512,741 \text{ kN/m}^2$$

$$= 52,267 \text{ ton/m}^2$$

4.5.3. Daya Dukung Tanah Pada Dinding Saluran Peluncur

Pada perhitungan daya dukung tanah pada dinding saluran peluncur menggunakan tabel *bor log* BSP-2. Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai fondasi pada konstruksi dinding saluran peluncur yaitu batu pasir lanauan, berbutir halus seragam, padat, sementasi lemah sampai dengan sedang, ada pecahan kulit kerang dan sisipan organik sisa tumbuhan, berwarna abu-abu segar kehijauan. Nilai N yang didapat adalah > 50, maka ditentukan N sebesar 50. Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah, sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi.

Untuk mereduksi nilai N maka digunakanlah persamaan (2-74) seperti perhitungan berikut :

$$N_{koreksi} = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

$= 15 + \frac{1}{2}(50 - 15)$

$= 32,5$

Fondasi yang direncana pada dinding saluran peluncur memilik lebar > 1,2 meter, lebar fondasi dinding saluran peluncur (B) sebesar 2,75 m. Maka diberi faktor kedalaman fondasi (Kd). Untuk kedalaman fondasi dinding saluran peluncur (D) sebesar 0,5 meter. Berdasarkan persamaan (2-76), maka analisa daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan berikut :

$K_d = (1 + 0,33 \frac{D}{B})$

$= (1 + 0,33 \frac{0,5}{2,75})$

$= 1,06$ ton/m^2

$q_a = 12,5 \,.\, N \left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 Kd$

$= 12,5 \,.\, 32,5 \left(\frac{2,75 + 0,3}{2,75}\right)^2 \,.\, 1,06$

$= 529,704$ kN/m^2

$= 53,996$ ton/m^2

4.5.4. Daya Dukung Tanah Pada Dinding Peredam Energi

Pada perhitungan daya dukung tanah pada dinding peredam energi menggunakan tabel *bor log* BSP-3. Dengan melihat hasil *bor log* yang mana jenis tanah yang akan digunakan sebagai fondasi pada konstruksi dinding peredam energi yaitu batu lanau lempungan, segar, padat sampai dengan sangat padat, sementasi lemah sampai dengan sedang, berlapis-lapis dengan tebal 0,5 m sampai dengan 2 meter, ada sisa cangkang dan organik sisa tumbuh-tumbuhan, berwarna abu-abu kehijauan. Nilai N yang didapat adalah > 50, maka ditentukan N sebesar 50. Terzaghi (1943) menyarankan jika tanah mengandung pasir halus atau pasir berlanau yang terletak dibawah muka air tanah, sebelum N digunakan dalam hitungan kapasitas dukung, nilainya harus direduksi.

Untuk mereduksi nilai N maka digunakanlah persamaan (2-74) seperti perhitungan berikut :

$N_{koreksi} = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$

$= 15 + \frac{1}{2}(50 - 15)$

$= 32,5$

Fondasi yang direncana pada dinding peredam energi memilik lebar > 1,2 meter, lebar fondasi dinding peredam energi (B) sebesar 10 m. Maka diberi faktor kedalaman fondasi (Kd). Untuk kedalaman fondasi dinding peredam energi (D) sebesar 1,5 meter. Berdasarkan persamaan (2-76), maka analisa daya dukung tanah ijin dihitung dengan persamaan berikut :

$K_d = (1 + 0,33 \frac{D}{B})$

$= (1 + 0,33 \frac{1,5}{10})$

$= 1,05$ ton/m^2

$q_a = 12,5 \,.\, N \left(\frac{B + 0,3}{B}\right)^2 Kd$

$= 12,5 \,.\, 32,5 \left(\frac{10 + 0,3}{10}\right)^2 \,.\, 1,05$

$= 452,325$ kN/m^2

$= 46,109$ ton/m^2

4.6. Analisa Koefisien Gempa

Gempa sangatlah berpengaruh terhadap sebuah konstruksi. Maka dalam merencanakan sebuah konstruksi pengaruh gempah harus sangat diperhitungkan. Pada perencanaan bangunan pelimpah bendungan Seulimeum ini penulis mengacu pada SNI 1726 : 2012.

4.6.1. Analisa Koefisien Gempa Pada Pelimpah

Sebelum menghitung koefisien gempa atau koefisien respon seismik adalah menghitung batas maksimal yang tidak perlu terlampaui oleh koefisien respon seismik menggunakan persamaan (2-97).

Sedangkan untuk lokasi yang memiliki S1 sama dengan atau lebih dari 0,6 g maka harus dihitung batas minimalnya menggunakan persamaan (2-98). Pada kecamatan Seulimeum setelah ditelusuri menggunakan *website* puskim.pu.go.id didapat nilai S1 sebesar 0,622 g sehingga perlu dihitung batas minimal dan nilai koefisien respon seismik tidak boleh kurang dari hasil perhitungan batas minimal.

Berikut perhitungan batas maksimal dan batas minimal untuk koefisien respon seismik pada konstruksi pelimpah :

1. Batas maksimal
   - Nilai S_{D1} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,415 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Nilai T dihitung menggunakan persamaan (2-99). Sebelum menghitung T dibutuh kan nilai C_t dan x yang didapat dari tabel 2.16, dan didapatkan nilai C_t sebesar 0,0448 sedangkan nilai x sebesar 0,75 dan untuk tinggi konstruksinya 8 m.

$$T = C_t \cdot h_n^x$$
$$= 0{,}0448 \cdot 8^{0{,}75}$$
$$= 0{,}232$$

   - Dari persamaan (2-97) didapatkan nilai batas maksimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{max} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$
$$= \frac{0{,}415}{0{,}232 \cdot \left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$
$$= 0{,}447 \text{ g}$$

2. Batas minimal
   - Nilai S_1 yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,622 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Dari persamaan (2-98) didapatkan nilai batas minimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{min} = \frac{0{,}5 \cdot S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}5\ .\ 0{,}622}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

= 0,078 g

Dari perhitungan diatas didapat batas minimal sebesar 0,078 g dan batas maksimal sebesar 0,447 g pada koefisien respon seismik. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi pelimpah dengan menggunakan persamaan (2-96) seperti berikut :

- Nilai S_{DS} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,922 g.
- Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
- Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.

$$Cs_{perlu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}922}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

= 0,231 g

Maka didapatkan koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi pelimpah sebesar 0,231 g. Angka koefisien respon seismik yang didapat tidak kurang dari batas minimal dan tidak lebih dari batas maksimal koefisien respon seismik yang sudah dihitung sebelumnya.

$Cs_{min} < Cs_{perlu} < Cs_{max}$

0,078 < 0,231 < 0,447.....OK

4.6.2. Analisa Koefisien Gempa Pada Dinding Saluran Transisi

Sebelum menghitung koefisien gempa atau koefisien respon seismik adalah menghitung batas maksimal yang tidak perlu terlampaui oleh koefisien respon seismik menggunakan persamaan (2-97).

Sedangkan untuk lokasi yang memiliki S1 sama dengan atau lebih dari 0,6 g maka harus dihitung batas minimalnya menggunakan persamaan (2-98). Pada kecamatan Seulimeum setelah ditelusuri menggunakan *website* puskim.pu.go.id didapat nilai S1 sebesar 0,622 g

sehingga perlu dihitung batas minimal dan nilai koefisien respon seismik tidak boleh kurang dari hasil perhitungan batas minimal.

Berikut perhitungan batas maksimal dan batas minimal untuk koefisien respon seismik pada konstruksi dinding saluran transisi :

1. Batas maksimal
   - Nilai S_{D1} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,415 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Nilai T dihitung menggunakan persamaan (2-99). Sebelum menghitung T dibutuh kan nilai C_t dan x yang didapat dari tabel 2.16, dan didapatkan nilai C_t sebesar 0,0448 sedangkan nilai x sebesar 0,75 dan untuk tinggi konstruksinya 4,5 m.

$$T = C_t \cdot h_n^x$$
$$= 0{,}0448 \cdot 4{,}5^{0{,}75}$$
$$= 0{,}151$$

   - Dari persamaan (2-97) didapatkan nilai batas maksimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{maks} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$
$$= \frac{0{,}415}{0{,}151 \cdot \left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$
$$= 0{,}688 \text{ g}$$

2. Batas minimal
   - Nilai S_1 yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,622 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Dari persamaan (2-98) didapatkan nilai batas minimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{min} = \frac{0,5\ .\ S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,5\ .\ 0,622}{\left(\frac{5}{1,25}\right)}$$

= 0,078 g

Dari perhitungan diatas didapat batas minimal sebesar 0,078 g dan batas maksimal sebesar 0,688 g pada koefisien respon seismik. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding saluran transisi dengan menggunakan persamaan (2-96) seperti berikut :

- Nilai S_{DS} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,922 g.
- Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
- Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.

$$Cs_{perlu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0,922}{\left(\frac{5}{1,25}\right)}$$

= 0,231 g

Maka didapatkan koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding saluran transisi sebesar 0,231 g. Angka koefisien respon seismik yang didapat tidak kurang dari batas minimal dan tidak lebih dari batas maksimal koefisien respon seismik yang sudah dihitung sebelumnya.

$Cs_{min} < Cs_{perlu} < Cs_{max}$

0,078 < 0,231 < 0,688.....OK

4.6.3. Analisa Koefisien Gempa Pada Dinding Saluran Peluncur

Sebelum menghitung koefisien gempa atau koefisien respon seismik adalah menghitung batas maksimal yang tidak perlu terlampaui oleh koefisien respon seismik menggunakan persamaan (2-97).

Sedangkan untuk lokasi yang memiliki S1 sama dengan atau lebih dari 0,6 g maka harus dihitung batas minimalnya menggunakan persamaan (2-98). Pada kecamatan Seulimeum

setelah ditelusuri menggunakan *website* puskim.pu.go.id didapat nilai S1 sebesar 0,622 g sehingga perlu dihitung batas minimal dan nilai koefisien respon seismik tidak boleh kurang dari hasil perhitungan batas minimal.

Berikut perhitungan batas maksimal dan batas minimal untuk koefisien respon seismik pada konstruksi dinding saluran peluncur :

1. Batas maksimal
   - Nilai S_{D1} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,415 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Nilai T dihitung menggunakan persamaan (2-99). Sebelum menghitung T dibutuh kan nilai C_t dan x yang didapat dari tabel 2.16, dan didapatkan nilai C_t sebesar 0,0448 sedangkan nilai x sebesar 0,75 dan untuk tinggi konstruksinya 3,5 m.

$$T = C_t \cdot h_n^x$$
$$= 0{,}0448 \cdot 3{,}5^{0{,}75}$$
$$= 0{,}125$$

   - Dari persamaan (2-97) didapatkan nilai batas maksimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{maks} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$
$$= \frac{0{,}415}{0{,}125 \cdot \left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$
$$= 0{,}831 \text{ g}$$

2. Batas minimal
   - Nilai S_1 yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,622 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.

- Dari persamaan (2-98) didapatkan nilai batas minimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{min} = \frac{0{,}5\ .\ S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}5\ .\ 0{,}622}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

$$= 0{,}078 \text{ g}$$

Dari perhitungan diatas didapat batas minimal sebesar 0,078 g dan batas maksimal sebesar 0,831 g pada koefisien respon seismik. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding saluran peluncur dengan menggunakan persamaan (2-96) seperti berikut :

- Nilai S_{DS} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,922 g.
- Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
- Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.

$$Cs_{perlu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}922}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

$$= 0{,}231 \text{ g}$$

Maka didapatkan koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding saluran peluncur sebesar 0,231 g. Angka koefisien respon seismik yang didapat tidak kurang dari batas minimal dan tidak lebih dari batas maksimal koefisien respon seismik yang sudah dihitung sebelumnya.

$Cs_{min} < Cs_{perlu} < Cs_{max}$

0,078 < 0,231 < 0,831.....OK

4.6.4. Analisa Koefisien Gempa Pada Dinding Peredam Energi

Sebelum menghitung koefisien gempa atau koefisien respon seismik adalah menghitung batas maksimal yang tidak perlu terlampaui oleh koefisien respon seismik menggunakan

persamaan (2-97).

Sedangkan untuk lokasi yang memiliki S1 sama dengan atau lebih dari 0,6 g maka harus dihitung batas minimalnya menggunakan persamaan (2-98). Pada kecamatan Seulimeum setelah ditelusuri menggunakan *website* puskim.pu.go.id didapat nilai S1 sebesar 0,622 g sehingga perlu dihitung batas minimal dan nilai koefisien respon seismik tidak boleh kurang dari hasil perhitungan batas minimal.

Berikut perhitungan batas maksimal dan batas minimal untuk koefisien respon seismik pada konstruksi dinding peredam energi :

1. Batas maksimal
   - Nilai S_{D1} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,415 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
   - Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
   - Nilai T dihitung menggunakan persamaan (2-99). Sebelum menghitung T dibutuh kan nilai C_t dan x yang didapat dari tabel 2.16, dan didapatkan nilai C_t sebesar 0,0448 sedangkan nilai x sebesar 0,75 dan untuk tinggi konstruksinya 16 m.

$$T = C_t \cdot h_n^x$$
$$= 0{,}0448 \cdot 16^{0{,}75}$$
$$= 0{,}39$$

   - Dari persamaan (2-97) didapatkan nilai batas maksimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{maks} = \frac{S_{D1}}{T \cdot \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$
$$= \frac{0{,}415}{0{,}39 \cdot \left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$
$$= 0{,}266 \text{ g}$$

2. Batas minimal
   - Nilai S_1 yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,622 g.
   - Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.

- Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.
- Dari persamaan (2-98) didapatkan nilai batas minimal koefisien respon seismik sebesar :

$$Cs_{min} = \frac{0{,}5\ .\ S_1}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}5\ .\ 0{,}622}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

$$= 0{,}078 \text{ g}$$

Dari perhitungan diatas didapat batas minimal sebesar 0,078 g dan batas maksimal sebesar 0,266 g pada koefisien respon seismik. Maka langkah selanjutnya adalah menghitung koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding peredam energi dengan menggunakan persamaan (2-96) seperti berikut :

- Nilai S_{DS} yang ditelusuri melalui *website* puskim.pu.go.id pada Kecamatan Seulimeum didapatkan sebesar 0,922 g.
- Nilai R yang didapat dari tabel 9 pada SNI 1726 : 2012 sebesar 5.
- Nilai I_e ditentukan terlebih dahulu menggunakan tabel 2.14 dan didapatkan tergolong pada kategori resiko III. Kemudian ditentukan menggunakan tabel 2.15 dan nilai I_e yang didapat sebesar 1,25.

$$Cs_{perlu} = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= \frac{0{,}922}{\left(\frac{5}{1{,}25}\right)}$$

$$= 0{,}231 \text{ g}$$

Maka didapatkan koefisien respon seismik yang akan digunakan pada perencanaan stabilitas konstruksi dinding peredam energi sebesar 0,231 g. Angka koefisien respon seismik yang didapat tidak kurang dari batas minimal dan tidak lebih dari batas maksimal koefisien respon seismik yang sudah dihitung sebelumnya.

$Cs_{min} < Cs_{perlu} < Cs_{max}$

0,078 < 0,231 < 0,266.....OK

4.7. Analisa Stabilitas Konstruksi

Dalam analisa stabilitas konstruksi ini dilakukan perhitungan stabilitas terhadap faktor keamanan sebagai berikut :

- Faktor keamanan konstruksi terhadap guling
- Faktor keamanan konstruksi terhadap geser
- Faktor keamanan konstruksi terhadap daya dukung tanah terhadap fondasi

4.7.1. Analisa Stabilitas Konstruksi Pada Pelimpah

Analisa stabilitas dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari tubuh pelimpah. Pada perhitungan stabilitas pelimpah juga dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban yang terjadi pada konstruksi tersebut. Pembebanan dapat berupa pembebanan vertikal (gaya berat dari konstruksi tubuh pelimpah sendiri, berat air yang mengalir di atas konstruksi tubuh pelimpah dan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*)) dan pembebanan horizontal (gaya berat dari konstruksi tubuh pelimpah sendiri yang dipengaruhi oleh gempa, tekanan air (statis dan dinamis) dan tekanan tanah (aktif dan pasif)).

Konstruksi tubuh pelimpah perlu dianalisa dengan beberapa kondisi yaitu :

1. Ditinjau pada saat kondisi normal atau tanpa gempa
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan kosong
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan penuh
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan banjir Q_{pmf}
2. Ditinjau pada saat kondisi terjadinya gempa
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan kosong
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan penuh
   - Tubuh pelimpah dalam keadaan banjir Q_{pmf}

4.7.1.1.Jalur Rembesan Pada Tubuh Pelimpah

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air di hulu dan hilir yang bekerja pada dasar fondasi tubuh pelimpah. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan jalur rembesanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) yang diterima oleh tubuh pelimpah.

Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) dihitung dengan menggunakan persamaan (2-80) seperti yang disajikan pada tabel-tabel dibawah ini :

- Tubuh pelimpah kondisi kosong

  ΔH hulu dan hilir = 0 m

Tabel 4.69. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Pelimpah Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0	0	0
	A - B	4,5					
B					4,5	0	0
	B - C	1,5					
C					6	0	0
	C - D		5,622	1,874			
D					7,874	0	0
	D - E	1,5					
E					9,374	0	0
	E - F		1,5	0,5			
F					9,874	0	0
	F - G	1,5					
G					11,374	0	0
Panjang Rembesan Total					11,374		

Sumber : Perhitungan

- Tubuh pelimpah kondisi penuh

  ΔH hulu dan hilir = 5 m

Tabel 4.70. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Pelimpah Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0	2	2
	A - B	4,5					
B					4,5	6,5	4,522
	B - C	1,5					
C					6	7,5	4,862
	C - D		5,622	1,874			
D					7,874	7,5	4,039
	D - E	1,5					
E					9,374	6,5	2,379
	E - F		1,5	0,5			
F					9,874	6,5	2,159
	F - G	1,5					
G					11,374	5	0
Panjang Rembesan Total					11,374		

Sumber : Perhitungan

- Tubuh pelimpah kondisi banjir Q_{pmf}

  ΔH hulu dan hilir = 10,827 m

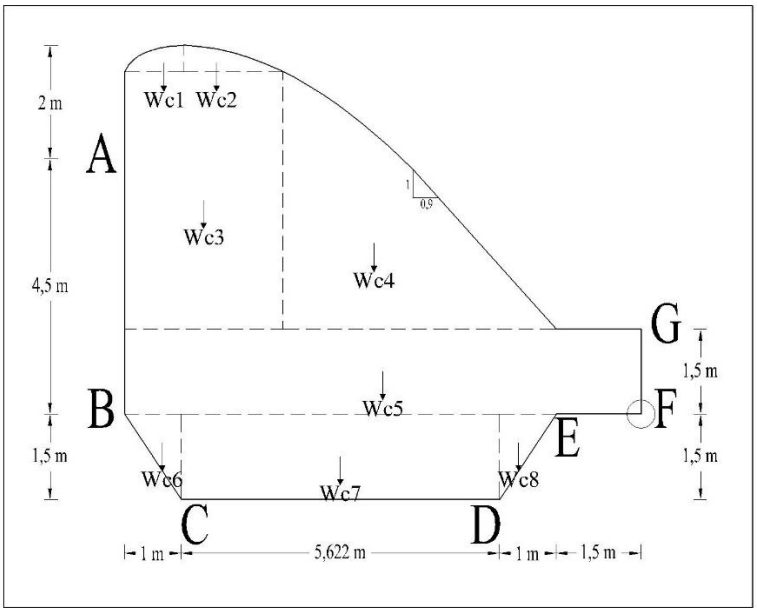
Tabel 4.71. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Pelimpah Kondisi Banjir Q_{pmf}

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0	7,148	7,148
	A - B	4,5					
B					4,5	11,648	8,395
	B - C	1,5					
C					6	13,148	8,811
	C - D		5,622	1,874			
D					7,874	13,148	7,457
	D - E	1,5					
E					9,374	11,648	4,873
	E - F		1,5	0,5			
F					9,874	11,648	4,511
	F - G	1,5					
G					11,374	10,148	1,927
Panjang Rembesan Total					11,374		

Sumber : Perhitungan

4.7.1.2.Perencanaan Stabilitas Konstruksi Pada Tubuh Pelimpah

Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil seperti pada gambar 4.29 dan perhitungan gaya berat pada tubuh pelimpah dapat dilihat pada tabel 4.72.



Gambar 4.29. Gaya berat pada tubuh pelimpah

Dari gambar 4.29 maka dapat dihitung gaya berat sendiri pada tubuh pelimpah dan hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.72. Perhitungan Berat Sendiri Pada Tubuh Pelimpah

Notasi	Nilai				Volume	ϒ	Gaya berat
	Panjang (m)	Tinggi (m)	Lebar (m)	Ratio	(m^3)	(ton/m^3)	Ton
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	0,243	2,4	0,583
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	0,409	2,4	0,981
Wc3	1	4,534	2,796	1	12,677	2,4	30,425
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	10,941	2,4	26,257
Wc5	1	1,5	9,122	1	13,683	2,4	32,839
Wc6	1	1,5	1	0,5	0,75	2,4	1,8
Wc7	1	1,5	5,622	1	8,433	2,4	20,239
Wc8	1	1,5	1	0,5	0,75	2,4	1,8
Total							114,924

Sumber : Perhitungan

Untuk perhitungan gaya berat sendiri pada tubuh pelimpah Wc1 dihitung dengan menggunakan persamaan (2-77) seperti berikut ini :

- Panjang = 1 m
- Tinggi = 0,466 m
- Lebar = 1,042 m
- Ratio = 1 (untuk bidang berbentu persegi atau persegi panjang)
  = 0,5 (untuk bidang berbentu segi tiga)
- Volume = panjang x tinggi x lebar x ratio
  = 1 x 0,466 x 1,042 x 0,5
  = 0,243 m^3
- Υ_{beton} = 2,4 tom/m^3
- Gaya berat (Wc1) = volume x Υ_{beton}
  = 0,243 x 2,4
  = 0,583 ton

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa. Dari hasil perhitungan koefisien gempa pada bendungan Seulimeum didapatkan sebesar 0,231.

Berat air yang terdapat diatas tubuh pelimpah termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air yang akan menghasilkan gaya berat air

yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan tubuh pelimpah. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat air yang terdapat pada tubuh pelimpah dalam kondisi penuh yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-78) seperti berikut ini :

$Ww1 = volume \times \Upsilon_{air}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}

= (1 x 0,466 x 1,042 x 0,5) x 1

= 0,243 ton

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) didapat dari perhitugan jalur rembesan seperti pada tabel 4.69, 4.70 dan 4.71. Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) adalah sebagai berikut :

$Pu1 = volume \times \Upsilon_{air}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}

= (1 x 4,522 x 1 x 1) x 1

= 4,522 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pada tubuh pelimpah. Salah satu tekanan air yang diambil sebagai contoh adalah ketika kondisi pelimpah dalam keadaan penuh dan mendapatkan tekanan hidrostatis yang dihitung menggunakan persamaan (2-81). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrostatis :

$$Pw = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2^2 \cdot 1$$

= 2 ton

Tekanan tanah dialami oleh sebuah konstruksi berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif pada tubuh pelimpah dapat dihitung menggunakan persamaan (2-86) untuk kondisi normal dan persamaan (2-92) untuk kondisi gempa, sedangkan untuk koefisien tekanan tanah pasif dapat dihitung menggunakan persamaan (2-89) untuk kodisi normal dan persamaan (2-93) untuk kondisi gempa. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

Υ_w = 1 ton/m^3

Υ_t = 1,74 ton/m^3 (tabel 3.7)

Φ = 38º (tabel 2.13)

kh = 0,231

kv $= \frac{2}{3}$. kh

$= \frac{2}{3}$. 0,231

= 0,154

β $= \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$

$= \tan^{-1}\left(\frac{0,231}{1-0,154}\right)$

= 15,235º

Θ = 0º

δ = 0º

α = 0º

Tekanan tanah aktif

- Kondisi normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi-\Theta)}{\cos^2\Theta\,.\cos(\delta+\Theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha)}{\cos(\delta+\Theta).\cos(\Theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-0)}{\cos^2 0\,.\cos(0+0)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(0+38)\,.\,\sin(38-0)}{\cos(0+0)\,.\,\cos(0-0)}}\right]^2}$$

= 0,238

- Kondisi gempa

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi-\Theta-\beta)}{\cos^2\Theta\,.\cos\beta\,.\cos(\delta+\Theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha-\beta)}{\cos(\delta+\Theta+\beta).\cos(\Theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-0-15,235)}{\cos^2 0\,.\cos 15,235\,.\cos(0+0+15,235)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(0+38).\sin(38-0-15,235)}{\cos(0+0+15,235).\cos(0-0)}}\right]^2}$$

= 0,408

Tekanan tanah pasif

- Kondisi normal

$$K_p = \frac{1}{K_a}$$

$$= \frac{1}{0,238}$$

= 4,204

- Kondisi gempa

K_{pe} $= \frac{1}{K_{ae}}$

$= \frac{1}{0{,}408}$

$= 2{,}453$

Perhitungan tekanan tanah aktif pada kondisi penuh normal (tanpa gempa) dapat dihitung dengan persamaan (2-85). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

P_a $= \frac{1}{2} . K_a . \Upsilon_t . H^2$

$= \frac{1}{2} . 0{,}238 . 1{,}74 . 6^2$

$= 7{,}45$ ton

Perhitungan tekanan tanah pasif pada kondisi penuh normal (tanpa gempa) dapat dihitung dengan persamaan (2-88). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

P_p $= \frac{1}{2} . K_p . \Upsilon_t . H^2$

$= \frac{1}{2} . 4{,}204 . 1{,}74 . 3^2$

$= 32{,}915$ ton

Perhitungan stabilitas pada kondisi gempa terdapat tekanan hidrodinamis yang disebabkan oleh gaya gempa. Tekanan hidrodinamis yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi tubuh pelimah dalam keadaan penuh yang dihitung menggunakan persamaan (2-83). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrodinamis :

Pd $= C_d . \gamma_w . k_1 . H_2^2 . (1 - z^{1,5})$

$= \frac{7}{12} . 1 . 0{,}231 . 2^2 . \left(1 - \left(\frac{0}{2}\right)^{1,5}\right)$

$= 0{,}538$ ton

Analisa stabilitas konstruksi pada tubuh pelimpah dipilihlah salah satu kondisi yaitu kondisi penuh normal (tanpa gempa) untuk contoh perhitungan. Analisa stabilitas konstruksi dapat dilihat dari nilai stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap guling dan stabilitas terhadap daya dukung tanah. Berikut contoh perhitungan stabilitas pada tubuh pelimpah :

- Stabilitas terhadap guling

  Stabilitas terhadap guling dapat dihitung menggunakan persamaan (2-101). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

F_{gl} $= \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$

$= \frac{465{,}016}{4{,}68}$

= 99,355

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gl} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

99,355 > 1,5....memenuhi syarat

- Stabilitas terhadap geser

Stabilitas terhadap geser dapat dihitung menggunakan persamaan (2-102). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

c = 0,587 kg/cm^2 (tabel 3.7)

= 5,87 ton/m^2

Tan Φ = Tan 38

= 0,781

F_{gs} $= \frac{c\ .\ A + \sum V\ tan\ \Phi}{\sum H}$

$= \frac{5{,}87\ .\ (9{,}122 \text{ x } 1) + 78{,}841\ .\ 0{,}781}{23{,}465}$

= 4,907

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gs} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

4,907 > 1,5....memenuhi syarat

- Nilai eksentrisitas

Nilai eksentrisitas dapat dihitung menggunakan persamaan (2-105). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

e $= \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2}$

$= \frac{(465{,}016 - 4{,}68)}{78{,}841} - \frac{9{,}122}{2}$

= 1,278

Syarat eksentrisitas :

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$1{,}278 \leq \frac{9{,}122}{6}$$

Maka :

$$1{,}278 \leq 1{,}52$$

- Daya dukung

Karena e ≤ $\frac{B}{6}$ maka untuk menghitung daya dukung menggunakan persamaan (2-97).

Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

$$\sigma_{maks} = \frac{V}{B}\left(1 + \frac{6\,e}{B}\right)$$

$$= \frac{78{,}841}{9{,}122}\left(1 + \frac{6\,.\,1{,}278}{9{,}122}\right)$$

$$= 15{,}907 \text{ ton/m}^2$$

$$\sigma_{min} = \frac{V}{B}\left(1 - \frac{6\,e}{B}\right)$$

$$= \frac{78{,}841}{9{,}122}\left(1 - \frac{6\,.\,1{,}278}{9{,}122}\right)$$

$$= 1{,}379 \text{ ton/m}^2$$

Syarat daya dukung :

σ_{maks} dan σ_{min} ≤ daya dukung ijin tanah

σ_{maks} = 15,907 ton/m^2 ≤ 53,77 ton/m^2....memenuhi syarat

σ_{min} = 1,379 ton/m^2 ≤ 53,77 ton/m^2....memenuhi syarat

Perhitungan pada kondisi-kodisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.73 hingga tabel 4.78 dan akan dijelaskan dengan gambar 4.30 hingga gambar gambar 4.35.

Tabel 4.73. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Kosong Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583		8,427		4,91	
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981		7,495		7,351	
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425		7,724		235,002	
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257		4,717		123,856	
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839		4,561		149,78	
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		8,455		15,219	
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,239		5,311		107,49	
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		2,167		3,901	
Pa	0,5	Ka	Υ_t	H_1							
	0,5	0,238	1,74	6			7,45		2		14,901
Pp	0,5	Kp	Υ_t	H_2							
	0,5	4,204	1,74	3			-32,915		1		-32,915
Total					Σ V	114,924			Σ Mv	647,509	
					Σ H		25,465		Σ Mh		18,014

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	35,944	≥	1,5	aman	B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap geser =	5,629	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e =	0,916	≤	B/6 =	1,52	OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

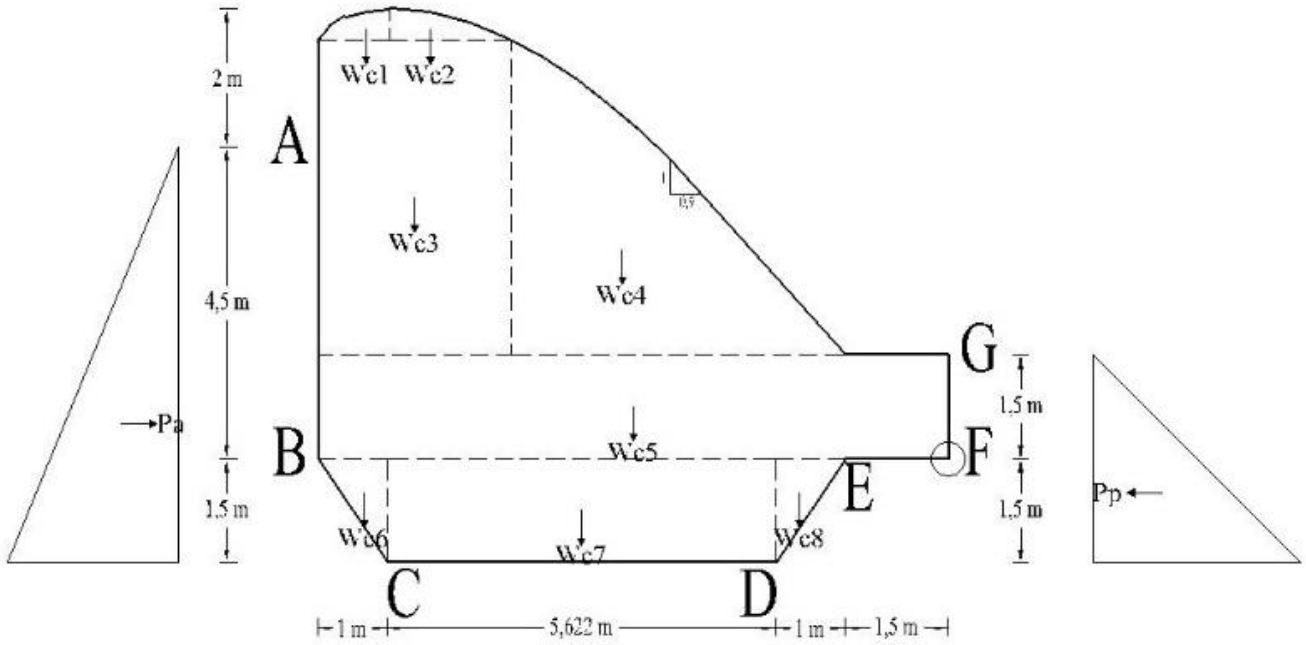
σmax =	20,193	ton/m²	<	53,77	aman
σmin =	5,004	ton/m²	<	53,77	aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.30. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Kosong Normal
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.74. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Kosong Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583	0,134	8,427	6,189	4,91	0,831
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981	0,226	7,495	6,189	7,351	1,399
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425	7,013	7,724	3,767	235,002	26,418
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257	6,052	4,717	3,011	123,856	18,223
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839	7,569	4,561	0,75	149,78	5,677
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	8,455	-0,5	15,219	-0,207
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,2392	4,665	5,311	-0,75	107,49	-3,499
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	2,167	-0,5	3,901	-0,207
Pae	0,5	Kae	γ_t	H_1	(1 - kv)						
	0,5	0,408	1,74	6	0,846		10,805		2		21,609
Ppe	0,5	Kpe	γ_t	H_2	(1 - kv)						
	0,5	2,453	1,74	3	0,846		-16,258		1		-16,258
Total					Σ V	114,924			Σ Mv	647,509	
					Σ H		21,04		Σ Mh		53,987

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	11,994	≥	1,2	aman	B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap geser =	6,813	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e =	0,603	≤	B/6 =	1,52	OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

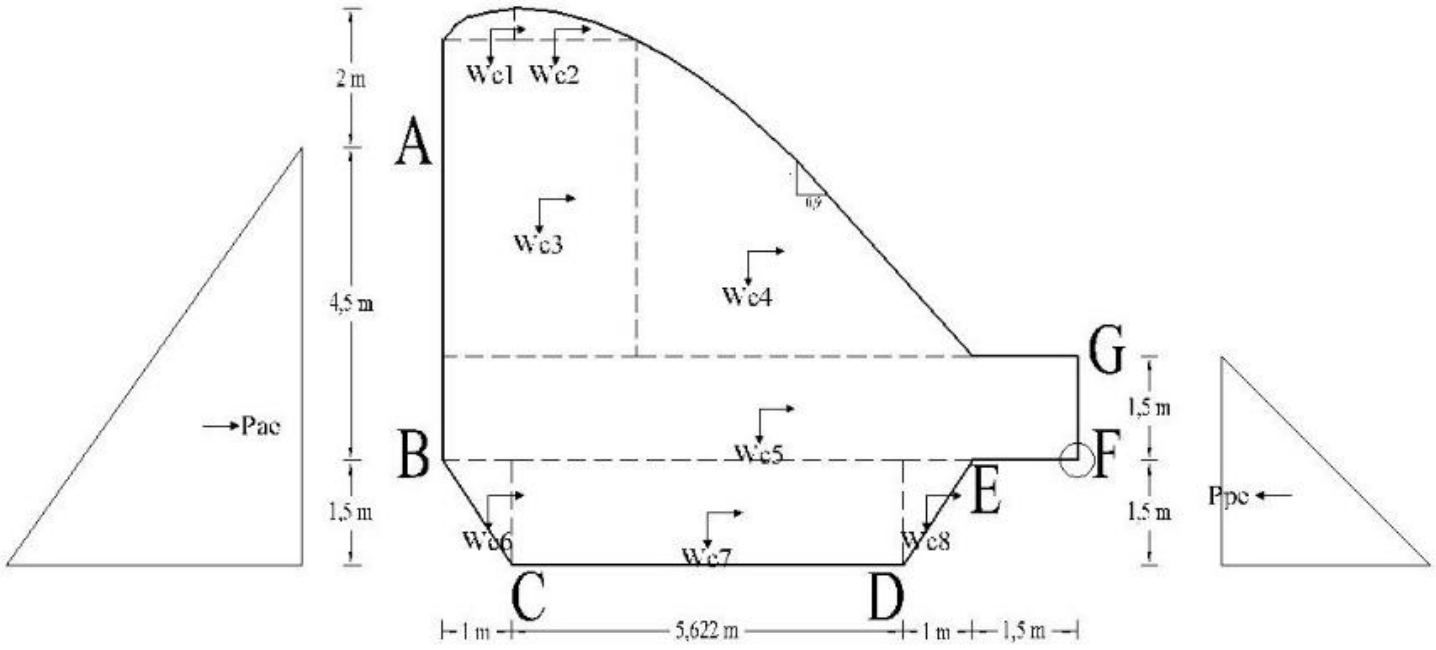
σmax =	17,599	ton/m²	<	53,77	aman
σmin =	7,598	ton/m²	<	53,77	aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.31. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Kosong Gempa
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.75. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Penuh Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583		8,427		4,91	
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981		7,495		7,351	
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425		7,724		235,002	
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257		4,717		123,856	
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839		4,561		149,78	
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		8,455		15,219	
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,239		5,311		107,49	
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		2,167		3,901	
Ww1	1	0,466	1,042	0,5	1	0,243		8,774		2,13	
Pu1	1	4,522	1	1		-4,522		8,62		-38,978	
Pu2	1	0,341	1	0,5		-0,17		8,455		-1,44	
Pu3	1	4,039	5,622	1		-22,705		5,311		-120,586	
Pu4	1	0,824	5,622	0,5		-2,316		6,248		-14,5	
Pu5	1	2,379	1	1		-2,379		2		-4,758	
Pu6	1	1,659	1	0,5		-0,83		2,167		-1,798	
Pu7	1	2,159	1,5	1		-3,239		0,75		-2,429	
Pu8	1	0,22	1,5	0,5		-0,165		1		-0,165	
Pa	0,5	Ka	γ_t	H_1							
	0,5	0,238	1,74	6			7,45		2		14,901
Pp	0,5	Kp	γ_t	H_2							
	0,5	4,204	1,74	3			-32,915		1		-32,915
Pw	0,5	γ_w	H_3								
	0,5	1	2				2		6,667		13,334
Total					Σ V	78,841			Σ Mv	465,016	
					Σ H		23,465		Σ Mh		4,68

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	99,355	≥	1,5	aman	B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap geser =	4,907	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e = 1,278 ≤ B/6 = 1,52 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 15,907 ton/m² < 53,77 aman

σmin = 1,379 ton/m² < 53,77 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)

[2] = tinggi tiap bagian (m)

[3] = lebar tiap bagian (m)

[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga

[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)

[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

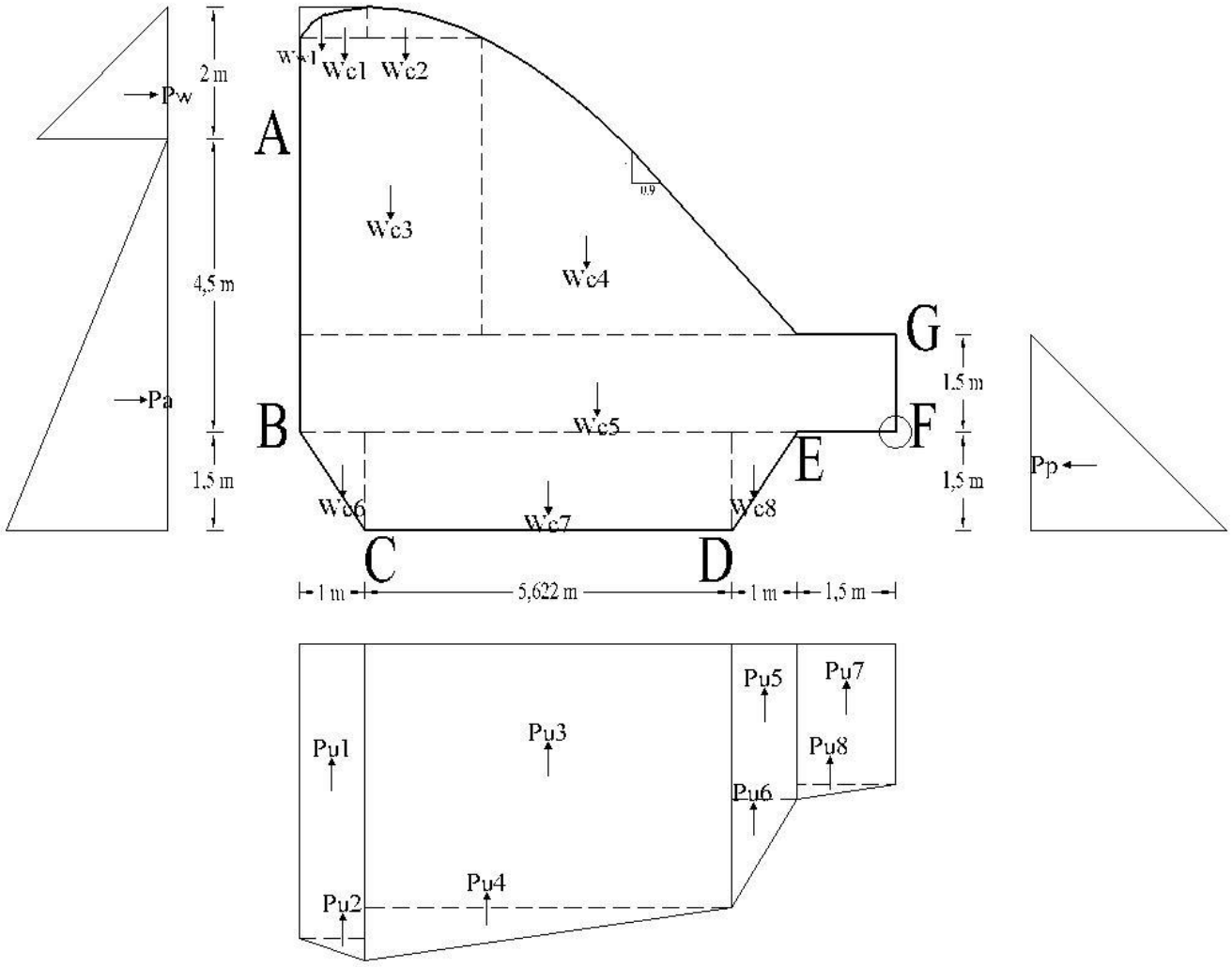
[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)

[8] = lengan momen gaya horizontal (m)

[9] = momen (ton.m)

[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)

[11] = [7] x [9]



Gambar 4.32. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Penuh Normal
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.76. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Penuh Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583	0,134	8,427	6,189	4,91	0,831
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981	0,226	7,495	6,189	7,351	1,399
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425	7,013	7,724	3,767	235,002	26,418
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257	6,052	4,717	3,011	123,856	18,223
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839	7,569	4,561	0,75	149,78	5,677
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	8,455	-0,5	15,219	-0,207
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,2392	4,665	5,311	-0,75	107,49	-3,499
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	2,167	-0,5	3,901	-0,207
Ww1	1	0,466	1,042	0,5	1	0,243		8,774		2,13	
Pu1	1	4,522	1	1		-4,522		8,62		-38,978	
Pu2	1	0,341	1	0,5		-0,17		8,455		-1,44	
Pu3	1	4,039	5,622	1		-22,705		5,311		-120,586	
Pu4	1	0,824	5,622	0,5		-2,316		6,248		-14,5	
Pu5	1	2,379	1	1		-2,379		2		-4,758	
Pu6	1	1,659	1	0,5		-0,83		2,167		-1,798	
Pu7	1	2,159	1,5	1		-3,239		0,75		-2,429	
Pu8	1	0,22	1,5	0,5		-0,165		1		-0,165	
Pae	0,5	Kae	Υ_t	H_1	(1 - kv)						
	0,5	0,408	1,74	6	0,846		10,805		2		21,609
Ppe	0,5	Kpe	Υ_t	H_2	(1 - kv)						
	0,5	2,453	1,74	3	0,846		-16,258		1		-16,258
Pd	7/12	Kh	Υ_w	H_3	Z						
	0,583	0,231	1	2	0		0,538		6,8		3,657
Total					Σ V	78,841			Σ Mv	465,016	
					Σ H		21,575		Σ Mh		57,644

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	8,067	≥	1,2	aman	B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap geser =	5,337	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e = 0,606 ≤ B/6 = 1,52 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 12,088 ton/m² < 53,77 aman

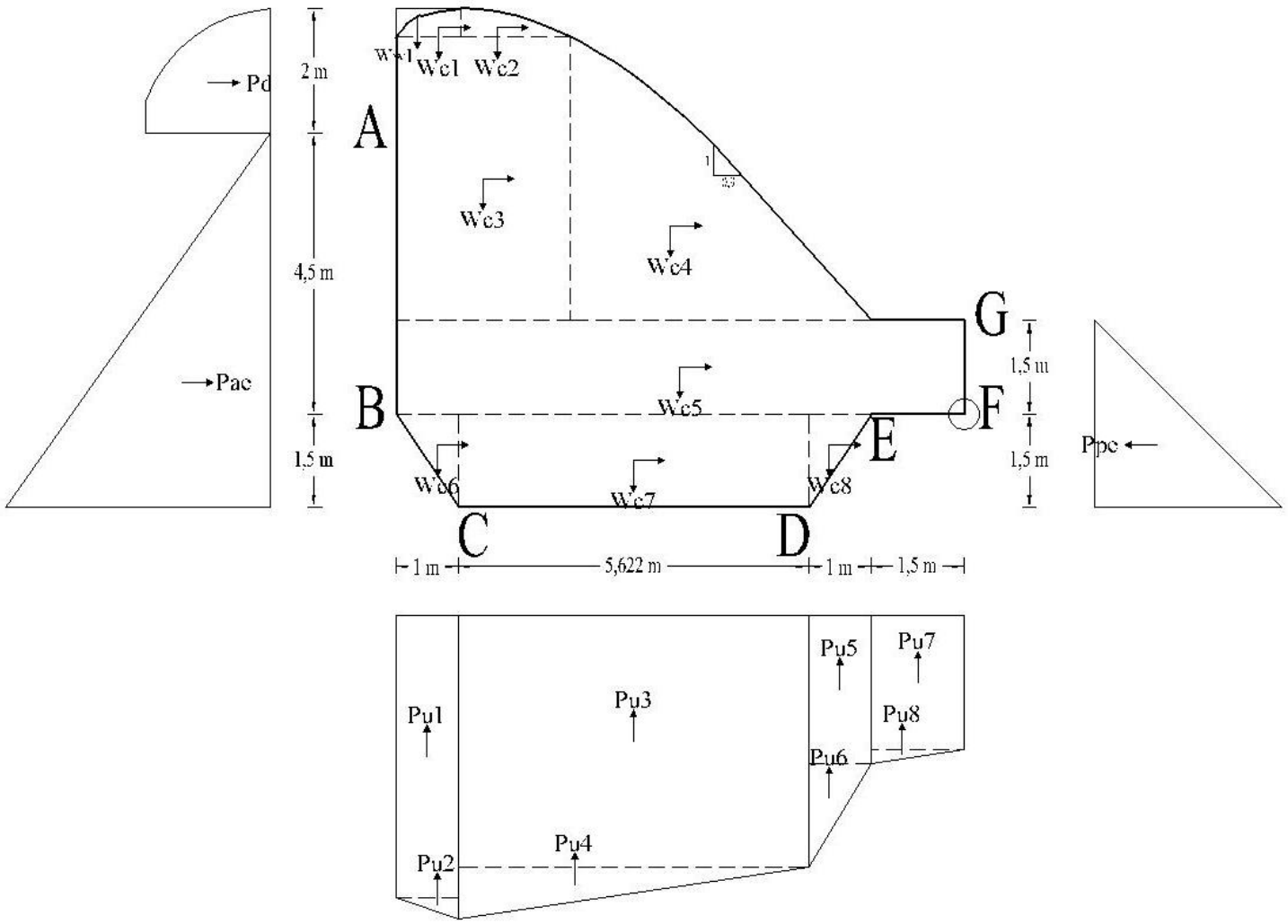
σmin = 5,198 ton/m² < 53,77 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.33. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Penuh Gempa
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.77. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Banjir Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583		8,427		4,91	
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981		7,495		7,351	
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425		7,724		235,002	
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257		4,717		123,856	
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839		4,561		149,78	
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		8,455		15,219	
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,239		5,311		107,49	
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8		2,167		3,901	
Ww1	1	0,231	1,042	0,5	1	0,12		8,774		1,056	
Ww2	1	1,435	1,042	1	1	1,495		8,601		12,861	
Ww3	1	1,435	1,754	0,5	1	1,258		7,495		9,432	
Ww4	1	3,482	2,796	1	1	9,736		7,724		75,198	
Ww5	1	0,466	1,042	0,5	1	0,243		8,774		2,13	
Ww6	1	0,466	1,754	0,5	1	0,409		6,911		2,824	
Ww7	1	3,948	2,841	0,5	1	5,608		5,379		30,166	
Ww8	1	2,329	2,841	0,5	1	3,308		4,432		14,663	
Ww9	1	2,329	1,708	0,5	1	1,989		2,915		5,798	
Ww10	1	0,278	0,25	0,5	1	0,035		3,318		0,115	
Ww11	1	0,278	1,458	1	1	0,405		2,505		1,015	
Ww12	1	0,278	0,276	0,5	1	0,038		1,684		0,065	
Ww13	1	1,927	1,734	0,5	1	1,671		2,078		3,472	
Ww14	1	1,927	1,5	1	1	2,891		0,75		2,168	
Pu1	1	8,395	1	1		-8,395		8,622		-72,386	
Pu2	1	0,416	1	0,5		-0,208		8,455		-1,758	
Pu3	1	7,457	5,622	1		-41,922		5,311		-222,647	
Pu4	1	1,355	5,622	0,5		-3,808		6,248		-23,789	
Pu5	1	4,873	1	1		-4,873		2		-9,745	
Pu6	1	2,584	1	0,5		-1,292		2,167		-2,8	
Pu7	1	4,511	1,5	1		-6,767		0,75		-5,075	
Pu8	1	0,361	1,5	0,5		-0,271		1		-0,271	
Pa	0,5	Ka	γ_t	H_1							
	0,5	0,238	1,74	6			7,45		2		14,901
Pp	0,5	Kp	γ_t	H_2							
	0,5	4,204	1,74	3			-32,915		1		-32,915
Pw1	0,5	γ_w	H_3	h							
	0,5	1	7,148	5,148			12,296		7,107		87,388
Pw2	0,5	γ_w	H_4								
	0,5	1	1,927				-1,857		3,642		-6,763
Total					Σ V	76,595			Σ Mv	470,002	
					Σ H		15,025		Σ Mh		62,611

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	7,507	≥	1,5	aman	B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap geser =	7,546	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
						=	5,87	ton/m²

Nilai eksentrisitas :

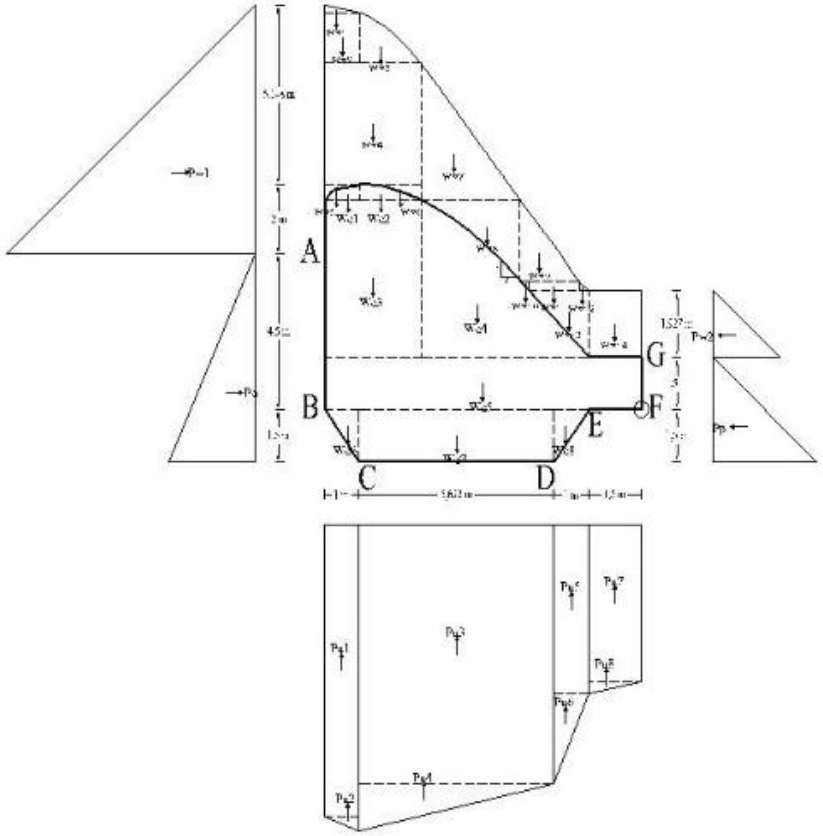
e = 0,758 ≤ B/6 = 1,52 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 12,582 ton/m² < 53,77 aman

σmin = 4,212 ton/m² < 53,77 aman

Sumber : hasil perhitungan



Gambar 4.34. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Banjir Qpmf normal
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.78. Perhitungan Stabilitas Tubuh Pelimpah Kondisi Banjir Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	0,466	1,042	0,5	2,4	0,583	0,134	8,427	6,189	4,91	0,831
Wc2	1	0,466	1,754	0,5	2,4	0,981	0,226	7,495	6,189	7,351	1,399
Wc3	1	4,534	2,796	1	2,4	30,425	7,013	7,724	3,767	235,002	26,418
Wc4	1	4,534	4,826	0,5	2,4	26,257	6,052	4,717	3,011	123,856	18,223
Wc5	1	1,5	9,122	1	2,4	32,839	7,569	4,561	0,75	149,78	5,677
Wc6	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	8,455	-0,5	15,219	-0,207
Wc7	1	1,5	5,622	1	2,4	20,2392	4,665	5,311	-0,75	107,49	-3,499
Wc8	1	1,5	1	0,5	2,4	1,8	0,415	2,167	-0,5	4	-0,207
Ww1	1	0,231	1,042	0,5	1	0,12		8,774		1,056	
Ww2	1	1,435	1,042	1	1	1,495		8,601		12,861	
Ww3	1	1,435	1,754	0,5	1	1,258		7,495		9,432	
Ww4	1	3,482	2,796	1	1	9,74		7,724		75,198	
Ww5	1	0,466	1,042	0,5	1	0,243		8,774		2,13	
Ww6	1	0,466	1,754	0,5	1	0,409		6,911		2,824	
Ww7	1	3,948	2,841	0,5	1	5,608		5,379		30,166	
Ww8	1	2,329	2,841	0,5	1	3,31		4,432		14,663	
Ww9	1	2,329	1,708	0,5	1	1,989		2,915		5,798	
Ww10	1	0,278	0,25	0,5	1	0,035		3,318		0,115	
Ww11	1	0,278	1,458	1	1	0,405		2,505		1,015	
Ww12	1	0,278	0,276	0,5	1	0,038		1,684		0,065	
Ww13	1	1,927	1,734	0,5	1	1,671		2,078		3,472	
Ww14	1	1,927	1,5	1	1	2,891		0,75		2,168	
Pu1	1	8,395	1	1		-8,395		8,622		-72,386	
Pu2	1	0,416	1	0,5		-0,208		8,455		-1,758	
Pu3	1	7,457	5,622	1		-41,922		5,311		-222,647	
Pu4	1	1,355	5,622	0,5		-3,808		6,248		-23,789	
Pu5	1	4,873	1	1		-4,873		2		-9,745	
Pu6	1	2,584	1	0,5		-1,292		2,167		-2,8	
Pu7	1	4,511	1,5	1		-6,767		0,75		-5,075	
Pu8	1	0,361	1,5	0,5		-0,271		1		-0,271	
Pae	0,5	Kae	Υ_t	H_1	(1 - kv)						
	0,5	0,408	1,74	6	0,846		10,805		2		21,609
Ppe	0,5	Kpe	Υ_t	H_2	(1 - kv)						
	0,5	2,453	1,74	3	0,846		-16,258		1		-16,258
Pd1	7/12	Kh	Υ_w	H_3	Z						
	0,583	0,231	1	7,148	0,720		2,671		6,973		18,625
Pd2	7/12	Kh	Υ_w	H_4	Z						
	0,583	0,231	1	1,927	0		-0,499		3,771		-1,883
Total					Σ V	76,595			Σ Mv	470,002	
					Σ H		23,209		Σ Mh		70,729

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

					B	=	9,122	m
Stabilitas terhadap guling =	6,645	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	4,886	≥	1,2	aman	Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
						=	5,87	ton/m²

Nilai eksentrisitas :

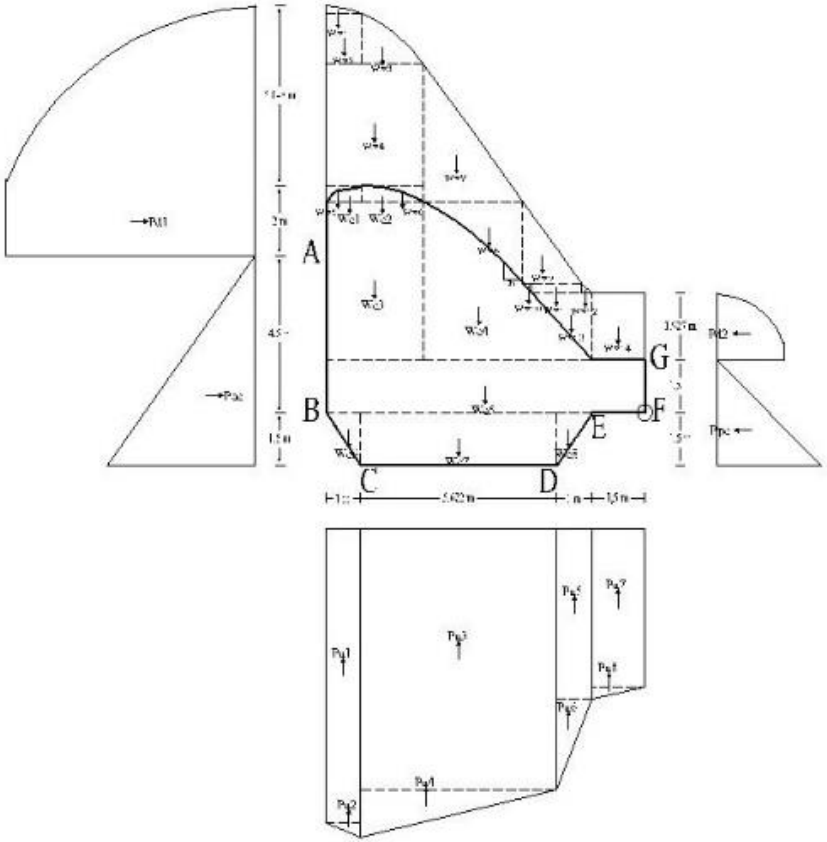
e = 0,652 > B/6 = 1,52 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 11,996 ton/m² < 53,77 aman

σmin = 4,797 ton/m² < 53,77 aman

Sumber : hasil perhitungan



Gambar 4.35. Diagram Gaya Pada Tubuh Pelimpah Kondisi Banjir Qpmf gempa
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

4.7.2. Analisa Stabilitas Konstruksi Pada Dinding Penahan

Analisa dilakukan pada setiap 1 meter panjang dari dinding penahan. Pada perhitungan stabilitas dinding penahan juga dijabarkan pembebanannya untuk mengetahui beban-beban yang terjadi pada konstruksi tersebut. Pembebanan dapat berupa pembebanan vertikal (gaya berat dari konstruksi dinding sendiri, berat air yang mengalir di atas konstruksi dinding penahan, berat tanah di atas konstruksi dinding penahan dan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*))) dan pembebanan horizontal (gaya berat dari konstruksi tubuh pelimpah sendiri yang dipengaruhi oleh gempa, tekanan air (statis dan dinamis) dan tekanan tanah (aktif dan pasif).

Konstruksi dinding penahan perlu dianalisa dengan beberapa kondisi yaitu :

1. Ditinjau pada saat kondisi normal atau tanpa gempa
   - Dinding penahan dalam keadaan kosong
   - Dinding penahan dalam keadaan banjir Q_{pmf}
2. Ditinjau pada saat kondisi terjadinya gempa
   - Dinding penahan dalam keadaan kosong
   - Dinding penahan dalam keadaan banjir Q_{pmf}

4.7.2.1.Dinding Penahan Pada Saluran Transisi

4.7.2.1.1.Jalur Rembesan Pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air di hulu dan hilir yang bekerja pada dasar fondasi dinding penahan. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan jalur rembesanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) yang diterima oleh dinding penahan.

Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) dihitung dengan menggunakan persamaan (2-8) seperti yang disajikan pada tabel-tabel dibawah ini :

- Dinding penahan saluran transisi kondisi kosong

  ΔH hulu dan hilir = 0 m

Tabel 4.79. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0	0	0
	A - B	0,5					
B					0,5	0	0

Lanjutan tabel 4.79.

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
	B - C		3,5	1,167			
C					1,667	0	0
	C - D	0,75					
D					2,417	0	0
Panjang Rembesan Total					2,417		

Sumber : Perhitungan

- Dinding penahan saluran transisi kondisi banjir Q_{pmf}

  ΔH hulu dan hilir = 2,456 m

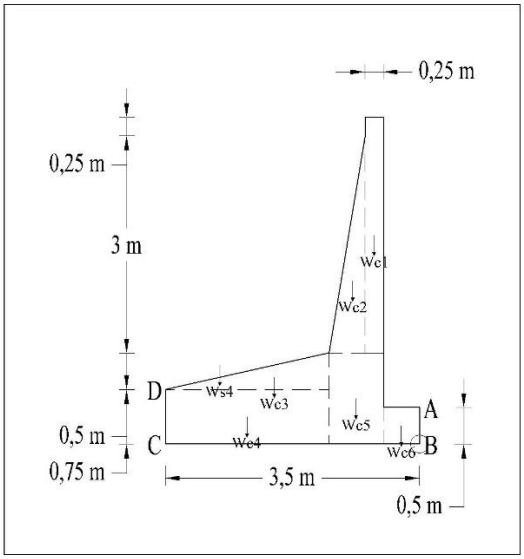
Tabel 4.80. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
		[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]
A					0	2,706	2,706
	A - B	0,5					
B					0,5	3,206	2,698
	B - C		3,5	1,167			
C					1,667	3,206	1,512
	C - D	0,75					
D					2,417	2,456	0
Panjang Rembesan Total					2,417		

Sumber : Perhitungan

4.7.2.1.2.Analisa Stabilitas Konstruksi Pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil seperti pada gambar 4.36 dan perhitungan gaya berat pada dinding penahan dapat dilihat pada tabel 4.81.



Gambar 4.36. Gaya berat pada dinding penahan saluran transisi

Dari gambar 4.36 maka dapat dihitung gaya berat sendiri pada dinding penahan saluran transisi dan hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.81. Perhitungan Berat Sendiri Pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Notasi	Nilai				Volume	ϒ	Gaya berat
	Panjang	Tinggi	Lebar	Ratio			
	(m)	(m)	(m)		(m^3)	(ton/m^3)	ton
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	1	3,25	0,25	1	0,813	2,4	1,95
Wc2	1	3	0,5	0,5	0,75	2,4	1,8
Wc3	1	0,5	2,25	0,5	0,563	2,4	1,35
Wc4	1	0,75	2,25	1	1,688	2,4	4,05
Wc5	1	1,25	0,75	1	0,938	2,4	2,25
Wc6	1	0,5	0,5	1	0,25	2,4	0,6
Total							12

Sumber : Perhitungan

Untuk perhitungan gaya berat sendiri pada dinding penahan saluran transisi Wc1 dihitung dengan menggunakan persamaan (2-77) seperti berikut ini :

- Panjang = 1 m
- Tinggi = 3,25 m
- Lebar = 0,25 m

- Ratio = 1 (untuk bidang berbentu persegi atau persegi panjang)
  = 0,5 (untuk bidang berbentu segi tiga)
- Volume = panjang x tinggi x lebar x ratio
  = 1 x 3,25 x 0,25 x 1
  = 0,813 m^3
- Υ_{beton} = 2,4 tom/m^3
- Gaya berat (Wc1) = volume x Υ_{beton}
  = 0,813 x 2,4
  = 1,95 ton

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa. Dari hasil perhitungan koefisien gempa pada bendungan Seulimeum didapatkan sebesar 0,231.

Berat air yang terdapat diatas dinding penahan saluran transisi termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air yang akan menghasilkan gaya berat air yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan saluran transisi. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat air yang terdapat pada dinding penahan saluran transisi dalam kondisi banjir Q_{pmf} yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-78) seperti berikut ini :

Ww1 = *volume x* Υ_{air}
= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}
= (1 x 2,706 x 0,5 x 1) x 1
= 1,353 ton

Berat tanah yang terdapat diatas dinding penahan saluran transisi termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume tanah dikalikan dengan berat jenis tanah yang akan menghasilkan gaya berat tanah yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan saluran transisi. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat tanah yang terdapat pada dinding penahan saluran transisi yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-79) seperti berikut ini :

Ws1 = *volume x* Υ_{tanah}
= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{tanah}
= (1 x 0,25 x 2,75 x 1) x 1,74
= 1,196 ton

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) didapat dari perhitugan jalur rembesan seperti pada tabel 4.79 dan 4.80. Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) adalah sebagai berikut :

$Pu1 = volume \times \Upsilon_{air}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}

= (1 x 1,406 x 3,5 x 1) x 1

= 4,922 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pada dinding penahan saluran transisi. Salah satu tekanan air yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan saluran transisi dalam keadaan banjir Q_{pmf} dan mendapatkan tekanan hidrostatis yang dihitung menggunakan persamaan (2-81). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrostatis :

$$Pw = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2{,}706^2 \cdot 1$$

= 3,661 ton

Tekanan tanah dialami oleh sebuah konstruksi berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif pada dinding penahan saluran transisi dapat dihitung menggunakan persamaan (2-86) untuk kondisi normal dan persamaan (2-92) untuk kondisi gempa, sedangkan untuk tekanan tanah pasif pada dinding penahan saluran transisi dapat diabaikan karena mempunyai pengaruh yang sangat kecil. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

Υ_w = 1 ton/m^3

Υ_t = 1,74 ton/m^3 (tabel 3.7)

Φ = 38º (tabel 2.13)

kh = 0,231

$$kv = \frac{2}{3} \cdot kh$$

$$= \frac{2}{3} \cdot 0{,}231$$

= 0,154

$$\beta = \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1 - k_v}\right)$$

$= \tan^{-1}\left(\frac{0{,}231}{1-0{,}154}\right)$

$= 15{,}235^{o}$

Θ $= 9^{o}$

δ $= \frac{1}{2}\,\Phi$

$= \frac{1}{2}\,.\,38$

$= 19^{o}$

α $= 0^{o}$

Tekanan tanah aktif

- Kondisi normal

$$K_a = \frac{cos^2\,(\Phi-\theta)}{cos^2\,\theta\,.\,cos\,(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\delta+\Phi)\;.sin(\Phi-\alpha)}{cos(\delta+\theta)\,.cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{cos^2\,(38-9)}{cos^2\,9\,.\,cos\,(19+9)\left[1+\sqrt{\frac{sin(19+38)\;.sin(38-0)}{cos(19+9)\,.cos(9-0)}}\right]^2}$$

$= 0{,}284$

- Kondisi gempa

$$K_{ae} = \frac{cos^2\,(\Phi-\theta-\beta)}{cos^2\,\theta\,.\,cos\,\beta\,.cos\,(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{sin(\delta+\Phi)\;.sin(\Phi-\alpha-\beta)}{cos(\delta+\theta+\beta)\,.cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{cos^2(38-9-15{,}235)}{cos^2\,9\,.\,cos\,15{,}235\;.\;cos(19+9+15{,}235)\left[1+\sqrt{\frac{sin(19+38).sin(38-0-15{,}235)}{cos(19+9+15{,}235)\;.\;cos(9-0)}}\right]^2}$$

$= 0{,}492$

Perhitungan tekanan tanah aktif pada kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) dapat dihitung seperti pada gambar 2.32. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Diketahui : H = 4,5 m

q = 1 ton/m

- Pa1 = q . Ka . H

  = 1 . 0,284 . 4,5

  = 1,276 ton

- Pa2 = 0,5 . Υ_t . Ka . H^2

$= 0,5 \,.\, 1,74 \,.\, 0,284 \,.\, 4,5^2$

$= 4,997$ ton

Perhitungan stabilitas pada kondisi gempa terdapat tekanan hidrodinamis yang disebabkan oleh gaya gempa. Tekanan hidrodinamis yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan saluran transisi dalam keadaan banjir Q_{pmf} yang dihitung menggunakan persamaan (2-83). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrodinamis :

$Pd = C_d \,.\, \gamma_w \,.\, k_1 \,.\, H_2^2 \,.\, (1 - z^{1,5})$

$= \frac{7}{12} \,.\, 1 \,.\, 0,231 \,.\, 2,706^2 \,.\, \left(1 - \left(\frac{0}{2,706}\right)^{1,5}\right)$

$= 0,985$ ton

Analisa stabilitas konstruksi pada dinding penahan saluran transisi dipilihlah salah satu kondisi yaitu kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) untuk contoh perhitungan. Analisa stabilitas konstruksi dapat dilihat dari nilai stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap guling dan stabilitas terhadap daya dukung tanah. Berikut contoh perhitungan stabilitas pada dinding penahan saluran transisi :

- Stabilitas terhadap guling

  Stabilitas terhadap guling dapat dihitung menggunakan persamaan (2-101). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

  $F_{gl} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$

  $= \frac{43,425}{5,235}$

  $= 8,296$

  Syarat stabilitas terhadap guling :

  F_{gl} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

  Maka :

  8,296 > 1,5....memenuhi syarat

- Stabilitas terhadap geser

  Stabilitas terhadap geser dapat dihitung menggunakan persamaan (2-102). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

  Dimana :

  c = 0,587 kg/cm^2 (tabel 3.7)

  = 5,87 ton/m^2

  Tan Φ = Tan 38

  = 0,781

F_{gs} $= \dfrac{c\ .\ A + \sum V\ tan\ \Phi}{\sum H}$

$= \dfrac{5{,}87\ .\ (3{,}5 \text{ x } 1) + 22{,}585\ .0{,}781}{2{,}612}$

= 14,619

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gs} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

14,619 > 1,5....memenuhi syarat

- Nilai eksentrisitas

Nilai eksentrisitas dapat dihitung menggunakan persamaan (2-105). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

e $= \dfrac{\sum M}{\sum V} - \dfrac{B}{2}$

$= \dfrac{(43{,}425 - 5{,}235)}{22{,}585} - \dfrac{3{,}5}{2}$

= 0,059

Syarat eksentrisitas :

e $\leq \dfrac{B}{6}$

0,059 $\leq \dfrac{3{,}5}{6}$

Maka :

0,059 ≤ 0,583

- Daya dukung

Karena e $\leq \dfrac{B}{6}$ maka untuk menghitung daya dukung menggunakan persamaan (2-103).

Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

σ_{maks} $= \dfrac{V}{B}\ (1 + \dfrac{6\ e}{B})$

$= \dfrac{22{,}585}{3{,}5}\ (1 + \dfrac{6\ .\ 0{,}059}{3{,}5})$

= 7,106 ton/m^2

σ_{min} $= \dfrac{V}{B}\ (1 - \dfrac{6\ e}{B})$

$$= \frac{22,585}{3,5} (1 - \frac{6 \,.\, 0,059}{3,5})$$

$= 5,8$ ton/m^2

Syarat daya dukung :

σ_{maks} dan σ_{min} $\leq$ daya dukung ijin tanah

$\sigma_{maks} = 7,106$ ton/m^2 $\leq 52,267$ ton/m^2....memenuhi syarat

$\sigma_{min} = 5,8$ ton/m^2 $\leq 52,267$ ton/m^2....memenuhi syarat

Perhitungan pada kondisi-kodisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.82 hingga tabel 4.85 dan akan dijelaskan dengan gambar 4.37 hingga gambar gambar 4.40.

Tabel 4.82. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondiri Kosong Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	3,25	0,25	1	2,4	1,95		0,625		1,219	
Wc2	1	3	0,5	0,5	2,4	1,8		0,917		1,651	
Wc3	1	0,5	2,25	0,5	2,4	1,35		2		2,7	
Wc4	1	0,75	2,25	1	2,4	4,05		2,375		9,619	
Wc5	1	1,25	0,75	1	2,4	2,25		0,875		1,969	
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6		0,25		0,15	
Ws1	1	0,25	2,75	1	1,74	1,196		2,125		2,542	
Ws2	1	3	0,5	0,5	1,74	1,305		1,083		1,413	
Ws3	1	3	2,25	1	1,74	11,745		2,375		27,894	
Ws4	1	0,5	2,25	0,5	1,74	0,979		2,75		2,692	
q	1	0,5	2,75			1,375		2,125		2,922	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,284	4,5				1,276		2,25		2,872
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,74	0,284	4,5	0,5			4,997		1,5		7,496
Total					Σ V	28,6			Σ Mv	54,77	
					Σ H		6,274		Σ Mh		10,368

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	5,283	≥	1,5	aman	B	=	3,5	m
Stabilitas terhadap geser =	6,837	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e = 0,197 ≤ B/6 = 0,583 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 10,938 ton/m² < 52,267 aman

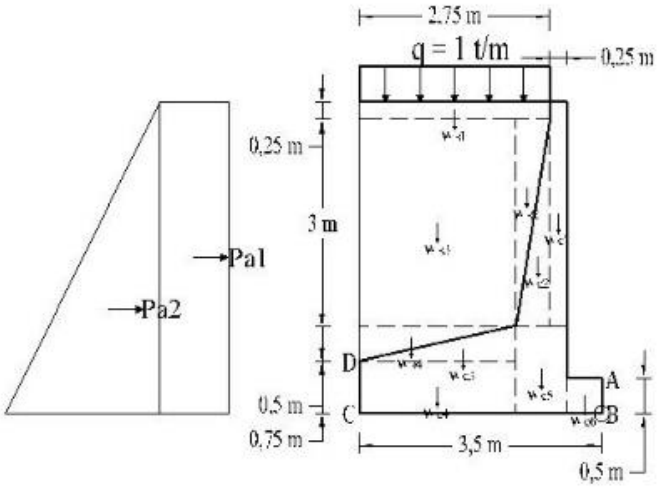
σmin = 5,405 ton/m² < 52,267 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.37. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong Normal
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.83. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondiri Kosong Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang (m) [1]	Tinggi (m) [2]	Lebar (m) [3]	Rasio (m) [4]	ϒ (t/m³) [5]	Pv (ton) [6]	Ph (ton) [7]	X (m) [8]	Y (m) [9]	Mx (ton.m) [10]	My (ton.m) [11]
Wc1	1	3,25	0,25	1	2,4	1,95	0,449	0,625	2,875	1,219	1,292
Wc2	1	3	0,5	0,5	2,4	1,8	0,415	0,917	2,25	1,651	0,934
Wc3	1	0,5	2,25	0,5	2,4	1,35	0,311	2	0,917	2,7	0,285
Wc4	1	0,75	2,25	1	2,4	4,05	0,934	2,375	0,375	9,619	0,35
Wc5	1	1,25	0,75	1	2,4	2,25	0,519	0,875	0,625	1,969	0,324
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6	0,138	0,25	0,25	0,15	0,035
Ws1	1	0,25	2,75	1	1,74	1,196		2,125		2,542	
Ws2	1	3	0,5	0,5	1,74	1,305		1,083		1,413	
Ws3	1	3	2,25	1	1,74	11,745		2,375		27,894	
Ws4	1	0,5	2,25	0,5	1,74	0,979		2,75		2,692	
Pae	γ_t	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,74	0,492	4,5	0,5	0,846		7,341		1,5		11,012
Total					Σ V	27,225			Σ Mv	51,848	
					Σ H		10,107		Σ Mh		14,232

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

					B	=	3,5	m
Stabilitas terhadap guling =	3,643	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	4,137	≥	1,2	aman	Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e = 0,368 ≤ B/6 = 0,583 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 12,69 ton/m² < 52,267 aman

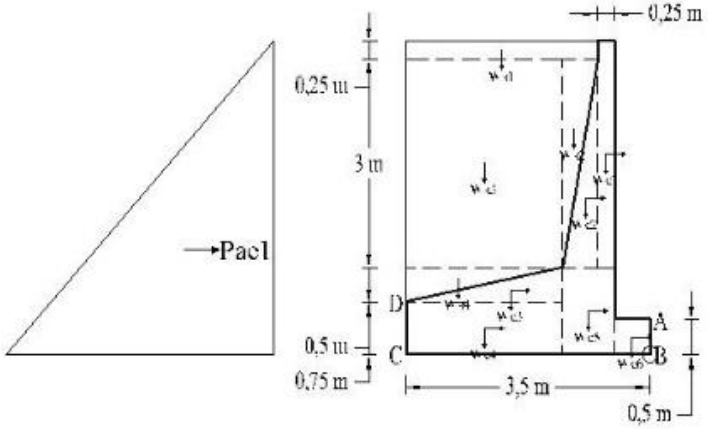
σmin = 2,867 ton/m² < 52,267 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.38. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Kosong Gempa
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.84. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondiri Banjir Q_{pmf} Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	3,25	0,25	1	2,4	1,95		0,625		1,219	
Wc2	1	3	0,5	0,5	2,4	1,8		0,917		1,651	
Wc3	1	0,5	2,25	0,5	2,4	1,35		2		2,7	
Wc4	1	0,75	2,25	1	2,4	4,05		2,375		9,619	
Wc5	1	1,25	0,75	1	2,4	2,25		0,875		1,969	
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6		0,25		0,15	
Ws1	1	0,25	2,75	1	1,74	1,196		2,125		2,542	
Ws2	1	3	0,5	0,5	1,74	1,305		1,083		1,413	
Ws3	1	3	2,25	1	1,74	11,745		2,375		27,894	
Ws4	1	0,5	2,25	0,5	1,74	0,979		2,75		2,692	
Ww1	1	2,706	0,5	1	1	1,353		0,25		0,338	
q	1	0,5	2,75			1,375		2,125		2,922	
Pu1	1	1,512	3,5	1	1	-5,293		1,75		-9,262	
Pu2	1	1,186	3,5	0,5	1	-2,075		1,167		-2,421	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,284	4,5				1,276		2,25		2,872
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,740	0,284	4,5	0,5			4,997		1,5		7,496
Pw	0,5	$ϒ_w$	H_2								
	0,5	1	2,706				-3,661		1,402		-5,133
Total					Σ V	22,585			Σ Mv	43,425	
					Σ H		2,612		Σ Mh		5,235

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

					B	=	3,5	m
Stabilitas terhadap guling =	8,296	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	14,619	≥	1,5	aman	Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e =	0,059	≤	B/6 =	0,583	OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

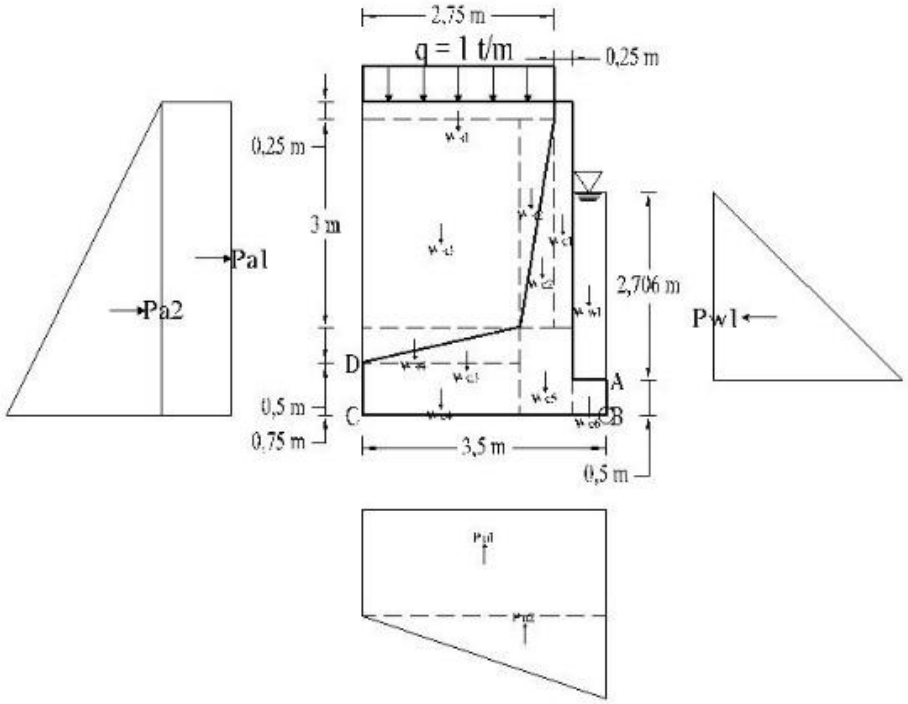
σmax =	7,106	ton/m²	<	52,267	aman
σmin =	5,8	ton/m²	<	52,267	aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.39. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Qpmf Normal
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.85. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Transisi Kondiri Banjir Q_{pmf} Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	3,25	0,25	1	2,4	1,95	0,449	0,625	2,875	1,219	1,292
Wc2	1	3	0,5	0,5	2,4	1,8	0,415	0,917	2,250	1,651	0,934
Wc3	1	0,5	2,25	0,5	2,4	1,35	0,311	2	0,917	2,7	0,285
Wc4	1	0,75	2,25	1	2,4	4,05	0,934	2,375	0,375	9,619	0,35
Wc5	1	1,25	0,75	1	2,4	2,25	0,519	0,875	0,625	1,969	0,324
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6	0,138	0,25	0,25	0,15	0,035
Ws1	1	0,25	2,75	1	1,74	1,196		2,125		2,542	
Ws2	1	3	0,5	0,5	1,74	1,305		1,083		1,413	
Ws3	1	3	2,25	1	1,74	11,745		2,375		27,894	
Ws4	1	0,5	2,25	0,5	1,74	0,979		2,75		2,692	
Ww1	1	2,706	0,5	1	1	1,353		0,25		0,338	
Pu1	1	1,512	3,5	1	1	-5,293		1,75		-9,262	
Pu2	1	1,186	3,5	0,5	1	-2,075		1,167		-2,421	
Pae	$ϒ_t$	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,740	0,492	4,5	0,5	0,846		7,341		1,5		11,012
Pd	7/12	Kh	$ϒ_w$	H_2	Z						
	0,583	0,231	1	2,706	0		-0,985		1,582		-1,558
Total					Σ V	21,21			Σ Mv	40,503	
					Σ H		9,123		Σ Mh		12,674

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	3,196	≥	1,2	aman	B	=	3,5	m
Stabilitas terhadap geser =	4,069	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,587	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	5,87	ton/m²

e = 0,438 ≤ B/6 = 0,583 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 10,61 ton/m² < 52,267 aman

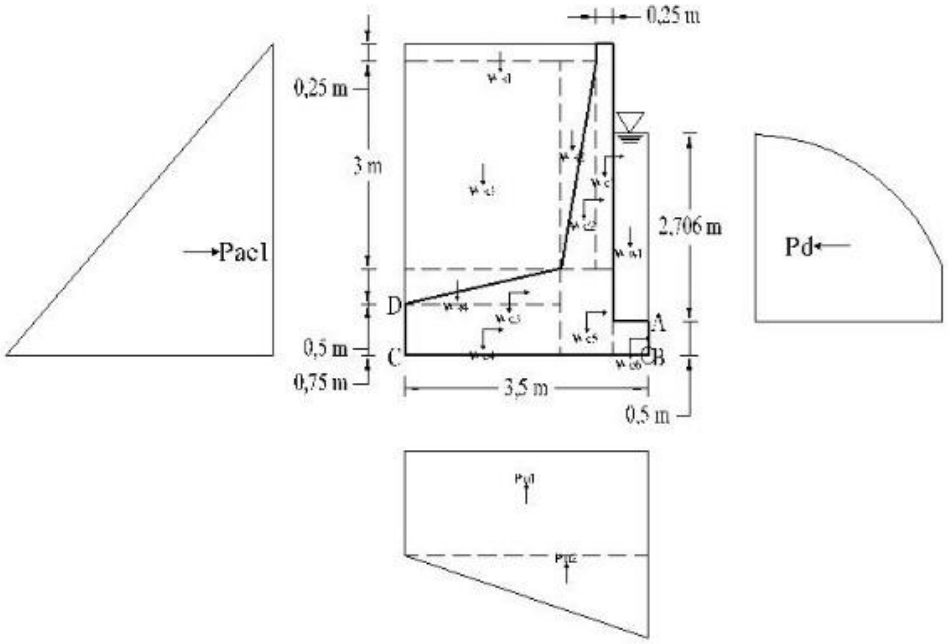
σmin = 1,511 ton/m² < 52,267 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.40. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Transisi Kondisi Banjir Qpmf Gempa
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

4.7.2.2.Dinding Penahan Pada Saluran Peluncur

4.7.2.2.1.Jalur Rembesan Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air di hulu dan hilir yang bekerja pada dasar fondasi dinding penahan. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan jalur rembesanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) yang diterima oleh dinding penahan.

Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) dihitung dengan menggunakan persamaan (2-80) seperti yang disajikan pada tabel-tabel dibawah ini :

- Dinding penahan saluran peluncur kondisi kosong

  ΔH hulu dan hilir = 0 m

Tabel 4.86. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[8]	[9]
A					0	0	0
	A - B	0,5					
B					0,5	0	0
	B - C		2,75	0,917			
C					1,417	0	0
	C - D	0,6					
D					2,017	0	0
Panjang Rembesan Total					2,017		

Sumber : Perhitungan

- Dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{pmf}

  ΔH hulu dan hilir = 2,432 m

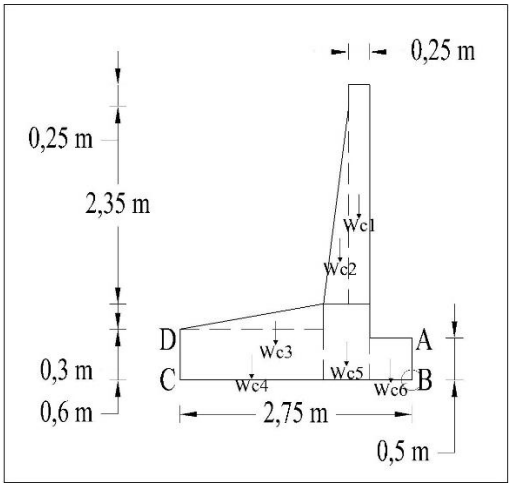
Tabel 4.87. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[8]	[9]
A					0	2,532	3
	A - B	0,5					
B					0,5	3,032	2,429
	B - C		2,75	0,917			
C					1,417	3,032	1,324
	C - D	0,6					
D					2,017	2,432	0
Panjang Rembesan Total					2,017		

Sumber : Perhitungan

4.7.2.2.2.Analisa Stabilitas Konstruksi Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur

Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil seperti pada gambar 4.41 dan perhitungan gaya berat pada tubuh pelimpah dapat dilihat pada tabel 4.88.



Gambar 4.41. Gaya berat pada dinding penahan saluran peluncur

Dari gambar 4.41 maka dapat dihitung gaya berat sendiri pada dinding penahan saluran peluncur dan hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.88. Perhitungan Berat Sendiri Pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Notasi	Nilai				Volume	ϒ	Gaya berat
	Panjang	Tinggi	Lebar	Ratio			
	(m)	(m)	(m)		(m^3)	(ton/m^3)	ton
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	1	2,6	0,25	1	0,65	2,4	1,56
Wc2	1	2,35	0,3	0,5	0,353	2,4	0,846
Wc3	1	0,3	1,7	0,5	0,255	2,4	0,612
Wc4	1	0,6	1,7	1	1,02	2,4	2,448
Wc5	1	0,9	0,55	1	0,495	2,4	1,188
Wc6	1	0,5	0,5	1	0,25	2,4	0,6
Total							7,254

Sumber : Perhitungan

Untuk perhitungan gaya berat sendiri pada dinding penahan saluran peluncur Wc1 dihitung dengan menggunakan persamaan (2-77) seperti berikut ini :

- Panjang = 1 m
- Tinggi = 2,6 m
- Lebar = 0,25 m
- Ratio = 1 (untuk bidang berbentu persegi atau persegi panjang)
  = 0,5 (untuk bidang berbentu segi tiga)
- Volume = panjang x tinggi x lebar x ratio
  = 1 x 2,6 x 0,25 x 1
  = 0,65 m^3
- Υ_{beton} = 2,4 tom/m^3
- Gaya berat (Wc1) = volume x Υ_{beton}
  = 0,65 x 2,4
  = 1,56 ton

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa. Dari hasil perhitungan koefisien gempa pada bendungan Seulimeum didapatkan sebesar 0,231.

Berat air yang terdapat diatas dinding penahan saluran peluncur termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air yang akan menghasilkan gaya berat air yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan saluran peluncur. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat air yang terdapat pada dinding penahan saluran peluncur dalam kondisi banjir Q_{pmf} yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-78) seperti berikut ini :

Ww1 = *volume x* Υ_{air}
= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}
= (1 x 2,532 x 1 x 1) x 1
= 2,532 ton

Berat tanah yang terdapat diatas dinding penahan saluran peluncur termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume tanah dikalikan dengan berat jenis tanah yang akan menghasilkan gaya berat tanah yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan saluran peluncur. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat tanah

yang terdapat pada dinding penahan saluran peluncur yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-79) seperti berikut ini :

$Ws1 = volume \times \Upsilon_{tanah}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{tanah}

= (1 x 0,25 x 2 x 1) x 1,659

= 0,83 ton

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) didapat dari perhitugan jalur rembesan seperti pada tabel 4.86 dan 4.87. Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) adalah sebagai berikut :

$Pu1 = volume \times \Upsilon_{air}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}

= (1 x 1,324 x 2,75 x 1) x 1

= 3,64 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pada dinding penahan saluran peluncur. Salah satu tekanan air yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan saluran peluncur dalam keadaan banjir Q_{pmf} dan mendapatkan tekanan hidrostatis yang dihitung menggunakan persamaan (2-81). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrostatis :

$$Pw = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2{,}532^2 \cdot 1$$

= 3,206 ton

Tekanan tanah dialami oleh sebuah konstruksi berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif pada dinding penahan saluran peluncur dapat dihitung menggunakan persamaan (2-86) untuk kondisi normal dan persamaan (2-92) untuk kondisi gempa, sedangkan untuk tekanan tanah pasif pada dinding penahan saluran peluncur dapat diabaikan karena mempunyai pengaruh yang sangat kecil. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

Υ_w = 1 ton/m^3

Υ_t = 1,659 ton/m^3

Φ = 38º (tabel 2.13)

kh = 0,231

kv $= \frac{2}{3}$. kh

$= \frac{2}{3}$. 0,231

= 0,154

β $= \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$

$= \tan^{-1}\left(\frac{0,231}{1-0,154}\right)$

= 15,235º

Θ = 7º

δ $= \frac{1}{2}\,\Phi$

$= \frac{1}{2}$. 38

= 19º

α = 0º

Tekanan tanah aktif

- Kondisi normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi-\theta)}{\cos^2\theta\,.\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha)}{\cos(\delta+\theta)\,.\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-7)}{\cos^2 7\,.\cos(19+7)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(19+38)\,.\sin(38-0)}{\cos(19+7)\,.\cos(7-0)}}\right]^2}$$

= 0,268

- Kondisi gempa

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi-\theta-\beta)}{\cos^2\theta\,.\cos\beta\,.\cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha-\beta)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\,.\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-7-15,235)}{\cos^2 7\,.\cos 15,235\,.\cos(19+7+15,235)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(19+38)\,.\,\sin(38-0-15,235)}{\cos(19+7+15,235)\,.\,\cos(7-0)}}\right]^2}$$

= 0,471

Perhitungan tekanan tanah aktif pada kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) dapat dihitung seperti pada gambar 2.32. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Diketahui : H = 3,5 m

q = 1 ton/m

- Pa1 = q . Ka . H

  = 1 . 0,268 . 3,5

  = 0,937 ton

- Pa2 = 0,5 . Υ_t . Ka . H^2

  = 0,5 . 1,659 . 0,268 . $3{,}5^2$

  = 2,72 ton

Perhitungan stabilitas pada kondisi gempa terdapat tekanan hidrodinamis yang disebabkan oleh gaya gempa. Tekanan hidrodinamis yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan saluran peluncur dalam keadaan banjir Q_{pmf} yang dihitung menggunakan persamaan (2-83). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrodinamis :

$$Pd = C_d \cdot \gamma_w \cdot k_1 \cdot H_2^2 \cdot (1 - z^{1,5})$$

$$= \frac{7}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}231 \cdot 2{,}532^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{0}{2{,}532}\right)^{1,5}\right)$$

$$= 0{,}862 \text{ ton}$$

Analisa stabilitas konstruksi pada dinding penahan saluran peluncur dipilihlah salah satu kondisi yaitu kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) untuk contoh perhitungan. Analisa stabilitas konstruksi dapat dilihat dari nilai stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap guling dan stabilitas terhadap daya dukung tanah. Berikut contoh perhitungan stabilitas pada dinding penahan saluran peluncur :

- Stabilitas terhadap guling

  Stabilitas terhadap guling dapat dihitung menggunakan persamaan (2-101). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

$$F_{gl} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$$= \frac{19{,}914}{0{,}505}$$

$$= 39{,}44$$

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gl} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

39,44 > 1,5....memenuhi syarat

- Stabilitas terhadap geser

Stabilitas terhadap geser dapat dihitung menggunakan persamaan (2-102). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

c = 0,229 kg/cm^2 (tabel 3.7)

= 2,29 ton/m^2

Tan Φ = Tan 38

= 0,781

$$F_{gs} = \frac{c\ .\ A + \sum V\ tan\ \Phi}{\sum H}$$

$$= \frac{2{,}29\ .\ (2{,}75 \text{ x } 1) + 14{,}091\ .\ 0{,}781}{0{,}451}$$

= 38,385

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gs} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

38,385 > 1,5....memenuhi syarat

- Nilai eksentrisitas

Nilai eksentrisitas dapat dihitung menggunakan persamaan (2-105). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{(19{,}914 - 0{,}505)}{14{,}091} - \frac{2{,}75}{2}$$

= 0,002

Syarat eksentrisitas :

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$0{,}002 \leq \frac{2{,}75}{6}$$

Maka :

0,002 ≤ 0,458

- Daya dukung

  Karena e ≤ $\frac{B}{6}$ maka untuk menghitung daya dukung menggunakan persamaan (2-103).

  Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

  $\sigma_{maks} = \frac{V}{B}(1 + \frac{6\,e}{B})$

  $= \frac{14{,}091}{2{,}75}(1 + \frac{6\,.\,0{,}002}{2{,}75})$

  $= 5{,}151$ ton/m^2

  $\sigma_{min} = \frac{V}{B}(1 - \frac{6\,e}{B})$

  $= \frac{14{,}091}{2{,}75}(1 - \frac{6\,.\,0{,}002}{2{,}75})$

  $= 5{,}098$ ton/m^2

Syarat daya dukung :

σ_{maks} dan σ_{min} ≤ daya dukung ijin tanah

$\sigma_{maks} = 5{,}151$ ton/m^2 ≤ 53,996 ton/m^2....memenuhi syarat

$\sigma_{min} = 5{,}098$ ton/m^2 ≤ 53,996 ton/m^2....memenuhi syarat

Perhitungan pada kondisi-kodisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.89 hingga tabel 4.92 dan akan dijelaskan dengan gambar 4.42 hingga gambar gambar 4.45.

Tabel 4.89. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondiri Kosong Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	2,6	0,25	1	2,4	1,56		0,625		0,975	
Wc2	1	2,35	0,3	0,5	2,4	0,846		0,85		0,719	
Wc3	1	0,3	1,7	0,5	2,4	0,612		1,617		0,99	
Wc4	1	0,6	1,7	1	2,4	2,448		1,9		4,651	
Wc5	1	0,9	0,55	1	2,4	1,188		0,775		0,921	
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6		0,25		0,15	
Ws1	1	0,25	2	1	1,659	0,83		1,75		1,452	
Ws2	1	2,35	0,3	0,5	1,659	0,585		0,95		0,556	
Ws3	1	2,35	1,7	1	1,659	6,628		1,9		12,593	
Ws4	1	0,3	1,7	0,5	1,659	0,423		2,183		0,924	
q	1	0,5	1,75			0,875		1,625		1,422	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,268	3,5				0,937		1,75		1,64
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,659	0,268	3,5	0,5			2,72		1,167		3,17
Total					Σ V	16,594			Σ Mv	25,351	
					Σ H		3,656		Σ Mh		4,813

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	5,267	≥	1,5	aman	B	=	2,75	m
Stabilitas terhadap geser =	5,268	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e = 0,137 ≤ B/6 = 0,458 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 7,842 ton/m² < 53,996 aman

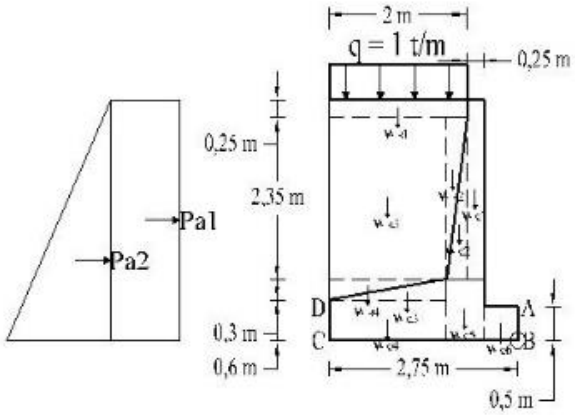
σmin = 4,226 ton/m² < 53,996 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.42. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Normal
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.90. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondiri Kosong Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang (m) [1]	Tinggi (m) [2]	Lebar (m) [3]	Rasio (m) [4]	ϒ (t/m³) [5]	Pv (ton) [6]	Ph (ton) [7]	X (m) [8]	Y (m) [9]	Mx (ton.m) [10]	My (ton.m) [11]
Wc1	1	2,6	0,25	1	2,4	1,56	0,36	0,625	2,2	0,975	0,791
Wc2	1	2,35	0,3	0,5	2,4	0,846	0,195	0,85	1,683	0,719	0,328
Wc3	1	0,3	1,7	0,5	2,4	0,612	0,141	1,617	0,7	0,99	0,099
Wc4	1	0,6	1,7	1	2,4	2,448	0,564	1,9	0,3	4,651	0,169
Wc5	1	0,9	0,55	1	2,4	1,188	0,274	0,775	0,45	0,921	0,123
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6	0,138	0,25	0,25	0,15	0,035
Ws1	1	0,25	2	1	1,659	0,83		1,75		1,452	
Ws2	1	2,35	0,3	0,5	1,659	0,585		0,95		0,556	
Ws3	1	2,35	1,7	1	1,659	6,628		1,9		12,593	
Ws4	1	0,3	1,7	0,5	1,659	0,423		2,183		0,924	
Pae	γ_t	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,659	0,471	3,5	0,5	0,846		4,047		1,167		4,723
Total					Σ V	15,719			Σ Mv	23,929	
					Σ H		5,719		Σ Mh		6,268

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	3,818	≥	1,2	aman	B	=	2,75	m
Stabilitas terhadap geser =	3,249	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e =	0,251	≤	B/6 =	0,458	OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

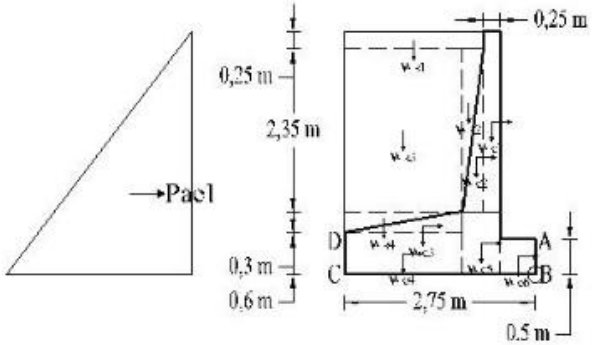
σmax =	8,852	ton/m²	<	53,996	aman
σmin =	2,58	ton/m²	<	53,996	aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.43. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Kosong Gempa
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.91. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondiri Banjir Q_{pmf} Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	2,6	0,25	1	2,4	1,56		0,625		0,975	
Wc2	1	2,35	0,3	0,5	2,4	0,846		0,85		0,719	
Wc3	1	0,3	1,7	0,5	2,4	0,612		1,617		0,99	
Wc4	1	0,6	1,7	1	2,4	2,448		1,9		4,651	
Wc5	1	0,9	0,55	1	2,4	1,188		0,775		0,921	
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6		0,25		0,15	
Ws1	1	0,25	2	1	1,659	0,83		1,75		1,452	
Ws2	1	2,35	0,3	0,5	1,659	0,585		0,95		0,556	
Ws3	1	2,35	1,7	1	1,659	6,628		1,9		12,593	
Ws4	1	0,3	1,7	0,5	1,659	0,423		2,183		0,924	
Ww1	1	2,532	1	1	1	2,532		0,25		0,633	
q	1	0,5	2			1		1,75		1,75	
Pu1	1	1,324	2,75	1	1	-3,64		1,375		-5,005	
Pu2	1	1,105	2,75	0,5	1	-1,52		0,917		-1,393	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,268	3,5				0,937		1,75		1,639
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,659	0,268	3,5	0,5			2,72		1,167		3,174
Pw	0,5	$ϒ_w$	H_2								
	0,5	1	2,532				-3,206		1,344		-4,308
Total					Σ V	14,091			Σ Mv	19,914	
					Σ H		0,451		Σ Mh		0,505

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

					B	=	2,75	m
Stabilitas terhadap guling =	39,44	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	38,385	≥	1,5	aman	Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e = 0,002 ≤ B/6 = 0,458 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 5,151 ton/m² < 53,996 aman

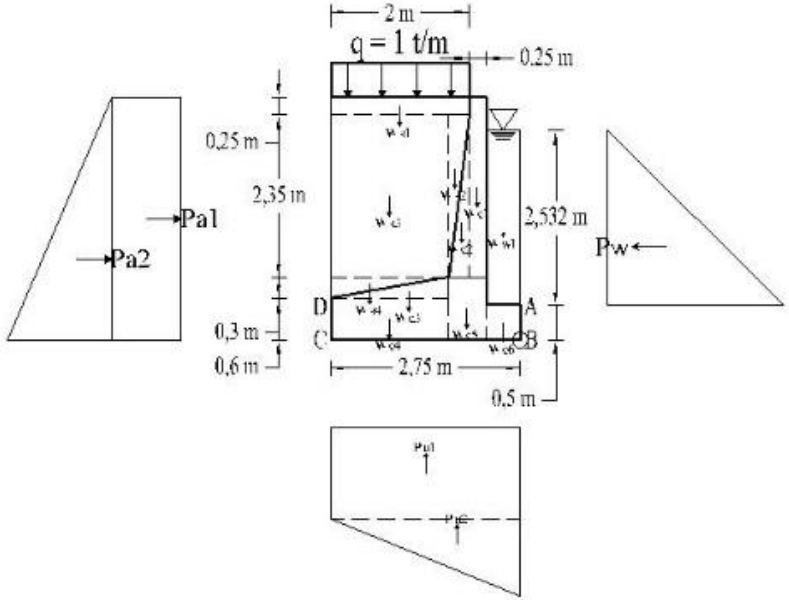
σmin = 5,098 ton/m² < 53,996 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.44. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Qmf/Normal
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.92. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondiri Banjir Q_{pmf} Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	2,6	0,25	1	2,4	1,56	0,36	0,625	2,2	0,975	0,791
Wc2	1	2,35	0,3	0,5	2,4	0,846	0,195	0,85	1,683	0,719	0,328
Wc3	1	0,3	1,7	0,5	2,4	0,612	0,141	1,617	0,7	0,99	0,099
Wc4	1	0,6	1,7	1	2,4	2,448	0,564	1,9	0,3	4,651	0,169
Wc5	1	0,9	0,55	1	2,4	1,188	0,274	0,775	0,45	0,921	0,123
Wc6	1	0,5	0,5	1	2,4	0,6	0,138	0,25	0,25	0,15	0,035
Ws1	1	0,25	2	1	1,659	0,83		1,75		1,452	
Ws2	1	2,35	0,3	0,5	1,659	0,585		0,95		0,556	
Ws3	1	2,35	1,7	1	1,659	6,628		1,9		12,593	
Ws4	1	0,3	1,7	0,5	1,659	0,423		2,183		0,924	
Ww1	1	2,532	1	1	1	2,532		0,25		0,633	
Pu1	1	1,324	2,75	1	1	-3,64		1,375		-5,005	
Pu2	1	1,105	2,75	0,5	1	-1,52		0,917		-1,393	
Pae	Υ_t	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,659	0,471	3,5	0,5	0,846		4,047		1,167		4,723
Pd	7/12	Kh	Υ_w	H_2	Z						
	0,583	0,231	1	2,532	0		-0,862		1,513		-1,304
Total					Σ V	13,1			Σ Mv	18,16	
					Σ H		4,857		Σ Mh		4,964

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

						B	=	2,75	m
Stabilitas terhadap guling =	3,659	≥	1,2	aman		ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	3,403	≥	1,2	aman		Tan φ	=	0,781	
						c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :							=	2,29	ton/m²

e = 0,367 ≤ B/6 = 0,458 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 8,569 ton/m² < 53,996 aman

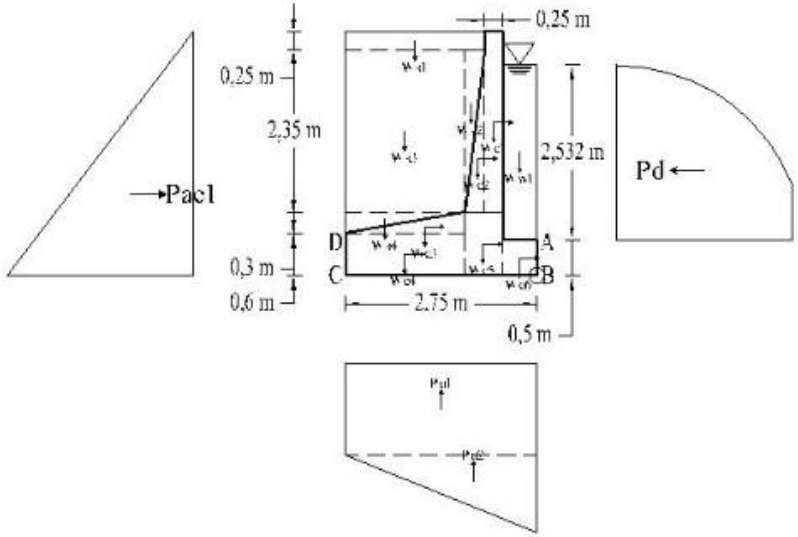
σmin = 0,952 ton/m² < 53,996 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.45. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur Kondisi Banjir Qpmf/Gempa
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

4.7.2.3.Dinding Penahan Pada Peredam Energi

4.7.2.3.1.Jalur Rembesan Pada Dinding Penahan Peredam Energi

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) disebabkan oleh perbedaan elevasi muka air di hulu dan hilir yang bekerja pada dasar fondasi dinding penahan. Bangunan yang terendam air akan mendapatkan gaya angkat ke atas yang akan mengurangi berat efektif bangunan itu sendiri. Perhitungan jalur rembesanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) yang diterima oleh dinding penahan.

Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) dihitung dengan menggunakan persamaan (2-80) seperti yang disajikan pada tabel-tabel dibawah ini :

- Dinding penahan peredam energi kondisi kosong

  ΔH hulu dan hilir = 0 m

Tabel 4.93. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[8]	[9]
A					0	0	0
	A - B	1					
B					1	0	0
	B - C		10	3,333			
C					4,333	0	0
	C - D	1,5					
D					5,833	0	0
Panjang Rembesan Total					5,833		

Sumber : Perhitungan

- Dinding penahan saluran peluncur kondisi banjir Q_{pmf}

  ΔH hulu dan hilir = 13,78 m

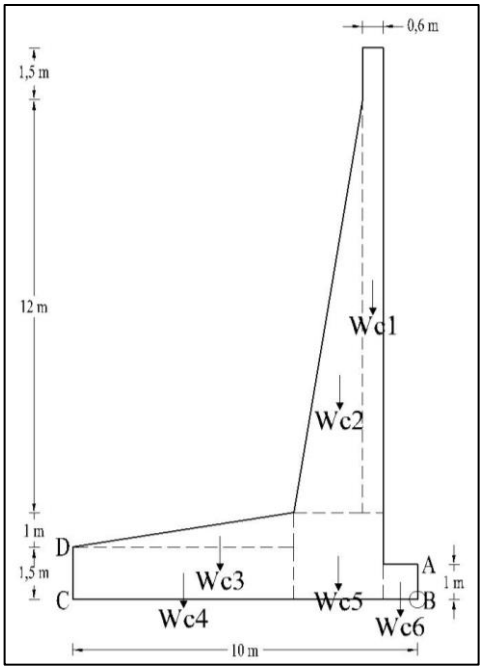
Tabel 4.94. Perhitungan Tekanan Angkat Atau Gaya Angkat Air (*uplift*) Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong

Titik	Garis	Panjang Rembesan				H_{air}	$P_x = H_x - \frac{L_x}{L} . \Delta H$
		Vertikal	Horizontal	1/3 . Horizontal	Lw		
[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[8]	[9]
A					0	14,28	14,28
	A - B	1					
B					1	15,28	12,918
	B - C		10	3,333			
C					4,333	15,28	5,043
	C - D	1,5					
D					5,833	13,78	0
Panjang Rembesan Total					5,833		

Sumber : Perhitungan

4.7.2.3.2.Analisa Stabilitas Konstruksi Pada Dinding Penahan Peredam Energi

Untuk mempermudah dalam perhitungan beban vertikal maka bangunan perlu dibagi menjadi bagian-bagian kecil seperti pada gambar 4.46 dan perhitungan gaya berat pada tubuh pelimpah dapat dilihat pada tabel 4.95.



Gambar 4.46. Gaya berat pada dinding penahan peredam energi

Dari gambar 4.46 maka dapat dihitung gaya berat sendiri pada dinding penahan saluran peluncur dan hasil perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel berikut :

Tabel 4.95. Perhitungan Berat Sendiri Pada Dinding Penahan Peredam Energi

Notasi	Nilai				Volume	ϒ	Gaya berat
	Panjang	Tinggi	Lebar	Ratio			
	(m)	(m)	(m)		(m^3)	(ton/m^3)	ton
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]
Wc1	1	13,5	0,6	1	8,1	2,4	19,44
Wc2	1	12	2	0,5	12	2,4	28,8
Wc3	1	1	6,4	0,5	3,2	2,4	7,68
Wc4	1	1,5	6,4	1	9,6	2,4	23,04
Wc5	1	2,5	2,6	1	6,5	2,4	15,6
Wc6	1	1	1	1	1	2,4	2,4
Total							96,96

Sumber : Perhitungan

Untuk perhitungan gaya berat sendiri pada dinding penahan peredam energi Wc1 dihitung dengan menggunakan persamaan (2-77) seperti berikut ini :

- Panjang = 1 m
- Tinggi = 13,5 m
- Lebar = 0,6 m
- Ratio = 1 (untuk bidang berbentu persegi atau persegi panjang)
  = 0,5 (untuk bidang berbentu segi tiga)
- Volume = panjang x tinggi x lebar x ratio
  = 1 x 13,5 x 0,6 x 1
  = 8,1 m^3
- Υ_{beton} = 2,4 tom/m^3
- Gaya berat (Wc1) = volume x Υ_{beton}
  = 8,1 x 2,4
  = 19,44 ton

Gaya berat karena pengaruh gempa menimbulkan pembebanan dengan arah horizontal. Besar gaya berat gempa merupakan hasil perkalian antara berat vertikal dengan koefisien gempa. Dari hasil perhitungan koefisien gempa pada bendungan Seulimeum didapatkan sebesar 0,231.

Berat air yang terdapat diatas dinding penahan peredam energi termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume air dikalikan dengan berat jenis air yang akan menghasilkan gaya berat air yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan peredam energi. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat air yang terdapat pada dinding penahan peredam energi dalam kondisi banjir Q_{pmf} yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-78) seperti berikut ini :

Ww1 = *volume x* Υ_{air}
= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}
= (1 x 14,28 x 1 x 1) x 1
= 14,28 ton

Berat tanah yang terdapat diatas dinding penahan peredam energi termasuk didalam pembebanan vertikal dimana volume tanah dikalikan dengan berat jenis tanah yang akan menghasilkan gaya berat tanah yang sangat berpengaruh terhadap pembebanan dinding penahan peredam energi. Berikut adalah salah satu contoh perhitungan gaya berat tanah yang

terdapat pada dinding penahan peredam energi yang dihitung dengan menggunakan persamaan (2-79) seperti berikut ini :

$Ws1 = volume \times \Upsilon_{tanah}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{tanah}

= (1 x 1,5 x 8,4 x 1) x 1,664

= 20,903 ton

Tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) didapat dari perhitugan jalur rembesan seperti pada tabel 4.93 dan 4.94. Perhitungan tekanan angkat atau gaya angkat air (*uplift*) adalah sebagai berikut :

$Pu1 = volume \times \Upsilon_{air}$

= (panjang x tinggi x lebar x ratio) x Υ_{air}

= (1 x 5,043 x 10 x 1) x 1

= 50,432 ton

Tekanan air menimbulkan gaya horizontal yang berpengaruh terhadap pembebanan pada dinding penahan peredam energi. Salah satu tekanan air yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan peredam energi dalam keadaan banjir Q_{pmf} dan mendapatkan tekanan hidrostatis yang dihitung menggunakan persamaan (2-81). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrostatis :

$$Pw = \frac{1}{2} \cdot h^2 \cdot \gamma_w$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 14{,}28^2 \cdot 1$$

= 101,959 ton

Tekanan tanah dialami oleh sebuah konstruksi berupa tekanan tanah aktif dan pasif. Dimana koefisien tekanan tanah aktif pada dinding penahan peredam energi dapat dihitung menggunakan persamaan (2-86) untuk kondisi normal dan persamaan (2-92) untuk kondisi gempa, sedangkan untuk tekanan tanah pasif pada dinding penahan peredam energi dapat diabaikan karena mempunyai pengaruh yang sangat kecil. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

Υ_w = 1 ton/m^3

Υ_t = 1,659 ton/m^3 (tabel 3.7)

Φ = 38º (tabel 2.13)

kh = 0,231

kv $= \frac{2}{3}$. kh

$= \frac{2}{3}$. 0,231

= 0,154

β $= \tan^{-1}\left(\frac{k_h}{1-k_v}\right)$

$= \tan^{-1}\left(\frac{0,231}{1-0,154}\right)$

= 15,235º

Θ = 9º

δ $= \frac{1}{2}\,\Phi$

$= \frac{1}{2}$. 38

= 19º

α = 0º

Tekanan tanah aktif

- Kondisi normal

$$K_a = \frac{\cos^2(\Phi-\theta)}{\cos^2\theta\,.\cos(\delta+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha)}{\cos(\delta+\theta)\,.\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-9)}{\cos^2 9\,.\cos(19+9)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(19+38)\,.\,\sin(38-0)}{\cos(19+9)\,.\cos(9-0)}}\right]^2}$$

= 0,284

- Kondisi gempa

$$K_{ae} = \frac{\cos^2(\Phi-\theta-\beta)}{\cos^2\theta\,.\cos\beta\,.\cos(\delta+\theta+\beta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\delta+\Phi)\,.\sin(\Phi-\alpha-\beta)}{\cos(\delta+\theta+\beta)\,.\cos(\theta-\alpha)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(38-9-15,235)}{\cos^2 9\,.\cos 15,235\,.\cos(19+9+15,235)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(19+38)\,.\,\sin(38-0-15,235)}{\cos(19+9+15,235)\,.\,\cos(9-0)}}\right]^2}$$

= 0,492

Perhitungan tekanan tanah aktif pada kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) dapat dihitung seperti pada gambar 2.32. Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Diketahui : H = 16 m

q = 1 ton/m

- Pa1 = q . Ka . H

  = 1 . 0,284 . 16

  = 4,538 ton

- Pa2 = 0,5 . Υ_t . Ka . H^2

  = 0,5 . 1,659 . 0,284 . 16^2

  = 60,233 ton

Perhitungan stabilitas pada kondisi gempa terdapat tekanan hidrodinamis yang disebabkan oleh gaya gempa. Tekanan hidrodinamis yang diambil sebagia contoh adalah ketika kondisi dinding penahan peredam energi dalam keadaan banjir Q_{pmf} yang dihitung menggunakan persamaan (2-83). Berikut contoh perhitungan tekanan hidrodinamis :

$$Pd = C_d \cdot \gamma_w \cdot k_1 \cdot H_2^2 \cdot (1 - z^{1,5})$$

$$= \frac{7}{12} \cdot 1 \cdot 0{,}231 \cdot 14{,}28^2 \cdot \left(1 - \left(\frac{0}{14{,}28}\right)^{1,5}\right)$$

$$= 27{,}419 \text{ ton}$$

Analisa stabilitas konstruksi pada dinding penahan peredam energi dipilihlah salah satu kondisi yaitu kondisi banjir Q_{pmf} normal (tanpa gempa) untuk contoh perhitungan. Analisa stabilitas konstruksi dapat dilihat dari nilai stabilitas terhadap geser, stabilitas terhadap guling dan stabilitas terhadap daya dukung tanah. Berikut contoh perhitungan stabilitas pada dinding penahan peredam energi :

- Stabilitas terhadap guling

  Stabilitas terhadap guling dapat dihitung menggunakan persamaan (2-101). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

$$F_{gl} = \frac{\sum M_v}{\sum M_h}$$

$$= \frac{1064{,}224}{229{,}755}$$

$$= 4{,}632$$

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gl} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

4,632 > 1,5....memenuhi syarat

- Stabilitas terhadap geser

Stabilitas terhadap geser dapat dihitung menggunakan persamaan (2-102). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

Dimana :

c = 0,229 kg/cm^2 (tabel 3.7)

= 2,29 ton/m^2

Tan Φ = Tan 38

= 0,781

$$F_{gs} = \frac{c\ .\ A + \sum V\ tan\ \Phi}{\sum H}$$

$$= \frac{2{,}29\ .\ (10 \text{ x } 1) + 199{,}166\ .\ 0{,}781}{37{,}188}$$

= 4,8

Syarat stabilitas terhadap guling :

F_{gs} > 1,5 (nilai keamanan dalam keadaan normal)

Maka :

4,8 > 1,5....memenuhi syarat

- Nilai eksentrisitas

Nilai eksentrisitas dapat dihitung menggunakan persamaan (2-105). Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

$$e = \frac{\sum M}{\sum V} - \frac{B}{2}$$

$$= \frac{(1064{,}224 - 229{,}755)}{199{,}166} - \frac{10}{2}$$

= 0,81

Syarat eksentrisitas :

$$e \leq \frac{B}{6}$$

$$0{,}81 \leq \frac{10}{6}$$

Maka :

0,81 ≤ 1,667

- Daya dukung

  Karena e ≤ $\frac{B}{6}$ maka untuk menghitung daya dukung menggunakan persamaan (2-103).

  Contoh perhitungan akan dijabarkan sebagai seperti dibawah :

  $\sigma_{maks} = \frac{V}{B}(1 + \frac{6\,e}{B})$

  $= \frac{199{,}166}{10}(1 + \frac{6\,.\,0{,}81}{10})$

  $= 29{,}598$ ton/m^2

  $\sigma_{min} = \frac{V}{B}(1 - \frac{6\,e}{B})$

  $= \frac{199{,}166}{10}(1 - \frac{6\,.\,0{,}81}{10})$

  $= 10{,}235$ ton/m^2

  Syarat daya dukung :

  σ_{maks} dan σ_{min} ≤ daya dukung ijin tanah

  $\sigma_{maks} = 29{,}598$ ton/m^2 ≤ 46,109 ton/m^2....memenuhi syarat

  $\sigma_{min} = 10{,}235$ ton/m^2 ≤ 46,109 ton/m^2....memenuhi syarat

Perhitungan pada kondisi-kodisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.96 hingga tabel 4.99 dan akan dijelaskan dengan gambar 4.47 hingga gambar gambar 4.50.

Tabel 4.96. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondiri Kosong Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	13,5	0,6	1	2,4	19,44		1,3		25,272	
Wc2	1	12	2	0,5	2,4	28,8		2,267		65,29	
Wc3	1	1	6,4	0,5	2,4	7,68		5,733		44,029	
Wc4	1	1,5	6,4	1	2,4	23,04		6,8		156,672	
Wc5	1	2,5	2,6	1	2,4	15,6		2,3		35,88	
Wc6	1	1	1	1	2,4	2,4		0,5		1,2	
Ws1	1	1,5	8,4	1	1,659	20,903		5,8		121,24	
Ws2	1	12	2	0,5	1,659	19,908		2,93		58,39	
Ws3	1	12	6,4	1	1,659	127,411		6,8		866,396	
Ws4	1	1	6,4	0,5	1,659	5,309		7,867		41,76	
q	1	0,5	8,4			4,2		5,8		24,36	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,284	16				4,538		8		36,31
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,659	0,284	16	0,5			60,233		5,333		321,224
Total					Σ V	274,691			Σ Mv	1440,49	
					Σ H		64,772		Σ Mh		357,53

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	4,029	≥	1,5	aman	B	=	10	m
Stabilitas terhadap geser =	3,667	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e = 1,058 ≤ B/6 = 1,667 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 44,899 ton/m² < 46,109 aman

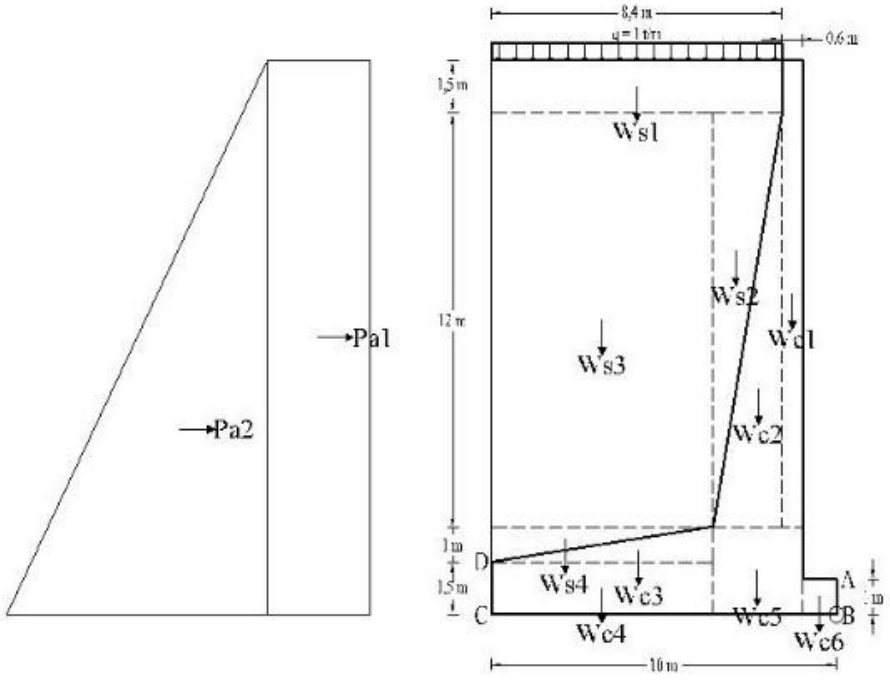
σmin = 10,039 ton/m² < 46,109 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.47. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Normal
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.97. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondiri Kosong Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang (m) [1]	Tinggi (m) [2]	Lebar (m) [3]	Rasio (m) [4]	ϒ (t/m³) [5]	Pv (ton) [6]	Ph (ton) [7]	X (m) [8]	Y (m) [9]	Mx (ton.m) [10]	My (ton.m) [11]
Wc1	1	13,5	0,6	1	2,4	19,44	4,481	1,3	9,25	25,272	41,449
Wc2	1	12	2	0,5	2,4	28,8	6,64	2,267	6,5	65,29	43,15
Wc3	1	1	6,4	0,5	2,4	7,68	1,77	5,733	1,833	44,029	3,245
Wc4	1	1,5	6,4	1	2,4	23,04	5,311	6,8	0,75	156,672	3,983
Wc5	1	2,5	2,6	1	2,4	15,6	3,596	2,3	1,25	35,88	4,495
Wc6	1	1	1	1	2,4	2,4	0,553	0,5	0,5	1,2	0,277
Ws1	1	1,5	8,4	1	1,659	20,903		5,8		121,24	
Ws2	1	12	2	0,5	1,659	19,908		2,93		58,39	
Ws3	1	12	6,4	1	1,659	127,411		6,8		866,396	
Ws4	1	1	6,4	0,5	1,659	5,309		7,867		41,76	
Pae	Υ_t	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,659	0,492	16	0,5	0,846		88,487		5,333		471,904
Total					Σ V	270,491			Σ Mv	1416,133	
					Σ H		110,837		Σ Mh		568,501

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

Stabilitas terhadap guling =	2,491	≥	1,2	aman	B	=	10	m
Stabilitas terhadap geser =	2,113	≥	1,2	aman	ϕ	=	38	
					Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e = 1,866 ≤ B/6 = 1,667 No

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 28,773 ton/m² < 46,109 aman

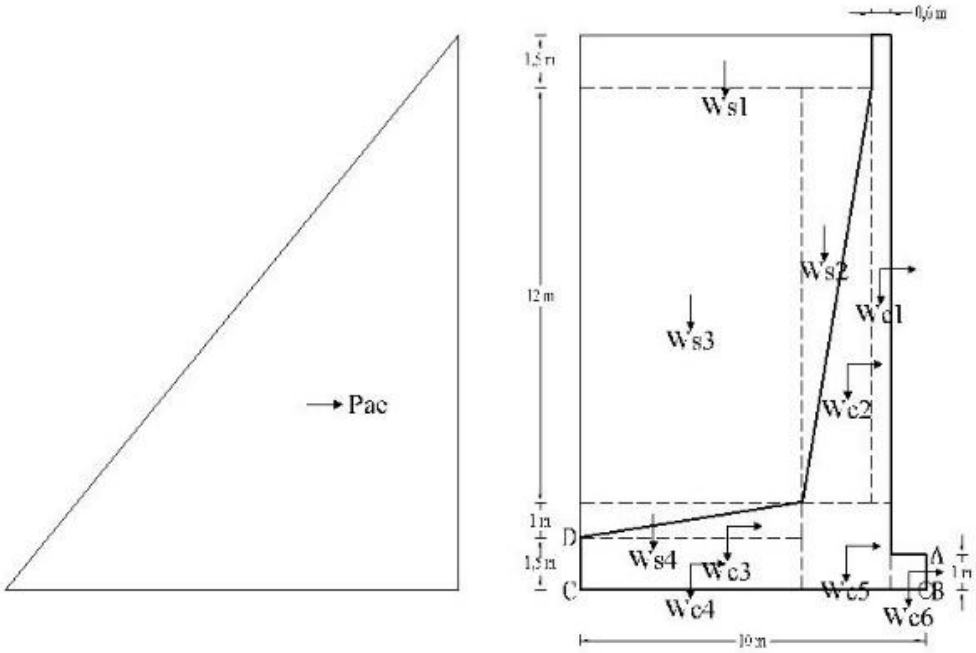
σmin = 0 ton/m² < 46,109 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.48. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Kosong Gempa
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.98. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondiri Banjir Q_{pmf} Normal

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	13,5	0,6	1	2,4	19,44		1,3		25,272	
Wc2	1	12	2	0,5	2,4	28,8		2,267		65,29	
Wc3	1	1	6,4	0,5	2,4	7,68		5,733		44,029	
Wc4	1	1,5	6,4	1	2,4	23,04		6,8		156,672	
Wc5	1	2,5	2,6	1	2,4	15,6		2,3		35,88	
Wc6	1	1	1	1	2,4	2,4		0,5		1,2	
Ws1	1	1,5	8,4	1	1,659	20,903		5,8		121,24	
Ws2	1	12	2	0,5	1,659	19,908		2,93		58,39	
Ws3	1	12	6,4	1	1,659	127,411		6,8		866,396	
Ws4	1	1	6,4	0,5	1,659	5,309		7,867		41,76	
Ww1	1	14,28	1	1	1	14,28		0,5		7,14	
q	1	0,5	8,4			4,2		5,8		24,36	
Pu1	1	5,043	10	1	1	-50,434		5		-252,171	
Pu2	1	7,874	10	0,5	1	-39,371		3,333		-131,238	
Pa1	q	Ka	H_1								
	1	0,284	16				4,538		8		36,307
Pa2	$ϒ_t$	Ka	H_1	0,5							
	1,659	0,284	16	0,5			60,233		5,333		321,224
Pw	0,5	$ϒ_w$	H_2								
	0,5	1	14,28				-101,959		5,76		-587,285
Total					Σ V	199,166			Σ Mv	1064,224	
					Σ H		37,188		Σ Mh		229,755

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

					B	=	10	m
Stabilitas terhadap guling =	4,632	≥	1,5	aman	ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	4,8	≥	1,5	aman	Tan φ	=	0,781	
					c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :						=	2,29	ton/m²

e = 0,81 ≤ B/6 = 1,667 OK

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

σmax = 29,598 ton/m² < 46,109 aman

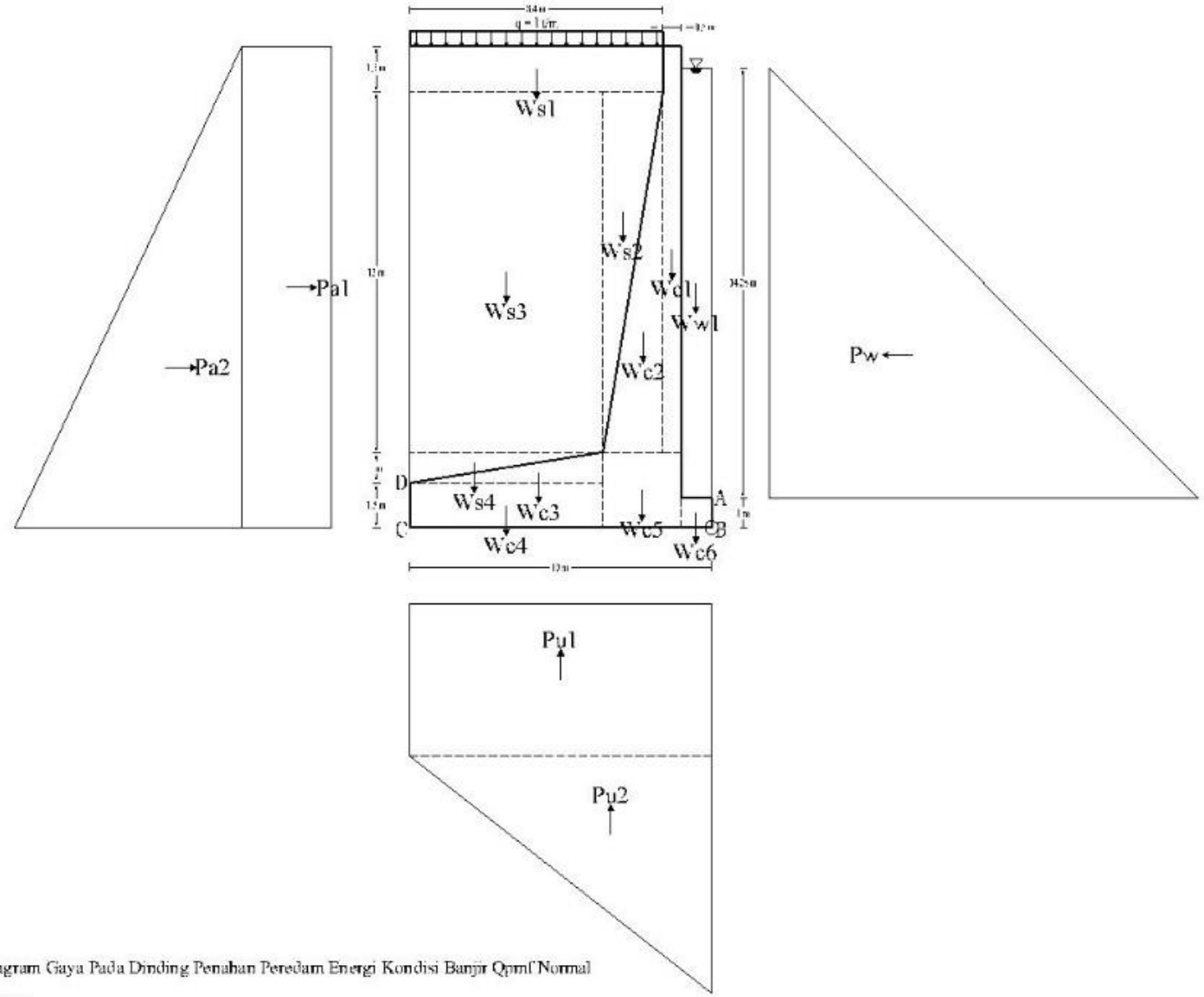
σmin = 10,235 ton/m² < 46,109 aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.49. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Qpmf Normal
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.99. Perhitungan Stabilitas Dinding Penahan Peredam Energi Kondiri Banjir Q_{pmf} Gempa

Notasi	Nilai					Gaya		Lengan Momen		Momen	
	Panjang	Tinggi	Lebar	Rasio	ϒ	Pv	Ph	X	Y	Mx	My
	(m)	(m)	(m)	(m)	(t/m³)	(ton)	(ton)	(m)	(m)	(ton.m)	(ton.m)
	[1]	[2]	[3]	[4]	[5]	[6]	[7]	[8]	[9]	[10]	[11]
Wc1	1	13,5	0,6	1	2,4	19,44	4,481	1,3	9,25	25,272	41,449
Wc2	1	12	2	0,5	2,4	28,8	6,638	2,267	6,5	65,29	43,15
Wc3	1	1	6,4	0,5	2,4	7,68	1,77	5,733	1,833	44,029	3,245
Wc4	1	1,5	6,4	1	2,4	23,04	5,311	6,8	0,75	156,672	3,983
Wc5	1	2,5	2,6	1	2,4	15,6	3,596	2,3	1,25	35,88	4,495
Wc6	1	1	1	1	2,4	2,4	0,553	0,5	0,5	1,2	0,277
Ws1	1	1,5	8,4	1	1,659	20,903		5,8		121,24	
Ws2	1	12	2	0,5	1,659	19,908		2,93		58,39	
Ws3	1	12	6,4	1	1,659	127,411		6,8		866,396	
Ws4	1	1	6,4	0,5	1,659	5,309		7,867		41,76	
Ww1	1	14,28	1	1	1	14,28		0,5		7,14	
Pu1	1	5,043	10	1	1	-50,434		5		-252,171	
Pu2	1	7,874	10	0,5	1	-39,371		3,333		-131,238	
Pae	γ_t	Kae	H_1	0,5	(1 - kv)						
	1,659	0,492	16	0,5	0,846		88,487		5,333		471,904
Pd	7/12	Kh	γ_w	H_2	Z						
	0,583	0,231	1	14,28	0		-27,419		6,712		-184,033
Total					Σ V	194,966			Σ Mv	1039,864	
					Σ H		83,418		Σ Mh		384,468

Angka keamanan terhadap guling dan geser kondisi normal :

						B	=	10	m
Stabilitas terhadap guling =	2,705	≥	1,2	aman		ϕ	=	38	
Stabilitas terhadap geser =	2,101	≥	1,2	aman		Tan φ	=	0,781	
						c	=	0,229	kg/cm2
Nilai eksentrisitas :							=	2,29	ton/m²
e =	1,638	≤	B/6 =	1,667	OK				

Tegangan tanah maksimal dan minimal yang timbul :

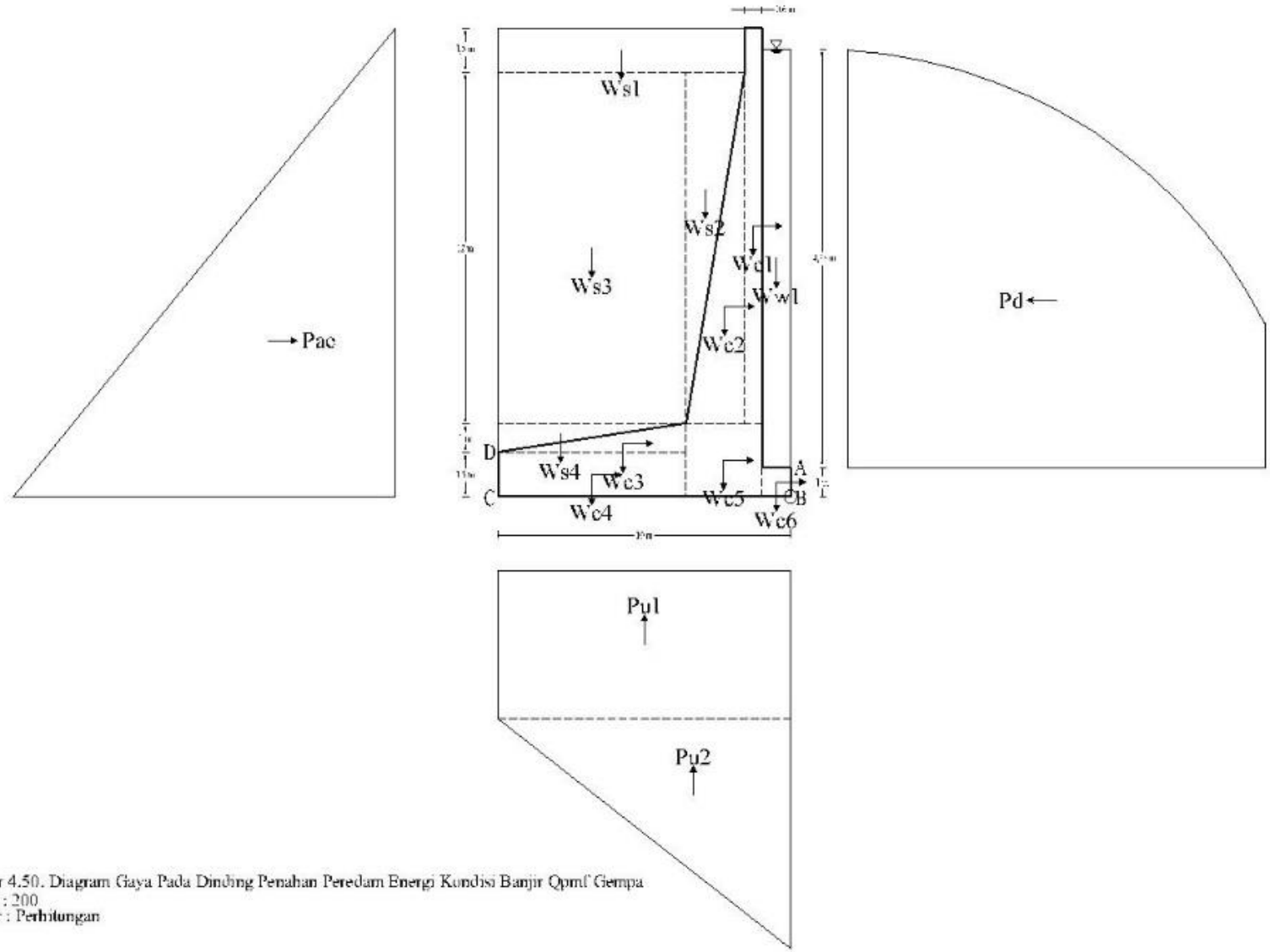
σmax =	38,663	ton/m²	<	46,109	aman
σmin =	0,331	ton/m²	<	46,109	aman

Sumber : hasil perhitungan

Keterangan:

[1] = Panjang Konstruksi, tiap 1 meter panjang (m)
[2] = tinggi tiap bagian (m)
[3] = lebar tiap bagian (m)
[4] = 1 digunakan untuk penampang persegi atau persegi panjang
= 0,5 digunakan untuk penampang segitiga
[5] = berat jenis beton bertulang = 2,4 (t/m³)
[6] = gaya vertikal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] (untuk bangunan)
= [1] x [2] x [3] x [4] (untuk uplift)
nilai (+) untuk arah gaya ke bawah
nilai (-) untuk arah gaya ke atas

[7] = gaya horizontal (ton)
= [1] x [2] x [3] x [4] x [5] Kh = 0,231
nilai (+) untuk arah gaya ke hilir
nilai (-) untuk arah gaya ke hulu
= lengan momen gaya berat konstruksi (m)
[8] = lengan momen gaya horizontal (m)
[9] = momen (ton.m)
[10] = [6] x [8]
= momen (ton.m)
[11] = [7] x [9]



Gambar 4.50. Diagram Gaya Pada Dinding Penahan Peredam Energi Kondisi Banjir Qpmf Gempa
Skala 1 : 200
Sumber : Perhitungan

4.7.3. Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas

Tabel 4.100. Tabel Rekapitulasi Hasil Perhitungan Stabilitas Konstruksi Pada Perencanaan Pelimpah Bendungan Seuimeum

No.	Tinjauan stabilitas pada tiap kostruksi	Angka keamanan terhadap guling		Angka keamanan terhadap geser		Eksentrisitas	B/6	Kontrol Eksentrisitas	Tegangan			Kontrol daya dukung
									Ijin	Max	Min	
		SF Guling		SF Geser		e			σ ijin	σ max	σ min	ton/m^2
A	**Bangunan Pelimpah**											
1	**Keadaan Normal**	**(SF ≥ 1,5)**		**(SF ≥ 1,5)**				**e < B/6**				**< σ ijin**
	Ketika kosong	35,944	AMAN	5,629	AMAN	0,916	1,52	OK	53,77	20,193	5,004	OK
	Ketika penuh	99,355	AMAN	4,907	AMAN	1,278	1,52	OK	53,77	15,907	1,379	OK
	Ketika banjir	7,507	AMAN	7,546	AMAN	0,758	1,52	OK	53,77	12,582	4,212	OK
2	**Keadaan Gempa**	**(SF ≥ 1,2)**		**(SF ≥ 1,2)**				**e < B/6**				**< σ ijin**
	Ketika kosong	11,994	AMAN	6,813	AMAN	0,603	1,52	OK	53,77	17,599	7,598	OK
	Ketika penuh	8,067	AMAN	5,337	AMAN	0,606	1,52	OK	53,77	12,088	5,198	OK
	Ketika banjir	6,645	AMAN	4,886	AMAN	0,652	1,52	OK	53,77	11,996	4,797	OK
B	**Bangunan Dinding Penahan**											
1	**Keadaan Normal**	**(SF ≥ 1,5)**		**(SF ≥ 1,5)**				**e < B/6**				**< σ ijin**
	DP Pada Sal. Transisi											
	Ketika kosong	5,283	AMAN	6,837	AMAN	0,197	0,583	OK	52,267	10,938	5,405	OK
	Ketika banjir	8,296	AMAN	14,619	AMAN	0,059	0,583	OK	52,267	7,106	5,8	OK
	DP Pada Sal. Peluncur											
	Ketika kosong	5,267	AMAN	5,268	AMAN	0,137	0,458	OK	53,996	7,842	4,226	OK
	Ketika banjir	39,44	AMAN	38,385	AMAN	0,002	0,458	OK	53,996	5,151	5,098	OK
	DP Pada Peredam Energi											
	Ketika kosong	4,029	AMAN	3,667	AMAN	1,058	1,667	OK	46,109	44,899	10,039	OK
	Ketika banjir	4,632	AMAN	4,8	AMAN	0,81	1,667	OK	46,109	29,598	10,235	OK
2	**Keadaan Gempa**	**(SF ≥ 1,2)**		**(SF ≥ 1,2)**				**e < B/6**				**< σ ijin**
	DP Pada Sal. Transisi											
	Ketika kosong	3,643	AMAN	4,137	AMAN	0,368	0,583	OK	52,267	12,69	2,867	OK
	Ketika banjir	3,196	AMAN	4,069	AMAN	0,438	0,583	OK	52,267	10,61	1,511	OK
	DP Pada Sal. Peluncur											
	Ketika kosong	3,818	AMAN	3,249	AMAN	0,251	0,458	OK	53,996	8,852	2,58	OK
	Ketika banjir	3,659	AMAN	3,403	AMAN	0,367	0,458	OK	53,996	8,569	0,952	OK
	DP Pada Peredam Energi											
	Ketika kosong	2,491	AMAN	2,113	AMAN	1,866	1,667	NO	46,109	28,773	0	OK
	Ketika banjir	2,705	AMAN	2,101	AMAN	1,638	1,667	OK	46,109	38,663	0,331	OK

Sumber : Perhitungan

4.8. Analisa Beton Bertulang

Beton bertulang terdiri atas campuran semen, agregat halus, agregat kasar, air dan diperkuat oleh tulangan baja didalamnya. Untuk mendapatkan beton yang berkualitas, perbandingan bahan harus sesuai dengan standar yang telah ditetapkan. Penggunaan volume air yang berlebih dapat mengakibatkan resiko turunnya kuat tekan beton dan terjadinya pemisahan antara agregat kasar dan halus. Penggunaan semen juga sangat berpengaruh terhadap kualitas beton. Untuk memperoleh hasil yang maksimal perlu diperhatikan dalam proses pencampuran, pengecoran dan pemadatan dilapangan.

Analisa beton bertulang pada studi kali ini mengacu pada SK.SNI T – 15 - 1991 – 03 Departemen Pekerjaan Umum RI. Bagian-bagian yang dianalisa pada studi ini adalah tubuh ambang pelimpah dan dinding penahan pada tiap-tiap saluran. Untuk mutu beton ada beberapa jenis yang dianjurkan untuk digunakan antara lain 15 Mpa, 20 Mpa, 25 Mpa dan

30 Mpa. Sedangkan untuk kekuatan tulangan baja terdapat dua jenis antara tegangan leleh fy = 240 Mpa dan fy = 400 Mpa.

Dibawah ini merupakan rangkuman beton bertulang pada bangunan yang akan digunakan dalam studi kali ini :

f'c (kuat tekan beton) = 25 Mpa

fy (kuat leleh tulangan) = 400 Mpa

p (tebal selimut beton) = 100 mm

β1 = 0,85 (untuk f'c ≤ 30 Mpa)

4.8.1. Penulangan Pada Tubuh Pelimpah

Untuk analisa pembetonan dan penulangan pada tubuh pelimpah, perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada tubuh pelimpah. Perhitungan bending momen yang terjadi pada tubuh pelimpah dianalisa dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A kondisi penuh pada keadaan normal (tanpa gempa) dapat dilihat seperti contoh perhitungan dibawah ini :

h (panjang bangunan) = 4,897 m

= 4897 mm

b (lebar bangunan) = 1 m

= 1000 mm

- **Rencana tulangan :**

  P (tebal selimut beton) = 100 mm

  D_{utama} (diameter tulangan utama)= 13 mm

  $Ø_{bagi}$ (diameter tulangan bagi) = 10 mm

  fy (kuat leleh tulangan) = 400 Mpa

  f'c (kuat tekan beton) = 25 Mpa

  β1 = 0,85 (untuk f'c ≤ 30 Mpa)

  Perhitungan bending momen yang bekerja disajikan pada tabel 4.101 dengan momen total sebesar = 1,333 t.m

  Analisa penulangan :

  Tinggi efektif (d) = h - p - $Ø_{bagi}$ – (0,5 . D_{utama})

  = 4897 – 100 – 10 – (0,5 . 13)

  = 4781 mm

  d' = p + $Ø_{bagi}$ + (0,5 . D_{utama})

= 100 + 10 + (0,5 . 13)

= 116,5

$\frac{d'}{d}$ = 0,024

M_u = 1,333 t.m

= 13,33 kNm

Momen lapangan :

$\frac{M_u}{b\ .\ d^2}$ = $\frac{13,33}{1\ .\ 4781^2}$

= 0,0006 N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan :

$\frac{M_u}{b\ .\ d^2}$ = $\rho\ .\ Ø\ .\ fy\ .\ (1 - 0,588\ .\ \rho\ .\ \frac{f_y}{f'_c})$

0,0006 = ρ . 0,8 . 400 . (1 – 0,588 . ρ . $\frac{400}{25}$)

Sehingga, didapatkan nilai rasio tulangan ρ = 0,000002

Syarat rasio tulangan :

ρ_{min} = 0,0018 (untuk *fy* = 400 Mpa)

ρ_{max} = 0,0203 (untuk *fy* = 400 Mpa dan *f'c* = 25 Mpa)

ρ = 0,000002 < ρ_{min} = 0,0018, maka nilai yang digunakan tetaplah ρ = 0,000002 karena bangunan tubuh pelimpah bukanlah bangunan yang berbentuk plat ataupun balok murni sehingga nilai ρ yang digunakan merupakan nilai ρ yang dihitung sesuai kebutuhan bending momen.

Jika bangunan berbentuk plat atau balok murni maka ketika ρ < ρ_{min} maka ρ yang digunakan adalah ρ_{min}. Dan jika hasil perhitungan ρ didapat ρ > ρ_{max} maka jenis tulangan yang digunakan adalah tulangan ganda.

Luas tulangan utama :

As_{hitung} = $\rho\ .\ b\ .\ d$

= 0,000002 . 1000 . 4781

= 8,634 mm^2

Rencan :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 13^2

= 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama :

n $= \frac{As_{hitung}}{As_t}$

$= \frac{8,634}{132,732}$

= 0,065

Jarak tulangan utama :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,065}$

= 15373,335 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 13^2 . 5

= 663,661 mm^2

Sehingga didapatkan D13 – 250.

Luas tulangan bagi :

As_{hitung} = *0,18* . $As_{tulangan\ utama}$

= 0,18 . 8,634

= 1,554 mm^2

Rencana :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 10^2

= 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi :

n $= \frac{As_{hitung}}{As_t}$

$= \frac{1,554}{78,54}$

= 0,02

Jarak tulangan bagi :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,02}$

= 50536,932 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 10^2 . 5

= 392,699 mm^2

Sehingga didapatkan Ø10 – 250.

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada potongan-potongan dan kondisi-kondisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.101 hingga tabel 4.112. Setelah dihitung pada tiap-tiap potongan dari semua kondisi maka perhitungan penulangan yang gunakan adalah perhitungan penulangan pada potongan yang memiliki bending momen terbesar.

Tabel 4.101. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw	ϒw	x	H	x	H	x	rasio					
		1	x	2	x	2	x	0,5		=	2	0,667	1,333
										total	2		1,333

h	=	4897	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	13,33	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4781	mm
	=	4,781	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,024	
$M/(b.d^2)$	=	0,0006	N/mm^2
	=	0,0006	
ρ hitung	=	0,000002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	

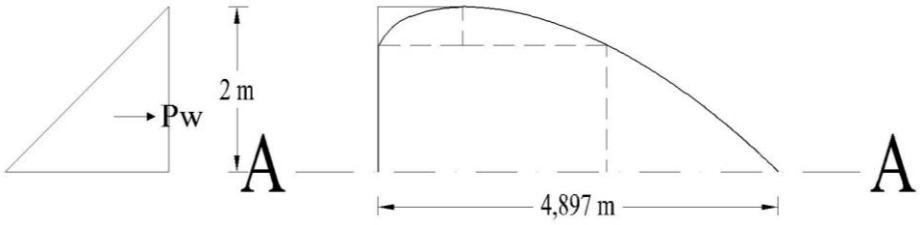
ρ min ≤ 0,000002 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,000002



Tulangan Utama

As hitung = 8,634 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,065

Jarak tulangan utama

s = 15373,335 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 1,554 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,02

Jarak tulangan utama

s = 50536,932 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

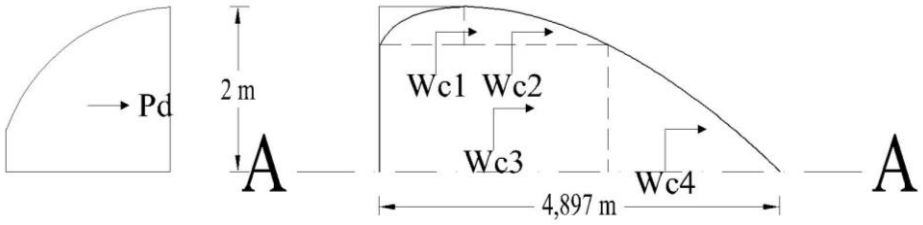
As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.102. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Penuh Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	Υ_{beton}	x	kh				
	Wc1	1,042	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,134	1,689	0,227
	Wc2	1,754	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,226	1,689	0,382
	Wc3	2,796	x	1,534	x	1	x	1,0	x	2,4	x	0,231	=	2,373	0,767	1,82
	Wc4	2,102	x	1,534	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,892	0,511	0,456
3	Pd	Yw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	2	x	2	x	1	x	0,231	=	0,538	0,8	0,43
													total	4,163		3,315

h	=	4897	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	33,15	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4781	mm
	=	4,781	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,024	
$M/(b.d^2)$	=	0,0015	N/mm^2
	=	0,0015	
ρ hitung	=	0,000005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,000005	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :			
	=	ρ hitung	
	=	0,000005	



Tulangan Utama

As hitung = 21,663 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,163

Jarak tulangan utama

s = 6127,161 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

3,899 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,05

Jarak tulangan utama

s = 20141,884 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

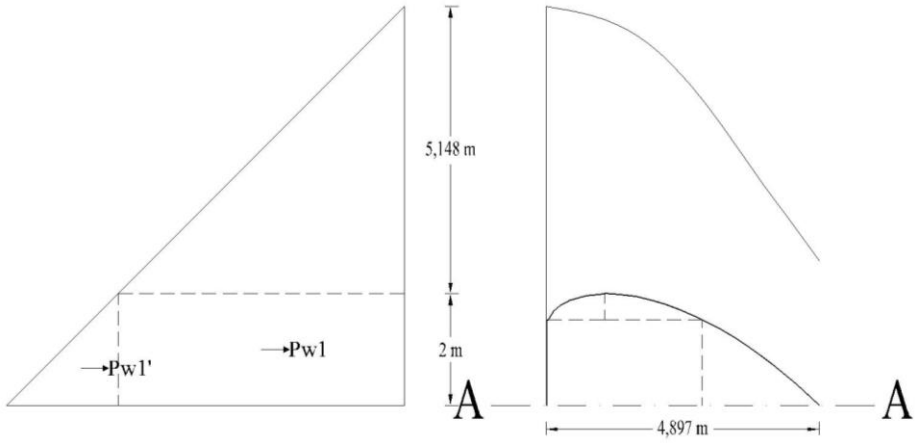
Tabel 4.103. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		ϒw	x	H	x	H	x	rasio				
	Pw1	1	x	2	x	2	x	1	=	4	1	4
	Pw1'	1	x	2	x	5,148	x	0,5	=	5,148	0,667	3,432
									total	9,148		7,432

h = 4897 mm
b = 1000 mm
p = 100 mm

Dbagi = 10 mm
Dutama = 13 mm
Mu = 74,32 kNm
fy = 400 Mpa
f'c = 25 Mpa
β1 = 0,85

d = 4781 mm
= 4,781 m
d' = 116,5 mm
d'/d = 0,024



$M/(b.d^2)$ = 0,0033 N/mm^2
= 0,0033
ρ hitung = 0,00001

ρ min = 0,0018
ρ max = 0,0203

ρ min ≤ 0,00001 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka
Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00001

Tulangan Utama

As hitung = 48,583 mm^2
Rencana:
Ast = 132,732 mm^2
Jumlah tulangan utama
n = 0,366
Jarak tulangan utama
s = 2732,052 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 250 mm
Jumlah tulangan utama
= 5 x 1 = 5 buah
As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
= 8,745 mm^2
Rencana:
Ast = 78,54 mm^2
Jumlah tulangan bagi
n = 0,111
Jarak tulangan utama
s = 8981,105 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 250 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah
As_{baru} = 392,699 mm^2

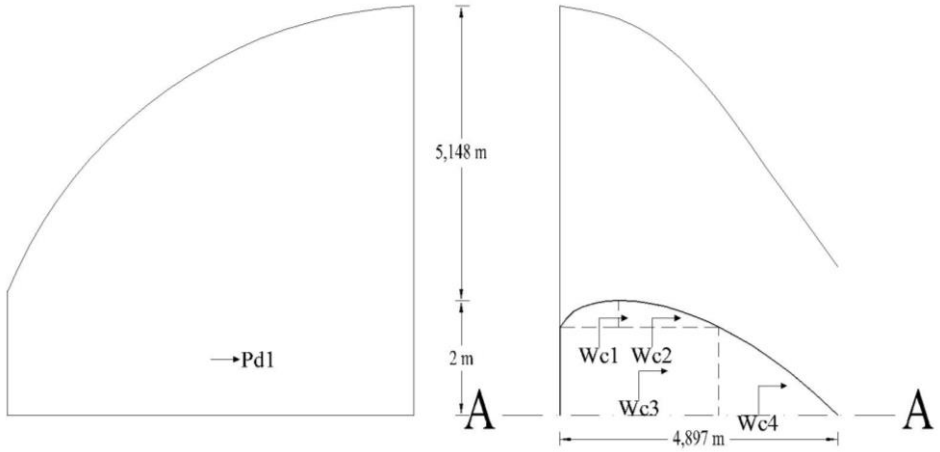
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.104. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	Υ_{beton}	x	kh				
	Wc1	1,042	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,134	1,689	0,227
	Wc2	1,754	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,226	1,689	0,382
	Wc3	2,796	x	1,534	x	1	x	1,0	x	2,4	x	0,231	=	2,373	0,767	1,82
	Wc4	2,102	x	1,534	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,892	0,511	0,456
3	Pd1	Υw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	7,148	x	7,148	x	0,462	x	0,231	=	3,171	0,973	3,086
													total	6,796		5,97

h	=	4897	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	59,7	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	4781	mm
	=	4,781	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,024	
$M/(b.d^2)$	=	0,0026	N/mm^2
	=	0,0026	
ρ hitung	=	0,00001	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,00001	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00001



Tulangan Utama

As hitung = 38,973 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,294

Jarak tulangan utama

s = 3405,776 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

7,015 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,089

Jarak tulangan utama

s = 11195,844 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

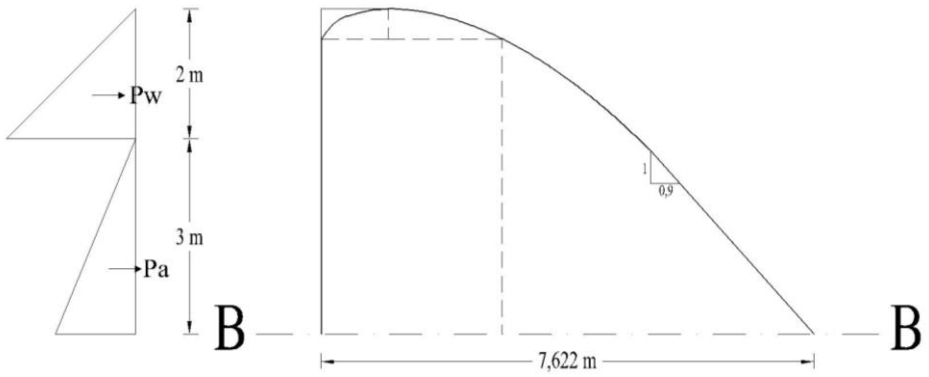
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.105. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Penuh Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pw	ϒw	x	H	x	H	x	rasio						
		1	x	2	x	2	x	0,5			=	2	0,667	1,333
2	Pa	Ka	x	$ϒ_t$	x	H	x	H	x	rasio				
		0,238	x	1,74	x	3	x	3	x	0,5	=	1,863	1	1,863
											total	3,863		3,196

h	=	7622	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	31,96	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	7506	mm
	=	7,506	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,016	
$M/(b.d^2)$	=	0,00057	N/mm^2
	=	0,00057	
ρ hitung	=	0,000002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,000002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,000002



Tulangan Utama

As hitung = 13,304 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,1

Jarak tulangan utama

s = 9977,22 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 2,395 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,03

Jarak tulangan utama

s = 32798,226 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

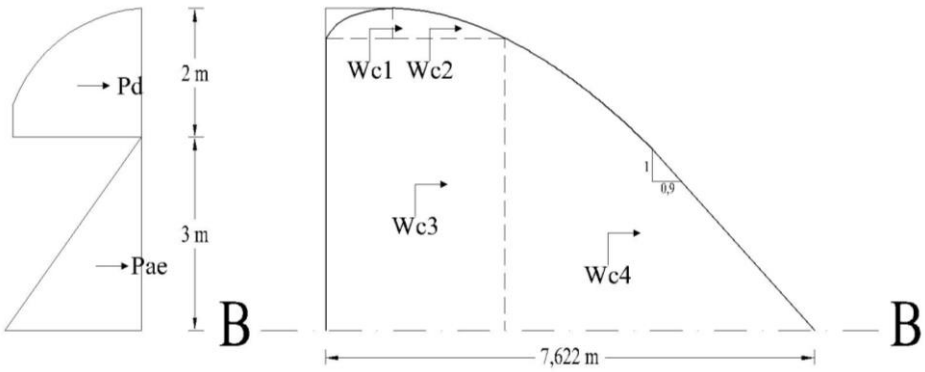
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.106. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Penuh Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,408	x	1,74	x	3	x	3	x	0,846	x	0,5	=	2,701	1	2,701
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	Υ_{beton}	x	kh				
	Wc1	1,042	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,134	4,689	0,63
	Wc2	1,754	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,226	4,689	1,06
	Wc3	2,796	x	4,534	x	1	x	1,0	x	2,4	x	0,231	=	7,013	2,267	15,898
	Wc4	4,826	x	4,534	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	6,052	1,511	9,147
3	Pd	ϒw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	2	x	2	x	1	x	0,231	=	0,54	0,8	0,43
													total	16,66		29,867

h	=	7622	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	298,67	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	7506	mm
	=	7,506	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,016	
$M/(b.d^2)$	=	0,0053	N/mm^2
	=	0,0053	
ρ hitung	=	0,00002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,00002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00002



Tulangan Utama

As hitung = 124,371 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,937

Jarak tulangan utama

s = 1067,226 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

22,387 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,285

Jarak tulangan utama

s = 3508,305 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

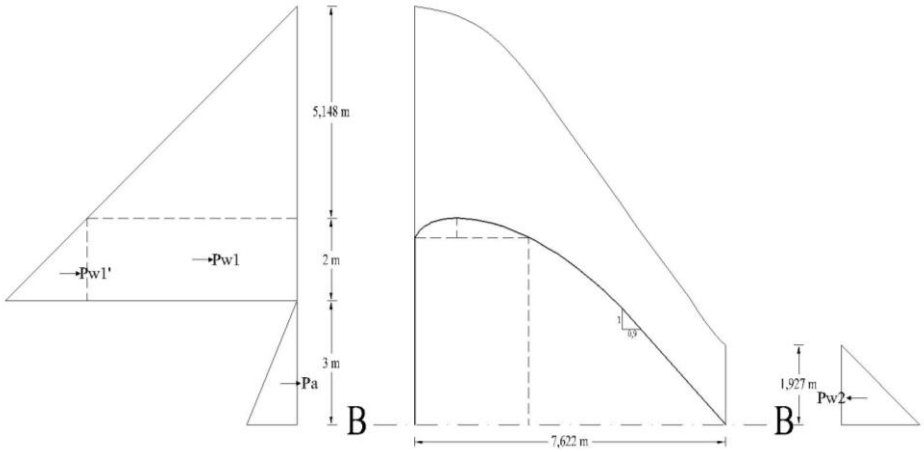
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.107. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		ϒw	x	H	x	H	x	rasio						
	Pw1	1	x	2	x	2	x	1			=	4	1	4
	Pw1'	1	x	2	x	5,148	x	0,5			=	5,148	0,667	3,432
	Pw2	1	x	1,927	x	1,927	x	0,5			=	-1,857	0,642	-1,193
2	Pa	Ka	x	$ϒ_t$	x	H	x	H	x	rasio				
		0,238	x	1,74	x	3	x	3	x	0,5	=	1,863	1	1,863
											total	9,154		8,102

h	=	7622	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	81,02	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	7506	mm
	=	7,506	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,016	
$M/(b.d^2)$	=	0,0014	N/mm^2
	=	0,0014	
ρ hitung	=	0,000004	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,000004	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,000004



Tulangan Utama

As hitung = 33,623 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,253

Jarak tulangan utama

s = 3947,615 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 6,052 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,077

Jarak tulangan utama

s = 12977,038 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

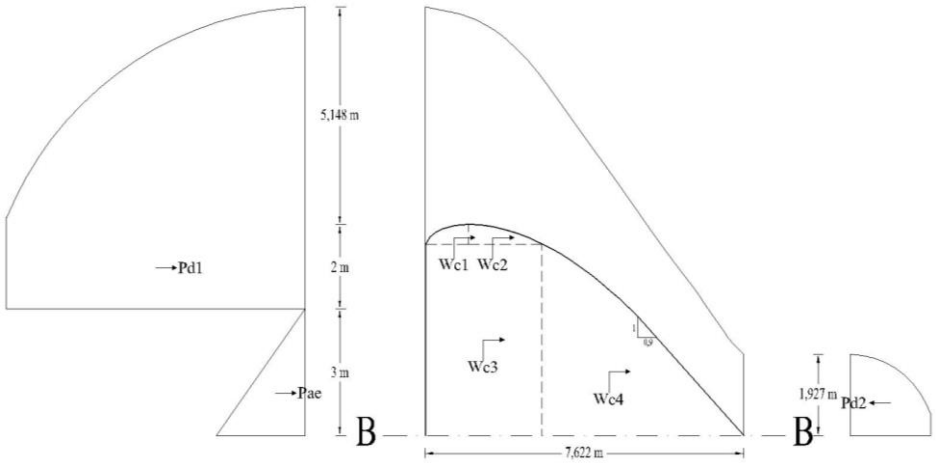
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.108. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,408	x	1,74	x	3	x	3	x	0,846	x	0,5	=	2,701	1	2,701
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	Υ_{beton}	x	kh				
	Wc1	1,042	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,134	4,689	0,63
	Wc2	1,754	x	0,466	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	0,226	4,689	1,06
	Wc3	2,796	x	4,534	x	1	x	1,0	x	2,4	x	0,231	=	7,013	2,267	15,898
	Wc4	4,826	x	4,534	x	1	x	0,5	x	2,4	x	0,231	=	6,052	1,511	9,147
3		Υw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
	Pd1	1	x	0,583	x	7,148	x	7,148	x	0,462	x	0,231	=	3,171	0,973	3,086
	Pd2	1	x	0,583	x	1,927	x	1,927	x	1	x	0,231	=	0,499	0,771	0,385
													total	19,797		32,907

h	=	7622	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	329,07	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	7506	mm
	=	7,506	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,016	
$M/(b.d^2)$	=	0,0058	N/mm^2
	=	0,0058	
ρ hitung	=	0,00002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,00002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00002



Tulangan Utama Tarik

As hitung = 137,034 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,032

Jarak tulangan utama

s = 968,611 mm

Direncanakan menggunakan tulangan ganda:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

24,666 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,314

Jarak tulangan utama

s = 3184,125 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

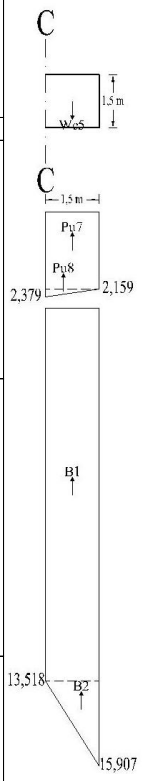
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.109. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc5	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	Υ_{beton}				
		1	x	1,5	x	1,5	x	1	x	2,4	=	5,4	0,75	4,05
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	Pu7	1	x	2,159	x	1,5	x	1			=	-3,239	0,75	-2,429
	Pu8	1	x	0,22	x	1,5	x	0,5			=	-0,165	1	-0,165
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	B1	1	x	13,518	x	1,5	x	1			=	-20,277	0,75	-15,208
	B2	1	x	2,389	x	1,5	x	0,5			=	-1,792	0,5	-0,896
											total	20,072		14,648



h	=	1500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	146,48	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1384	mm
	=	1,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,084	
M/(b.d^2)	=	0,0765	N/mm^2
	=	0,0765	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 331,597 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 2,498

Jarak tulangan utama

= 400,282 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 59,687 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,76

Jarak tulangan utama

s = 1315,852 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

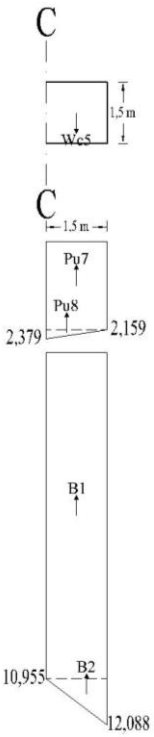
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.110. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Penuh Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc5	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	Υ_{beton}				
		1	x	1,5	x	1,5	x	1	x	2,4	=	5,4	0,75	4,05
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	Pu7	1	x	2,159	x	1,5	x	1			=	-3,239	0,75	-2,429
	Pu8	1	x	0,22	x	1,5	x	0,5			=	-0,165	1	-0,165
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	B1	1	x	10,955	x	1,5	x	1			=	-16,433	0,75	-12,324
	B2	1	x	1,133	x	1,5	x	0,5			=	-0,85	0,5	-0,425
											total	15,286		11,293



h	=	1500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	112,93	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1384	mm
	=	1,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,084	
$M/(b.d^2)$	=	0,059	N/mm^2
	=	0,059	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 255,505 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,925

Jarak tulangan utama

s = 519,49 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

45,991 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,586

Jarak tulangan utama

s = 1707,725 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

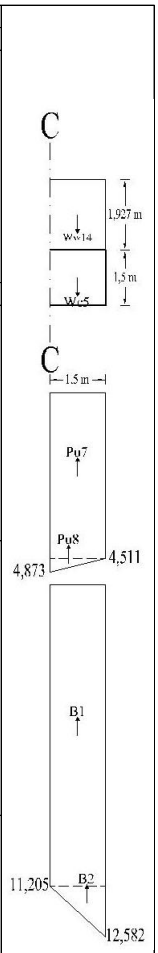
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.111. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc5	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	Υ_{beton}					
		1	x	1,5	x	1,5	x	1	x	2,4		=	5,4	0,75	4,05
2	Ww23	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	Υ_{air}					
		1	x	1,927	x	1,5	x	1	x	1		=	2,891	0,75	2,168
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio							
	Pu7	1	x	4,511	x	1,5	x	1				=	-6,767	0,75	-5,075
	Pu8	1	x	0,362	x	1,5	x	0,5				=	-0,272	1	-0,272
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio							
	B1	1	x	11,205	x	1,5	x	1				=	-16,808	0,75	-12,606
	B2	1	x	1,377	x	1,5	x	0,5				=	-1,033	0,5	-0,516
												total	16,588		12,251



h	=	1500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	122,51	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1384	mm
	=	1,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,084	
$M/(b.d^2)$	=	0,064	N/mm^2
	=	0,064	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,00020	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ)	yang digunakan :		
	=	ρ hitung	
	=	0,0002	

Tulangan Utama

As hitung = 277,223 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 2,089

Jarak tulangan utama

s = 478,792 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 49,9 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,635

Jarak tulangan utama

s = 1573,938 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

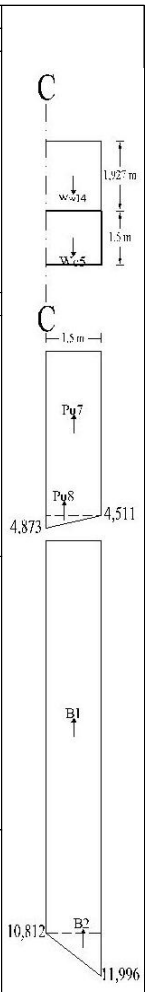
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.112. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Tubuh Pelimpah Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc5	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	γ_{beton}				
		1	x	1,5	x	1,5	x	1	x	2,4	=	5,4	0,75	4,05
2	Ww23	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio	x	γ_{air}				
		1	x	1,927	x	1,5	x	1	x	1	=	2,891	0,75	2,168
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	Pu7	1	x	4,511	x	1,5	x	1			=	-6,767	0,75	-5,075
	Pu8	1	x	0,362	x	1,5	x	0,5			=	-0,272	1	-0,272
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio						
	B1	1	x	10,812	x	2	x	1			=	-16,218	0,75	-12,164
	B2	1	x	1,184	x	2	x	0,5			=	-0,888	0,5	-0,444
											total	15,854		11,736



h	=	1500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	117,36	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1384	mm
	=	1,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,084	
M/(b.d^2)	=	0,0613	N/mm^2
	=	0,0613	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,0203	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 265,535 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

= 2,001

Jarak tulangan utama

= 499,868 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As $_{baru}$ = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

47,80 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,609

Jarak tulangan utama

s = 1643,221 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

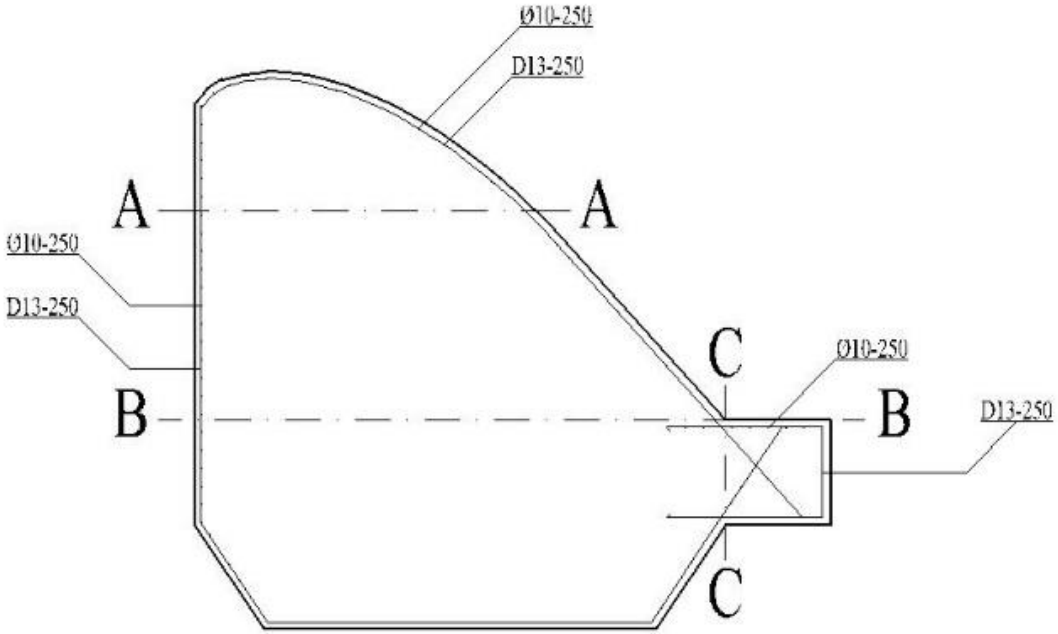
= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As $_{baru}$ = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.51. Penulangan Tubuh Pelimpah
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

4.8.2. Penulangan Pada Dinding Penahan Saluran Transisi

Untuk analisa pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran transisi, perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan saluran transisi. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan saluran transisi dianalisa dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A kondisi banjir Q_{pmf} pada keadaan normal (tanpa gempa) dapat dilihat seperti contoh perhitungan dibawah ini :

h (panjang bangunan) = 0,75 m

= 750 mm

b (lebar bangunan) = 1 m

= 1000 mm

- **Rencana tulangan :**

  P (tebal selimut beton) = 100 mm

  D_{utama} (diameter tulangan utama)= 13 mm

  $Ø_{bagi}$ (diameter tulangan bagi) = 10 mm

  fy (kuat leleh tulangan) = 400 Mpa

  f'c (kuat tekan beton) = 25 Mpa

  β1 = 0,85 (untuk f'c ≤ 30 Mpa)

  Perhitungan bending momen yang bekerja disajikan pada tabel 4.115 dengan momen total sebesar = 3,074 t.m

  Analisa penulangan :

  Tinggi efektif (d) = h - p - $Ø_{bagi}$ – (0,5 . D_{utama})

  = 750 – 100 – 10 – (0,5 . 13)

  = 634 mm

  d' = p + $Ø_{bagi}$ + (0,5 . D_{utama})

  = 100 + 10 + (0,5 . 13)

  = 116,5

  $\frac{d'}{d}$ = 0,184

  M_u = 3,074 t.m

  = 30,74 kNm

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \frac{30{,}74}{1\ .\ 634^2}$$

$= 0{,}0766$ N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \rho\ .\ Ø\ .\ fy\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{f_y}{f'_c})$$

$$0{,}0902 = \rho\ .\ 0{,}8\ .\ 400\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{400}{25})$$

Sehingga, didapatkan nilai rasio tulangan ρ = 0,0002

Syarat rasio tulangan :

ρ_{min} = 0,0018 (untuk *fy* = 400 Mpa)

ρ_{max} = 0,0203 (untuk *fy* = 400 Mpa dan *f'c* = 25 Mpa)

ρ = 0,0002 < ρ_{min} = 0,0018, maka nilai yang digunakan tetaplah ρ = 0,0002 karena bangunan dinding penahan saluran transisi yang direncanakan menggunakan desain dinding *kantilever* dan kemudian dimodifikasi oleh penulis sehingga berbentuk lebih besar jika dibandingkan dengan desain dinding *kanteliver* yang sebenarnya. Jadi dinding penahan saluran transisi yang direncanakan bukanlah bangunan yang berbentuk plat ataupun balok murni sehingga nilai ρ yang digunakan merupakan nilai ρ yang dihitung sesuai kebutuhan bending momen.

Jika bangunan berbentuk plat atau balok murni maka ketika ρ < ρ_{min} maka ρ yang digunakan adalah $\rho_{min.}$ Dan jika hasil perhitungan ρ didapat ρ > ρ_{max} maka jenis tulangan yang digunakan adalah tulangan ganda.

Luas tulangan utama :

As_{hitung} = $\rho\ .\ b\ .\ d$

= 0,0002 . 1000 . 634

= 151,961 mm^2

Rencan :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 13^2

= 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama :

$$n = \frac{As_{hitung}}{As_t}$$

$= \frac{151,961}{132,732}$

= 1,145

Jarak tulangan utama :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{1,145}$

= 873,465 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 13^2 . 5

= 663,661 mm^2

Sehingga didapatkan D13 – 250.

Luas tulangan bagi :

As_{hitung} = *0,18* . $As_{tulangan\ utama}$

= 0,18 . 151,961

= 27,353 mm^2

Rencana :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 10^2

= 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi :

n $= \frac{As_{hitung}}{As_t}$

$= \frac{27,353}{78,54}$

= 0,348

Jarak tulangan bagi :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,348}$

= 2871,352 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 10^2 . 5

= 392,699 mm^2

Sehingga didapatkan Ø10 – 250.

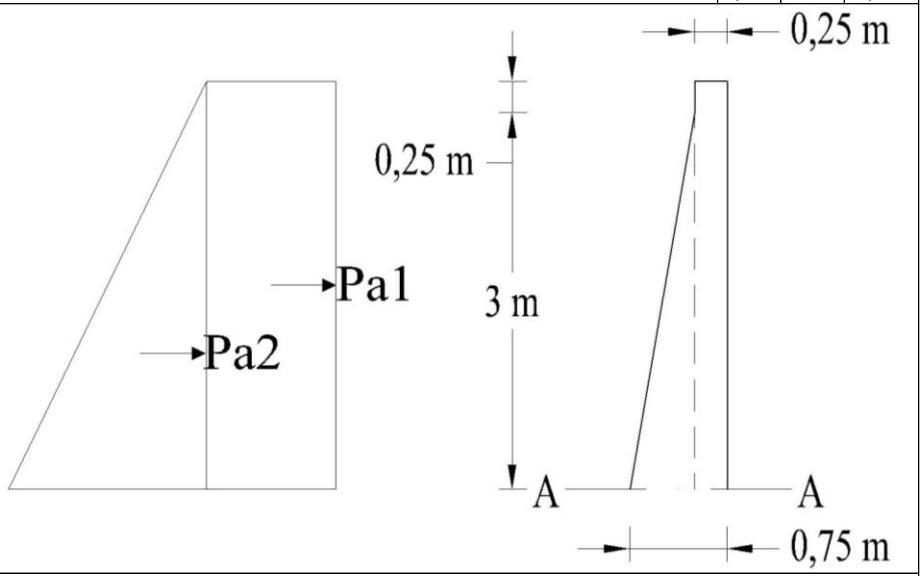
Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada potongan-potongan dan kondisi-kondisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.113 hingga tabel 4.124. Setelah dihitung pada tiap-tiap potongan dari semua kondisi maka perhitungan penulangan yang gunakan adalah perhitungan penulangan pada potongan yang memiliki bending momen terbesar.

Tabel 4.113. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio						
		0,284	x	1	x	3,25	x	1			=	0,922	1,625	1,498
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio				
		0,284	x	1,74	x	3,25	x	3,25	x	0,5	=	2,607	1,083	2,823
											total	3,528		4,321

h	=	750	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	43,21	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	634	mm
	=	0,634	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,184	
$M/(b.d^2)$	=	0,108	N/mm^2
	=	0,108	
ρ hitung	=	0,0003	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0003	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0003



Tulangan Utama

As hitung = 214,489 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,616

Jarak tulangan utama

s = 618,831 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 38,608 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,492

Jarak tulangan utama

s = 2034,29 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.114. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Kosong Gempa

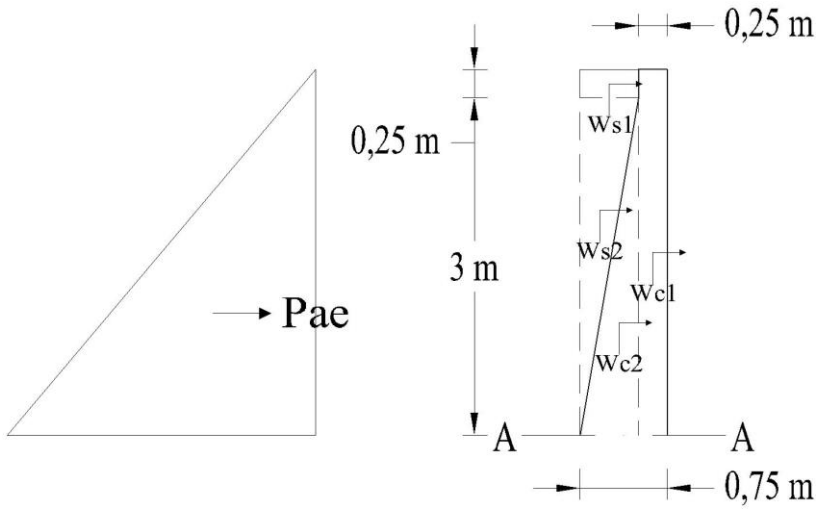
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,492	x	1,74	x	3,25	x	3,25	x	0,846	x	0,5	=	3,829	1,083	4,147
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	0,5	x	0,25	x	1,74	x	1	x	0,231			=	0,050	3,125	0,157
	Ws2	0,5	x	3	x	1,74	x	0,5	x	0,231			=	0,301	2	0,602
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,25	x	3,25	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	0,449	1,625	0,73
	Wc2	0,5	x	3	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	0,415	1	0,415
													total	5,045		6,051

h	=	750	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	60,51	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	634	mm
	=	0,634	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,184	
$M/(b.d^2)$	=	0,151	N/mm^2
	=	0,151	
ρ hitung	=	0,0005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0005	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,00047



Tulangan Utama

As hitung = 300,27 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 2,262

Jarak tulangan utama

s = 442,043 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 54,049 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,688

Jarak tulangan utama

n = 1453,132 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

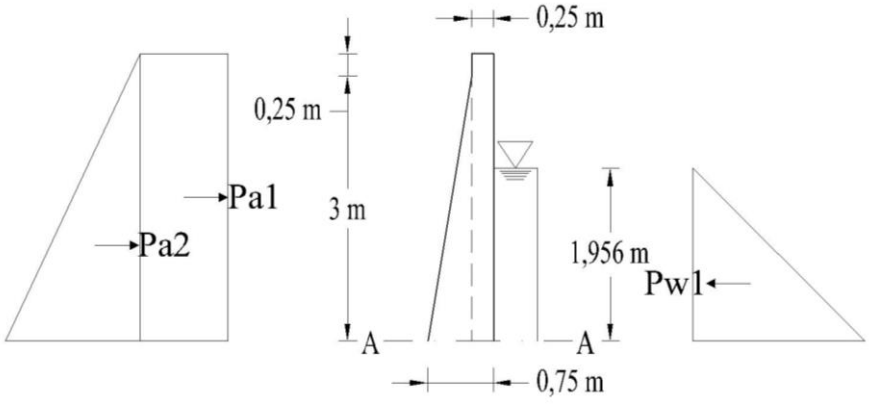
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.115. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio						
		0,284	x	1	x	3,25	x	1			=	0,922	1,625	1,498
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio				
		0,284	x	1,74	x	3,25	x	3,25	x	0,5	=	2,607	1,083	2,823
2	Pw	Υw	x	H	x	H	x	rasio						
		1	x	1,956	x	1,956	x	0,5			=	-1,913	0,652	-1,247
											total	1,615		3,074

h	=	750	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	30,74	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	634	mm
	=	0,634	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,184	
M/(b.d^2)	=	0,0766	N/mm^2
	=	0,0766	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002



Tulangan Utama

As hitung = 151,961 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,145

Jarak tulangan utama

s = 873,465 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 27,353 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,348

Jarak tulangan utama

s = 2871,352 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

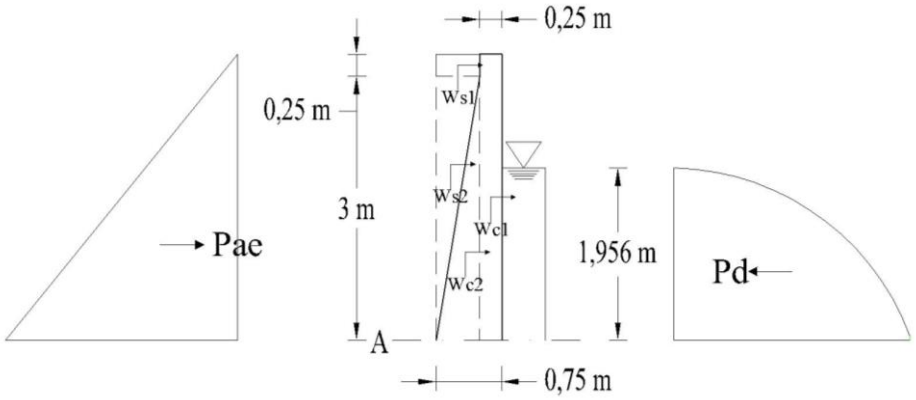
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.116. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,492	x	1,74	x	3,25	x	3,25	x	0,846	x	0,5	=	3,829	1,083	4,147
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	0,5	x	0,25	x	1,74	x	1	x	0,231			=	0,05	3,125	0,157
	Ws2	0,5	x	3	x	1,74	x	0,5	x	0,231			=	0,301	2	0,602
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,25	x	3,25	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	0,449	1,625	0,73
	Wc2	0,5	x	3	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	0,415	1	0,415
4	Pd	Υw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	1,956	x	1,956	x	1	x	0,231	=	-0,514	0,782	-0,402
													total	4,530		5,648

h	=	750	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	56,48	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	634	mm
	=	0,634	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,184	
$M/(b.d^2)$	=	0,141	N/mm^2
	=	0,141	
ρ hitung	=	0,0004	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0004	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0004



Tulangan Utama

As hitung = 279,745 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 2,108

Jarak tulangan utama

s = 474,476 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 50,354 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,641

Jarak tulangan utama

s = 1559,75 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

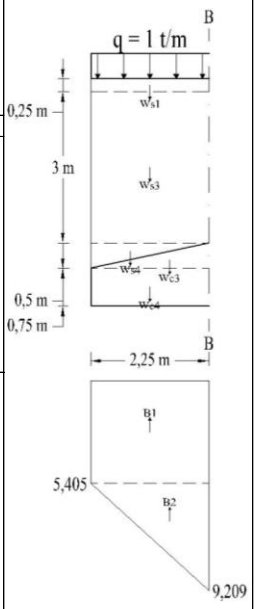
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.117. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	2,25	x	0,5	x	2,4	x	0,5		=	1,35	0,75	1,013
	Wc4	2,25	x	0,75	x	2,4	x	1		=	4,05	1,125	4,556
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	2,25	x	0,25	x	1,74	x	1		=	0,979	1,125	1,101
	Ws3	2,25	x	3	x	1,74	x	1		=	11,745	1,125	13,213
	Ws4	2,25	x	0,5	x	1,74	x	0,5		=	0,979	1,5	1,468
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		2,25	x	0,5						=	1,125	1,125	1,266
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	2,25	x	5,405	x	1	x	1		=	-12,161	1,125	-13,681
	B2	2,25	x	3,804	x	1	x	0,5		=	-4,28	0,75	-3,21
										total	3,787		5,726



h	=	1250	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	57,26	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1134	mm
	=	1,134	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,103	
$M/(b.d^2)$	=	0,0446	N/mm^2
	=	0,0446	
ρ hitung	=	0,00014	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,00014	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00014

Tulangan Utama

As hitung = 158,188 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,192

Jarak tulangan utama

s = 839,077 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 28,474 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,363

Jarak tulangan utama

s = 2758,31 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

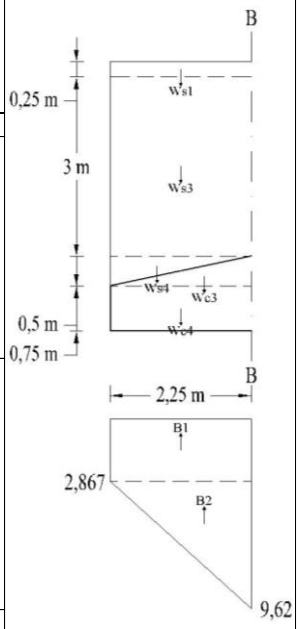
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.118. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	2,25	x	0,5	x	2,4	x	0,5		=	1,35	0,75	1,013
	Wc4	2,25	x	0,75	x	2,4	x	1		=	4,05	1,125	4,556
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	2,25	x	0,25	x	1,74	x	1		=	0,979	1,125	1,101
	Ws3	2,25	x	3	x	1,74	x	1		=	11,745	1,125	13,213
	Ws4	2,25	x	0,5	x	1,74	x	0,5		=	0,979	1,5	1,468
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	2,25	x	2,867	x	1	x	1		=	-6,451	1,125	-7,257
	B2	2,25	x	6,753	x	1	x	0,5		=	-7,597	0,75	-5,698
										total	12,652		14,094



h	=	1250	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	140,94	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1134	mm
	=	1,134	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,103	
$M/(b.d^2)$	=	0,11	N/mm^2
	=	0,11	
ρ hitung	=	0,0003	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0003	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00034

Tulangan Utama

As hitung = 390,91 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 2,945

Jarak tulangan utama

s = 339,551 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 70,363 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,896

Jarak tulangan utama

s = 1116,208 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.119. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	2,25	x	0,5	x	2,4	x	0,5		=	1,35	0,75	1,013
	Wc4	2,25	x	0,75	x	2,4	x	1		=	4,05	1,125	4,556
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	2,25	x	0,25	x	1,74	x	1		=	0,979	1,125	1,101
	Ws3	2,25	x	3	x	1,74	x	1		=	11,745	1,125	13,213
	Ws4	2,25	x	0,5	x	1,74	x	0,5		=	0,979	1,5	1,468
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		2,25	x	0,5						=	1,125	1,125	1,266
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	2,25	x	5,8	x	1	x	1		=	-13,05	1,125	-14,681
	B2	2,25	x	0,84	x	1	x	0,5		=	-0,945	0,75	-0,709
5		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	2,25	x	1,512	x	1	x	1		=	-3,402	1,125	-3,827
	Pu2	2,25	x	0,762	x	1	x	0,5		=	-0,857	0,75	-0,643
										total	1,973		2,757

h	=	1250	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	27,57	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1134	mm
	=	1,134	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,103	
$M/(b.d^2)$	=	0,021	N/mm^2
	=	0,021	
ρ hitung	=	0,00007	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,00007	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00007

Tulangan Utama

As hitung = 76,041 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,573

Jarak tulangan utama

s = 1745,54 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 13,687 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,174

Jarak tulangan utama

s = 5738,134 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

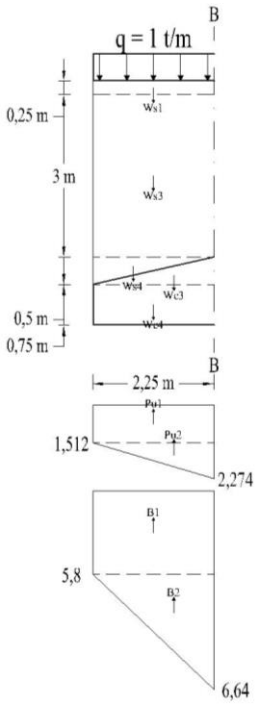
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.120. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	2,25	x	0,5	x	2,4	x	0,5		=	1,35	0,75	1,013
	Wc4	2,25	x	0,75	x	2,4	x	1		=	4,05	1,125	4,556
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	2,25	x	0,25	x	1,74	x	1		=	0,979	1,125	1,101
	Ws3	2,25	x	3	x	1,74	x	1		=	11,745	1,125	13,213
	Ws4	2,25	x	0,5	x	1,74	x	0,5		=	0,979	1,5	1,468
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	2,25	x	1,511	x	1	x	1		=	-3,4	1,125	-3,825
	B2	2,25	x	5,849	x	1	x	0,5		=	-6,58	0,75	-4,935
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	2,25	x	1,512	x	1	x	1		=	-3,402	1,125	-3,827
	Pu2	2,25	x	0,762	x	1	x	0,5		=	-0,857	0,75	-0,643
										total	4,863		8,121

h	=	1250	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	81,21	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	1134	mm
	=	1,134	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,103	
$M/(b.d^2)$	=	0,0632	N/mm^2
	=	0,0632	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	

ρ min ≤ 0,0002 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka
Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

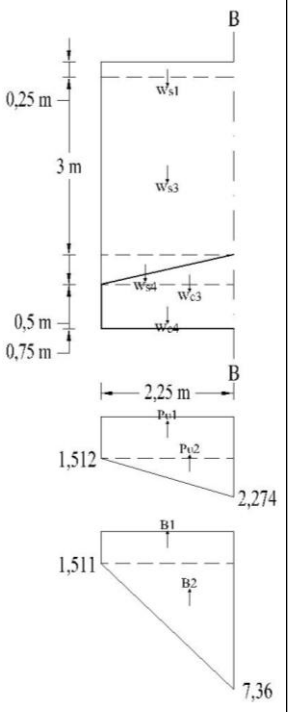
As hitung = 224,293 mm^2
Rencana:
Ast = 132,732 mm^2
Jumlah tulangan utama
n = 1,69
Jarak tulangan utama
s = 591,782 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 250 mm
Jumlah tulangan utama
= 5 x 1 = 5 buah
As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama
= 40,373 mm^2
Rencana:
Ast = 78,54 mm^2
Jumlah tulangan bagi
n = 0,514
Jarak tulangan utama
s = 1945,37 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:
Jarak tulangan baru
= 250 mm
Jumlah tulangan bagi
= 5 x 1 = 5 buah
As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.121. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	10,246	x	1	x	1		=	-5,123	0,25	-1,281
	B2	0,5	x	0,692	x	1	x	0,5		=	-0,173	0,167	-0,029
										total	4,696		1,16

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	11,6	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,079	N/mm^2
	=	0,079	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 94,865 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,715

Jarak tulangan utama

s = 1399,166 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 17,076 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,217

Jarak tulangan utama

s = 4599,495 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

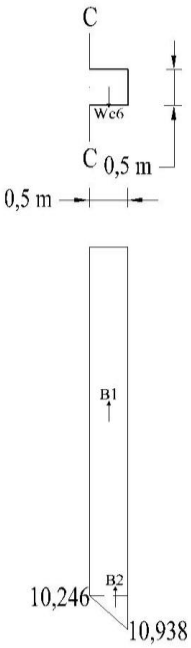
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.122. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	γ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	11,462	x	1	x	1		=	-5,731	0,25	-1,433
	B2	0,5	x	1,228	x	1	x	0,5		=	-0,307	0,167	-0,051
										total	5,438		1,334

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	13,34	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
M/(b.d^2)	=	0,091	N/mm^2
	=	0,091	
ρ hitung	=	0,0003	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0003	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ)	yang digunakan :		
	=	ρ hitung	
	=	0,0003	

Tulangan Utama

As hitung = 109,351 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,824

Jarak tulangan utama

s = 1213,82 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As$_{baru}$ = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 19,683 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,251

Jarak tulangan utama

s = 3990,202 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

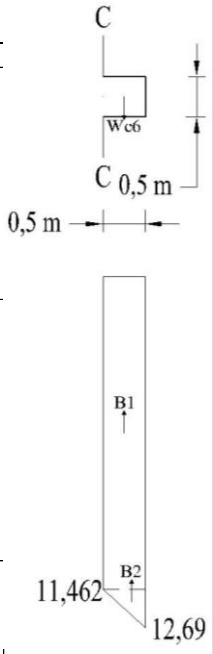
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

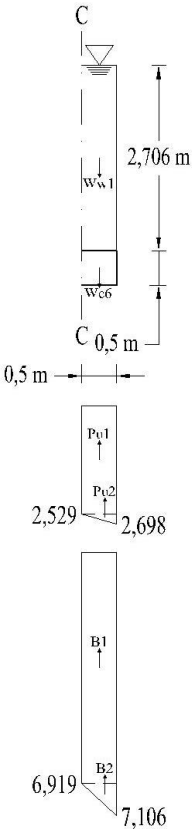
As$_{baru}$ = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.123. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	γ_{beton}	x	rasio				
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1	=	0,6	0,25	0,15
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	γ_w	x	rasio				
		0,5	x	2,706	x	1	x	1	=	1,353	0,25	0,338
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio				
	B1	0,5	x	6,919	x	1	x	1	=	-3,460	0,25	-0,865
	B2	0,5	x	0,187	x	1	x	0,5	=	-0,047	0,167	-0,008
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio				
	Pu1	0,5	x	2,529	x	1	x	1	=	-1,265	0,25	-0,316
	Pu2	0,5	x	0,169	x	1	x	0,5	=	-0,042	0,167	-0,007
									total	2,860		0,708



h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	7,08	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,0481	N/mm^2
	=	0,0481	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 57,74 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,435

Jarak tulangan utama

s = 2298,802 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 10,393 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,132

Jarak tulangan utama

s = 7556,877 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.124. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Transisi Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Υw	x	rasio					
		0,5	x	2,706	x	1	x	1		=	1,353	0,25	0,338
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	9,31	x	1	x	1		=	-4,655	0,25	-1,164
	B2	0,5	x	1,3	x	1	x	0,5		=	-0,325	0,167	-0,054
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	0,5	x	2,529	x	1	x	1		=	-1,265	0,25	-0,316
	Pu2	0,5	x	0,169	x	1	x	0,5		=	-0,042	0,167	-0,007
										total	4,334		1,053

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	10,53	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,0716	N/mm^2
	=	0,0716	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 85,965 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,648

Jarak tulangan utama

s = 1544,029 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 15,474 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

= 0,197

Jarak tulangan utama

= 5075,703 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

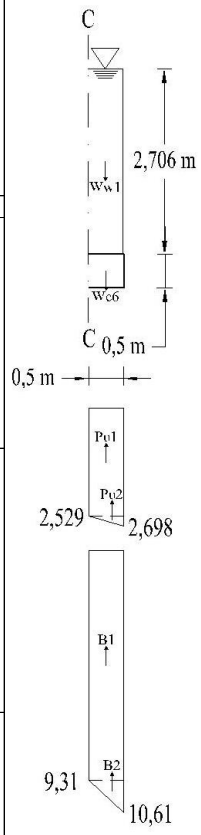
Jarak tulangan baru

= 250 mm

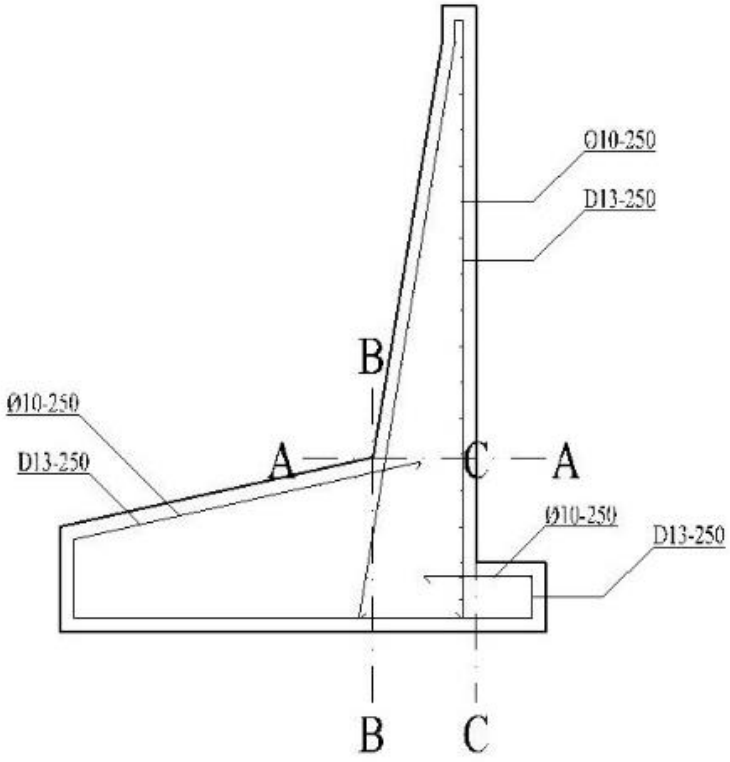
Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan



Gambar 4.52. Penulangan Dinding Penahan Saluran Transisi
Skala 1 : 50
Sumber : Perhitungan

4.8.3. Penulangan Pada Dinding Penahan Saluran Peluncur

Untuk analisa pembetonan dan penulangan pada dinding penahan saluran peluncur, perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan saluran peluncur. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan saluran peluncur dianalisa dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A kondisi banjir Q_{pmf} pada keadaan normal (tanpa gempa) dapat dilihat seperti contoh perhitungan dibawah ini :

h (panjang bangunan) = 0,55 m

= 550 mm

b (lebar bangunan) = 1 m

= 1000 mm

- **Rencana tulangan :**

P (tebal selimut beton) = 100 mm

D_{utama} (diameter tulangan utama)= 13 mm

$Ø_{bagi}$ (diameter tulangan bagi) = 10 mm

fy (kuat leleh tulangan) = 400 Mpa

f'c (kuat tekan beton) = 25 Mpa

β1 = 0,85 (untuk f'c ≤ 30 Mpa)

Perhitungan bending momen yang bekerja disajikan pada tabel 4.127 dengan momen total sebesar = 0,591 t.m

Analisa penulangan :

Tinggi efektif (d) = h - p - $Ø_{bagi}$ – (0,5 . D_{utama})

= 550 – 100 – 10 – (0,5 . 13)

= 434 mm

d' = p + $Ø_{bagi}$ + (0,5 . D_{utama})

= 100 + 10 + (0,5 . 13)

= 116,5

$\frac{d'}{d}$ = 0,269

M_u = 0,591 t.m

= 5,91 kNm

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \frac{5{,}91}{1\ .\ 434^2}$$

$= 0{,}0341$ N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \rho\ .\ Ø\ .\ fy\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{f_y}{f'_c})$$

$$0{,}0341 = \rho\ .\ 0{,}8\ .\ 400\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{400}{25})$$

Sehingga, didapatkan nilai rasio tulangan ρ = 0,0001

Syarat rasio tulangan :

ρ_{min} = 0,0018 (untuk *fy* = 400 Mpa)

ρ_{max} = 0,0203 (untuk *fy* = 400 Mpa dan *f'c* = 25 Mpa)

ρ = 0,0001 < ρ_{min} = 0,0018, maka nilai yang digunakan tetaplah ρ = 0,0001 karena bangunan dinding penahan saluran peluncur yang direncanakan menggunakan desain dinding *kantilever* dan kemudian dimodifikasi oleh penulis sehingga berbentuk lebih besar jika dibandingkan dengan desain dinding *kanteliver* yang sebenarnya. Jadi dinding penahan saluran peluncur yang direncanakan bukanlah bangunan yang berbentuk plat ataupun balok murni sehingga nilai ρ yang digunakan merupakan nilai ρ yang dihitung sesuai kebutuhan bending momen.

Jika bangunan berbentuk plat atau balok murni maka ketika ρ < ρ_{min} maka ρ yang digunakan adalah $\rho_{min.}$ Dan jika hasil perhitungan ρ didapat ρ > ρ_{max} maka jenis tulangan yang digunakan adalah tulangan ganda.

Luas tulangan utama :

As_{hitung} = $\rho\ .\ b\ .\ d$

= 0,0001 . 1000 . 434

= 42,613 mm^2

Rencan :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 13^2

= 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama :

$$n = \frac{As_{hitung}}{As_t}$$

$= \frac{42,613}{132,732}$

= 0,321

Jarak tulangan utama :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,312}$

= 3114,795 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 13^2 . 5

= 663,661 mm^2

Sehingga didapatkan D13 – 250.

Luas tulangan bagi :

As_{hitung} = *0,18* . $As_{tulangan\ utama}$

= 0,18 . 42,613

= 7,67 mm^2

Rencana :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 10^2

= 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi :

n $= \frac{As_{hitung}}{As_t}$

$= \frac{7,67}{78,54}$

= 0,098

Jarak tulangan bagi :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,098}$

= 10239,299 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 10^2 . 5

= 392,699 mm^2

Sehingga didapatkan Ø10 – 250.

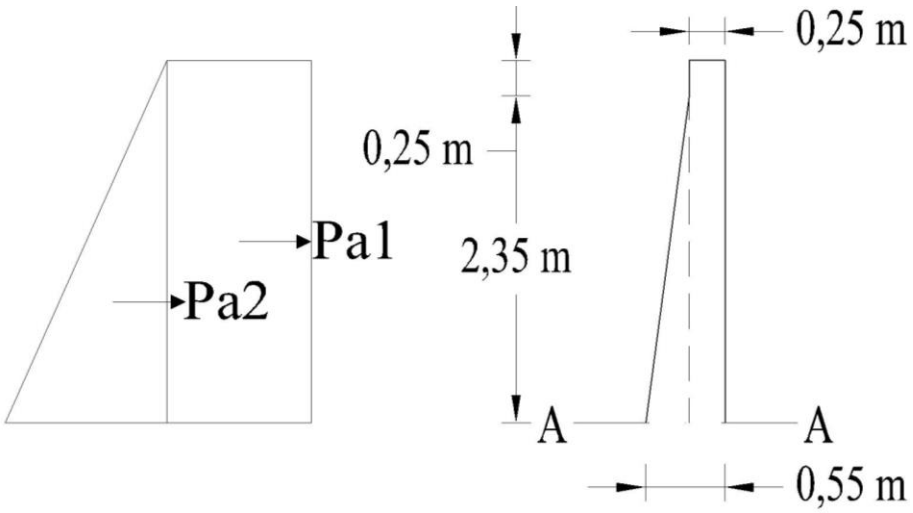
Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada potongan-potongan dan kondisi-kondisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.125 hingga tabel 4.126. Setelah dihitung pada tiap-tiap potongan dari semua kondisi maka perhitungan penulangan yang gunakan adalah perhitungan penulangan pada potongan yang memiliki bending momen terbesar.

Tabel 4.125. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio						
		0,268	x	1	x	2,6	x	1			=	0,696	1,3	0,905
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio				
		0,268	x	1,659	x	2,6	x	2,6	x	0,5	=	1,501	0,867	1,301
											total	2,197		2,206

h	=	550	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	22,06	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	434	mm
	=	0,434	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,269	
$M/(b.d^2)$	=	0,117	N/mm^2
	=	0,117	
ρ hitung	=	0,0004	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0004	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0004



Tulangan Utama

As hitung = 159,047 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,198

Jarak tulangan utama

s = 834,547 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 28,628 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,365

Jarak tulangan utama

s = 2743,414 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

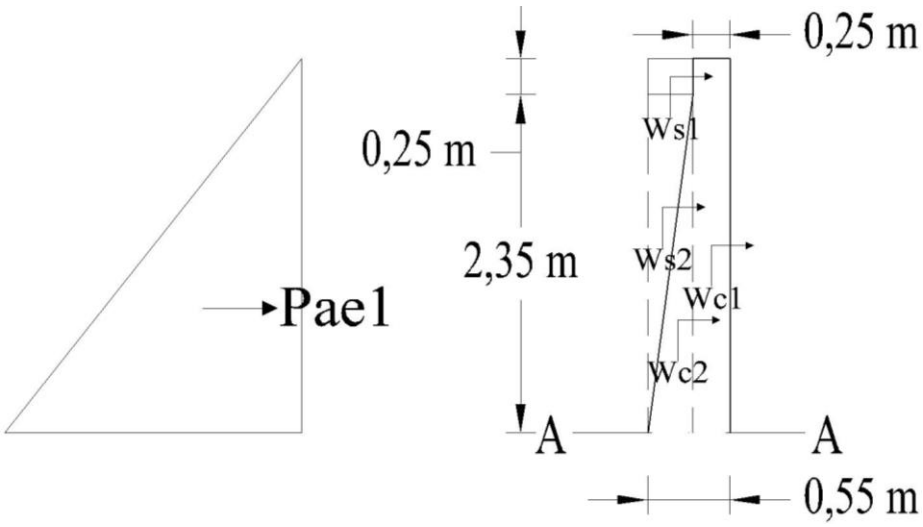
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.126. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,471	x	1,659	x	2,6	x	2,6	x	0,846	x	0,5	=	2,233	0,867	1,936
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	0,3	x	0,25	x	1,659	x	1	x	0,231			=	0,029	2,475	0,071
	Ws2	0,3	x	2,35	x	1,659	x	0,5	x	0,231			=	0,135	1,567	0,211
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,25	x	2,6	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	0,36	1,3	0,467
	Wc2	0,3	x	2,35	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	0,195	0,783	0,153
													total	2,951		2,839

h	=	550	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	28,39	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	434	mm
	=	0,434	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,269	
$M/(b.d^2)$	=	0,151	N/mm^2
	=	0,151	
ρ hitung	=	0,0005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0005	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0005



Tulangan Utama

As hitung = 205,416 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,548

Jarak tulangan utama

s = 646,162 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 36,975 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,471

Jarak tulangan utama

s = 2124,135 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

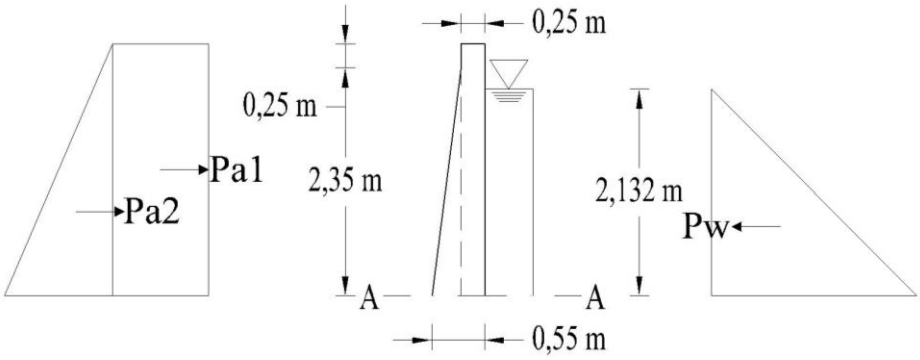
As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.127. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio						
		0,268	x	1	x	2,6	x	1			=	0,696	1,3	0,905
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio				
		0,268	x	1,659	x	2,6	x	2,6	x	0,5	=	1,501	0,867	1,301
2	Pw	Υw	x	H	x	H	x	rasio						
		1	x	2,132	x	2,132	x	0,5			=	-2,273	0,711	-1,615
											total	0,076		0,591

h	=	550	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	5,91	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	434	mm
	=	0,434	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,269	
$M/(b.d^2)$	=	0,0314	N/mm^2
	=	0,0314	
ρ hitung	=	0,0001	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0001	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :			
	=	ρ hitung	
	=	0,0001	



Tulangan Utama

As hitung = 42,613 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,321

Jarak tulangan utama

s = 3114,795 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 7,67 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,098

Jarak tulangan utama

s = 10239,299 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.128. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,471	x	1,659	x	2,6	x	2,6	x	0,846	x	0,5	=	2,233	0,867	1,936
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	0,3	x	0,25	x	1,659	x	1	x	0,231			=	0,029	2,475	0,071
	Ws2	0,3	x	2,35	x	1,659	x	0,5	x	0,231			=	0,135	1,567	0,211
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,25	x	2,6	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	0,36	1,3	0,467
	Wc2	0,3	x	2,35	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	0,195	0,783	0,153
4	Pd	Υw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	2,132	x	2,132	x	1	x	0,231	=	-0,611	0,853	-0,521
													total	2,34		2,317

h	=	550	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	23,17	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	434	mm
	=	0,434	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,269	
$M/(b.d^2)$	=	0,123	N/mm^2
	=	0,123	
ρ hitung	=	0,0004	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	

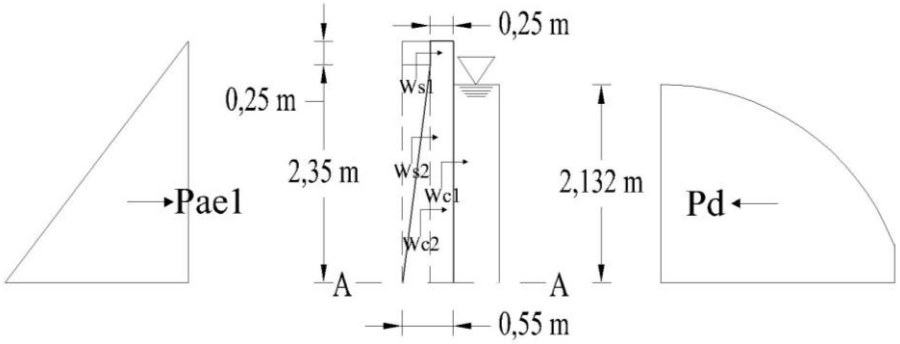
ρ min ≤ 0,0004 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,0004



Tulangan Utama

As hitung = 167,539 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,262

Jarak tulangan utama

s = 792,248 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 30,157 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,384

Jarak tulangan utama

s = 2604,366 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

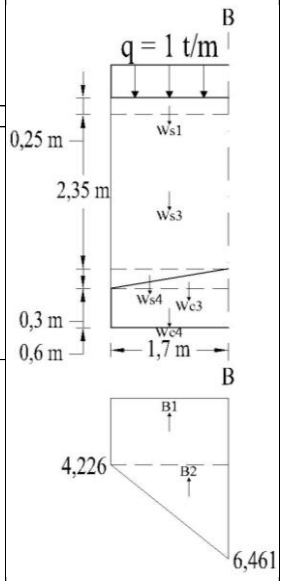
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.129. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	1,7	x	0,3	x	2,4	x	0,5		=	0,612	0,567	0,347
	Wc4	1,7	x	0,6	x	2,4	x	1		=	2,448	0,85	2,081
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	1,7	x	0,25	x	1,659	x	1		=	0,705	0,85	0,599
	Ws3	1,7	x	2,35	x	1,659	x	1		=	6,628	0,85	5,634
	Ws4	1,7	x	0,3	x	1,659	x	0,5		=	0,423	1,133	0,479
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		1,7	x	0,5						=	0,85	0,85	0,723
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1,7	x	4,226	x	1	x	1		=	-7,184	0,85	-6,107
	B2	1,7	x	2,235	x	1	x	0,5		=	-1,9	0,567	-1,077
										total	2,582		2,679



h	=	900	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	26,79	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	784	mm
	=	0,784	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,149	
$M/(b.d^2)$	=	0,0436	N/mm^2
	=	0,0436	
ρ hitung	=	0,0001	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0001	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0001

Tulangan Utama

As hitung = 106,876 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,805

Jarak tulangan utama

s = 1241,93 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 19,238 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,245

Jarak tulangan utama

s = 4082,61 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

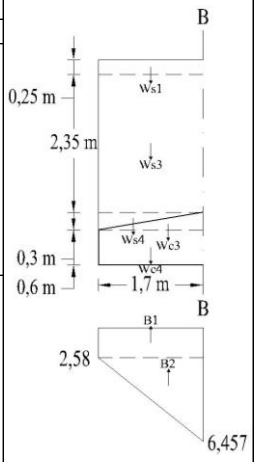
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.130. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	1,7	x	0,3	x	2,4	x	0,5		=	0,612	0,567	0,347
	Wc4	1,7	x	0,6	x	2,4	x	1		=	2,448	0,85	2,081
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	1,7	x	0,25	x	1,659	x	1		=	0,705	0,85	0,599
	Ws3	1,7	x	2,35	x	1,659	x	1		=	6,628	0,85	5,634
	Ws4	1,7	x	0,3	x	1,659	x	0,5		=	0,423	1,133	0,479
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1,7	x	2,58	x	1	x	1		=	-4,386	0,85	-3,728
	B2	1,7	x	3,877	x	1	x	0,5		=	-3,295	0,567	-1,869
										total	6,43		5,412



h	=	900	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	54,12	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	784	mm
	=	0,784	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,149	
M/(b.d^2)	=	0,088	N/mm^2
	=	0,088	
ρ hitung	=	0,0003	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0003	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0003

Tulangan Utama

As hitung = 216,02 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,627

Jarak tulangan utama

s = 614,444 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 38,884 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,495

Jarak tulangan utama

s = 2019,868 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

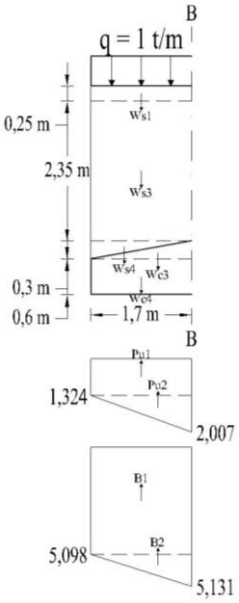
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.131. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	1,7	x	0,3	x	2,4	x	0,5		=	0,612	0,567	0,347
	Wc4	1,7	x	0,6	x	2,4	x	1		=	2,448	0,85	2,081
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	1,7	x	0,25	x	1,659	x	1		=	0,705	0,85	0,599
	Ws3	1,7	x	2,35	x	1,659	x	1		=	6,628	0,85	5,634
	Ws4	1,7	x	0,3	x	1,659	x	0,5		=	0,423	1,133	0,479
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		1,7	x	0,5						=	0,85	0,85	0,723
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1,7	x	5,098	x	1	x	1		=	-8,667	0,85	-7,367
	B2	1,7	x	0,033	x	1	x	0,5		=	-0,028	0,567	-0,016
5		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	1,7	x	1,324	x	1	x	1		=	-2,251	0,85	-1,913
	Pu2	1,7	x	0,683	x	1	x	0,5		=	-0,581	0,567	-0,329
										total	0,14		0,238



h	=	900	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	2,38	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	784	mm
	=	0,784	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,149	
$M/(b.d^2)$	=	0,0039	N/mm^2
	=	0,0039	
ρ hitung	=	0,00001	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,00001	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,00001

Tulangan Utama

As hitung = 9,475 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,071

Jarak tulangan utama

s = 14008,433 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 1,706 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,022

Jarak tulangan utama

s = 46050,074 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.132. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	1,7	x	0,3	x	2,4	x	0,5		=	0,612	0,567	0,347
	Wc4	1,7	x	0,6	x	2,4	x	1		=	2,448	0,85	2,081
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	1,7	x	0,25	x	1,659	x	1		=	0,705	0,85	0,599
	Ws3	1,7	x	2,35	x	1,659	x	1		=	6,628	0,85	5,634
	Ws4	1,7	x	0,3	x	1,659	x	0,5		=	0,423	1,133	0,479
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1,7	x	0,952	x	1	x	1		=	-1,618	0,85	-1,376
	B2	1,7	x	4,709	x	1	x	0,5		=	-4,003	0,567	-2,270
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	1,7	x	1,324	x	1	x	1		=	-2,251	0,85	-1,913
	Pu2	1,7	x	0,683	x	1	x	0,5		=	-0,581	0,567	-0,329
										total	2,363		3,252

h	=	900	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	32,52	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	784	mm
	=	0,784	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,149	
$M/(b.d^2)$	=	0,053	N/mm^2
	=	0,053	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ)	yang digunakan :		
	=	ρ hitung	
	=	0,0002	

Tulangan Utama

As hitung = 129,914 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,979

Jarak tulangan utama

s = 1021,691 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 23,385 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,298

Jarak tulangan utama

s = 3358,617 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

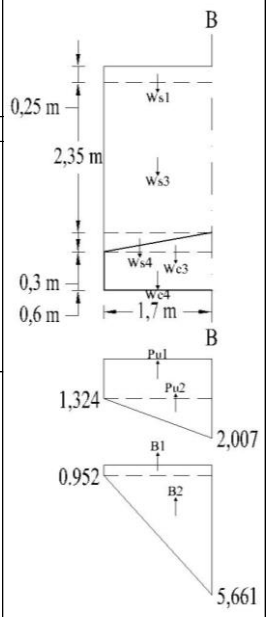
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.133. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang								Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio				
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1	=	0,6	0,25	0,15
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio				
	B1	0,5	x	7,185	x	1	x	1	=	-3,593	0,25	-0,898
	B2	0,5	x	0,657	x	1	x	0,5	=	-0,164	0,167	-0,027
									total	3,157		0,776

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	7,76	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,053	N/mm^2
	=	0,053	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 63,38 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,477

Jarak tulangan utama

s = 2094,244 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 11,408 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,145

Jarak tulangan utama

s = 6884,43 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

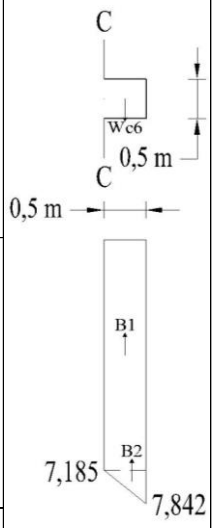
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.134. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	7,712	x	1	x	1		=	-3,856	0,25	-0,964
	B2	0,5	x	1,14	x	1	x	0,5		=	-0,285	0,167	-0,048
										total	3,541		0,862

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	8,62	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,0586	N/mm^2
	=	0,0586	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ)	yang digunakan :		
	=	ρ hitung	
	=	0,0002	

Tulangan Utama

As hitung = 70,347 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,53

Jarak tulangan utama

s = 1886,809 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 12,663 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,161

Jarak tulangan utama

s = 6202,529 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

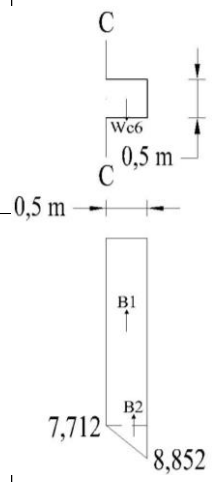
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.135. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Υw	x	rasio					
		0,5	x	2,286	x	1	x	1		=	1,143	0,25	0,286
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	5,141	x	1	x	1		=	-2,571	0,25	-0,643
	B2	0,5	x	0,01	x	1	x	0,5		=	-0,002	0,167	-0,0004
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	0,5	x	2,228	x	1	x	1		=	-1,114	0,25	-0,279
	Pu2	0,5	x	0,201	x	1	x	0,5		=	-0,05	0,167	-0,008
										total	1,994		0,494

h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	4,94	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,0336	N/mm^2
	=	0,0336	
ρ hitung	=	0,0001	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0001	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0001

Tulangan Utama

As hitung = 40,309 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,304

Jarak tulangan utama

s = 3292,867 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 7,256 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,092

Jarak tulangan utama

s = 10824,678 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

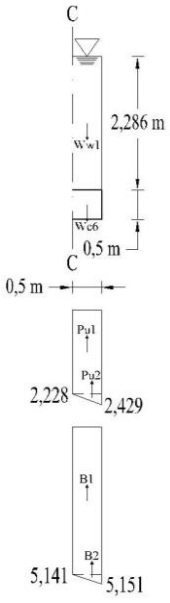
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

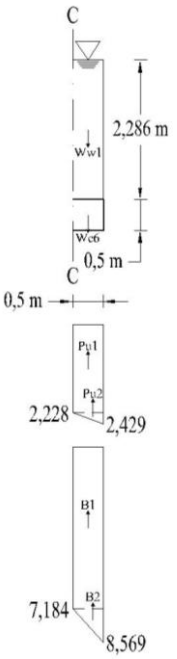
As_{baru} = 392,699 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.136. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Saluran Peluncur Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc6	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		0,5	x	0,5	x	2,4	x	1		=	0,6	0,25	0,15
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Υw	x	rasio					
		0,5	x	2,286	x	1	x	1		=	1,143	0,25	0,286
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	0,5	x	7,184	x	1	x	1		=	-3,592	0,25	-0,898
	B2	0,5	x	1,385	x	1	x	0,5		=	-0,346	0,167	-0,058
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	0,5	x	2,228	x	1	x	1		=	-1,114	0,25	-0,279
	Pu2	0,5	x	0,201	x	1	x	0,5		=	-0,05	0,167	-0,008
										total	3,36		0,807



h	=	500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	10	mm
Dutama	=	13	mm
Mu	=	8,07	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	384	mm
	=	0,384	m
d'	=	116,5	mm
d'/d	=	0,304	
$M/(b.d^2)$	=	0,0549	N/mm^2
	=	0,0549	
ρ hitung	=	0,0002	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0002	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0002

Tulangan Utama

As hitung = 65,862 mm^2

Rencana:

Ast = 132,732 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,496

Jarak tulangan utama

s = 2015,295 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 663,661 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 11,855 mm^2

Rencana:

Ast = 78,54 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,151

Jarak tulangan utama

s = 6624,901 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

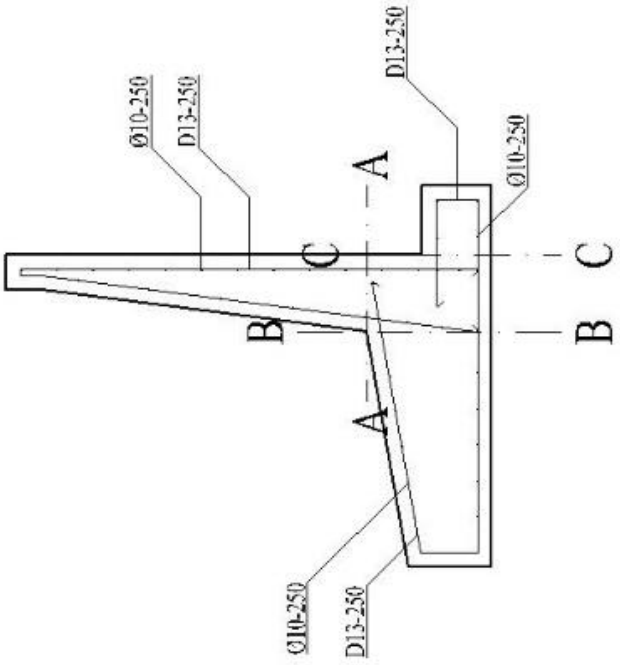
= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 392,699 mm^2

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.53. Penulangan Dinding Penahan Saluran Pelimpur
Skala 1 : 50
Sumber : Perhitungan

4.8.4. Penulangan Pada Dinding Penahan Peredam Energi

Untuk analisa pembetonan dan penulangan pada dinding penahan peredam energi, perlu memperhatikan bagian-bagian yang nantinya berpengaruh terhadap kerusakan pada dinding penahan peredam energi. Perhitungan bending momen yang terjadi pada dinding penahan peredam energi dianalisa dengan 3 potongan yaitu potongan A-A, potongan B-B dan potongan C-C.

Contoh perhitungan penulangan pada potongan A-A kondisi banjir Q_{pmf} pada keadaan normal (tanpa gempa) dapat dilihat seperti contoh perhitungan dibawah ini :

h (panjang bangunan) = 2,6 m

= 2600 mm

b (lebar bangunan) = 1 m

= 1000 mm

- **Rencana tulangan :**

  P (tebal selimut beton) = 100 mm

  D_{utama} (diameter tulangan utama)= 25 mm

  $Ø_{bagi}$ (diameter tulangan bagi) = 22 mm

  fy (kuat leleh tulangan) = 400 Mpa

  f'c (kuat tekan beton) = 25 Mpa

  β1 = 0,85 (untuk f'c ≤ 30 Mpa)

  Perhitungan bending momen yang bekerja disajikan pada tabel 4.139 dengan momen total sebesar = 129,078 t.m

  Analisa penulangan :

  Tinggi efektif (d) = h - p - $Ø_{bagi}$ – (0,5 . D_{utama})

  = 2600 – 100 – 22 – (0,5 . 25)

  = 2466 mm

  d' = p + $Ø_{bagi}$ + (0,5 . D_{utama})

  = 100 + 22 + (0,5 . 25)

  = 134,5

  $\frac{d'}{d}$ = 0,055

  M_u = 129,078 t.m

  = 1290,78 kNm

Momen lapangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \frac{1290{,}78}{1\ .\ 2466^2}$$

$= 0{,}212$ N/mm^2

Perhitungan rasio tulangan :

$$\frac{M_u}{b\ .\ d^2} = \rho\ .\ Ø\ .\ fy\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{f_y}{f'_c})$$

$$0{,}212 = \rho\ .\ 0{,}8\ .\ 400\ .\ (1 - 0{,}588\ .\ \rho\ .\ \frac{400}{25})$$

Sehingga, didapatkan nilai rasio tulangan ρ = 0,0007

Syarat rasio tulangan :

ρ_{min} = 0,0018 (untuk *fy* = 400 Mpa)

ρ_{max} = 0,0203 (untuk *fy* = 400 Mpa dan *f'c* = 25 Mpa)

ρ = 0,0007 < ρ_{min} = 0,0018, maka nilai yang digunakan tetaplah ρ = 0,0007 karena bangunan dinding penahan peredam energi yang direncanakan menggunakan desain dinding *kantilever* dan kemudian dimodifikasi oleh penulis sehingga berbentuk lebih besar jika dibandingkan dengan desain dinding *kanteliver* yang sebenarnya. Jadi dinding penahan peredam energi yang direncanakan bukanlah bangunan yang berbentuk plat ataupun balok murni sehingga nilai ρ yang digunakan merupakan nilai ρ yang dihitung sesuai kebutuhan bending momen.

Jika bangunan berbentuk plat atau balok murni maka ketika ρ < ρ_{min} maka ρ yang digunakan adalah ρ_{min}. Dan jika hasil perhitungan ρ didapat ρ > ρ_{max} maka jenis tulangan yang digunakan adalah tulangan ganda.

Luas tulangan utama :

As_{hitung} $= \rho\ .\ b\ .\ d$

$= 0{,}0007\ .\ 1000\ .\ 2466$

$= 1643{,}901$ mm^2

Rencan :

As_t $= 0{,}25\ .\ \pi\ .\ D^2$

$= 0{,}25\ .\ \pi\ .\ 25^2$

$= 490{,}874$ mm^2

Jumlah tulangan utama :

$$n = \frac{As_{hitung}}{As_t}$$

$= \frac{1643,901}{490,874}$

= 3,349

Jarak tulangan utama :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{3,349}$

= 298,603 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 25^2 . 5

= 2454,369 mm^2

Sehingga didapatkan D25 – 250.

Luas tulangan bagi :

As_{hitung} = *0,18* . $As_{tulangan\ utama}$

= 0,18 . 1643,901

= 295,902 mm^2

Rencana :

As_t = 0,25 . π . D^2

= 0,25 . π . 22^2

= 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi :

n $= \frac{As_{hitung}}{As_t}$

$= \frac{295,902}{380,133}$

= 0,778

Jarak tulangan bagi :

s $= \frac{b}{n}$

$= \frac{1000}{0,778}$

= 1284,656 mm

Standar jarak yang dianjurkan adalah jarak minimal sebesar 75 mm sedangkan jarak maksimal 250 mm. Dari hasil perhitungan diatas jarak yang didapat nilainya terlalu besar maka jarak antar tulangan utama yang diambil adalah sebesar 250 mm.

Direncanakan dengan menggunakan tulangan tunggal :

Jarak tulangan baru = 250 mm

Jumlah tulangan $= \left(\frac{b}{s}\right) + 1$

$= \left(\frac{100}{250}\right) + 1$

= 5 buah

As_{baru} = 0,25 . π . D^2 . jumlah tulangan

= 0,25 . π . 22^2 . 5

= 1900,664 mm^2

Sehingga didapatkan Ø22 – 250.

Untuk perhitungan dan perencanaan pembetonan dan penulangan pada potongan-potongan dan kondisi-kondisi yang berbeda akan disajikan pada tabel 4.137 hingga tabel 4.148. Setelah dihitung pada tiap-tiap potongan dari semua kondisi maka perhitungan penulangan yang gunakan adalah perhitungan penulangan pada potongan yang memiliki bending momen terbesar.

Tabel 4.137. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang											Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio							
		0,284	x	1	x	13,5	x	1				=	3,829	6,75	25,847
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio					
		0,284	x	1,659	x	13,5	x	13,5	x	0,5		=	42,881	4,5	192,964
												total	46,71		218,811

h	=	2600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2188,11	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2466	mm
	=	2,466	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,055	
$M/(b.d^2)$	=	0,36	N/mm^2
	=	0,36	
ρ hitung	=	0,0011	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	

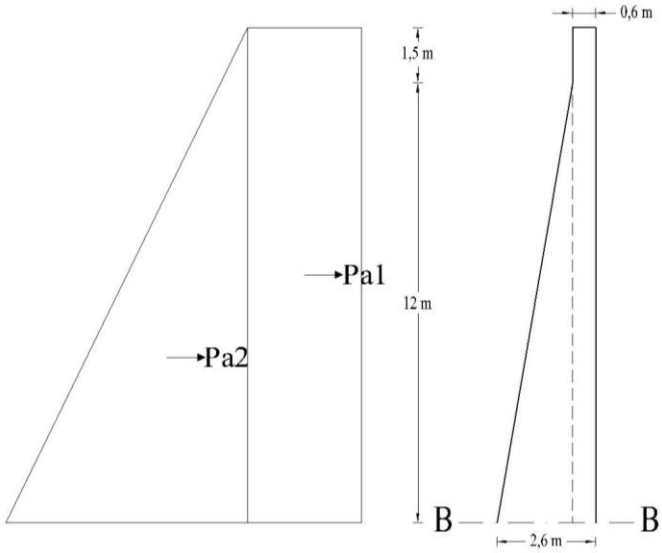
ρ min ≤ 0,0011 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,0011



Tulangan Utama

As hitung = 2801,813 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 5,708

Jarak tulangan utama

s = 175,199 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 175 mm

Jumlah tulangan utama

= 7 x 1 = 7 buah

As_{baru} = 3436,117 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 504,326 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 1,327

Jarak tulangan utama

s = 753,743 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.138. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Kosong Gempa

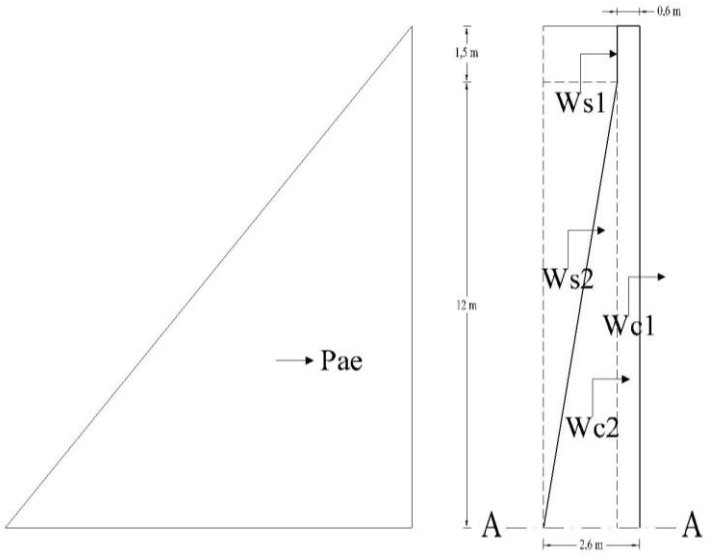
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,492	x	1,659	x	13,5	x	13,5	x	0,846	x	0,5	=	62,995	4,5	283,48
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	2	x	1,5	x	1,659	x	1	x	0,231			=	1,147	12,75	14,627
	Ws2	2	x	12	x	1,659	x	0,5	x	0,231			=	4,589	8	36,71
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,6	x	13,5	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	4,481	6,75	30,246
	Wc2	2	x	12	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	6,638	4	26,554
													total	79,851		391,617

h	=	2600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	3916,17	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2466	mm
	=	2,466	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,055	
$M/(b.d^2)$	=	0,644	N/mm^2
	=	0,644	
ρ hitung	=	0,0021	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0021	≤ ρ max	
ρ hitung	>	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,0021



Tulangan Utama

As hitung = 5059,358 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 10,307

Jarak tulangan utama

s = 97,023 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 95 mm

Jumlah tulangan utama

= 12 x 1 = 12 buah

As_{baru} = 5890,486 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 910,684 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 2,396

Jarak tulangan utama

s = 417,414 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.139. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

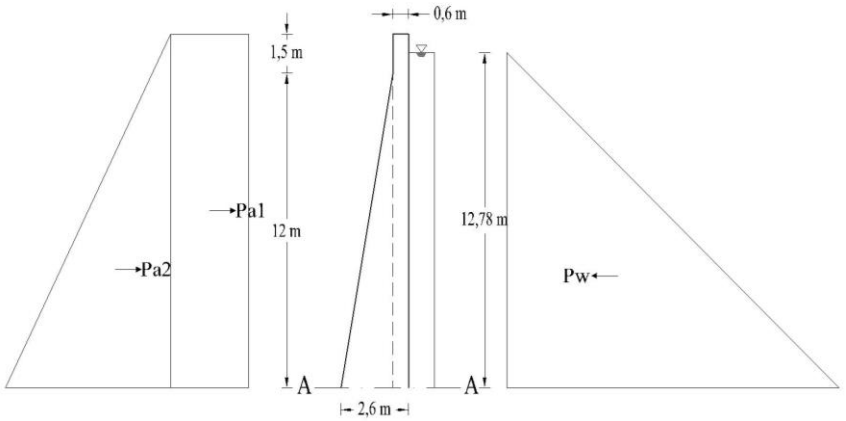
No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang										Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pa1	Ka	x	q	x	H	x	rasio						
		0,284	x	1	x	13,5	x	1			=	3,829	6,75	25,847
	Pa2	Ka	x	Υ_t	x	H	x	H	x	rasio				
		0,284	x	1,659	x	13,5	x	13,5	x	0,5	=	42,881	4,5	192,964
2	Pw	Υw	x	H	x	H	x	rasio						
		1	x	12,78	x	12,78	x	0,5			=	-81,664	4,26	-347,889
											total	34,954		129,078

h	=	2600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	1290,78	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2466	mm
	=	2,466	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,055	
M/(b.d^2)	=	0,212	N/mm^2
	=	0,212	
ρ hitung	=	0,0007	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0007	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :

= ρ hitung

= 0,0007



Tulangan Utama

As hitung = 1643,901 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 3,349

Jarak tulangan utama

s = 298,603 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 2454,369 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 295,902 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,778

Jarak tulangan utama

s = 1284,656 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

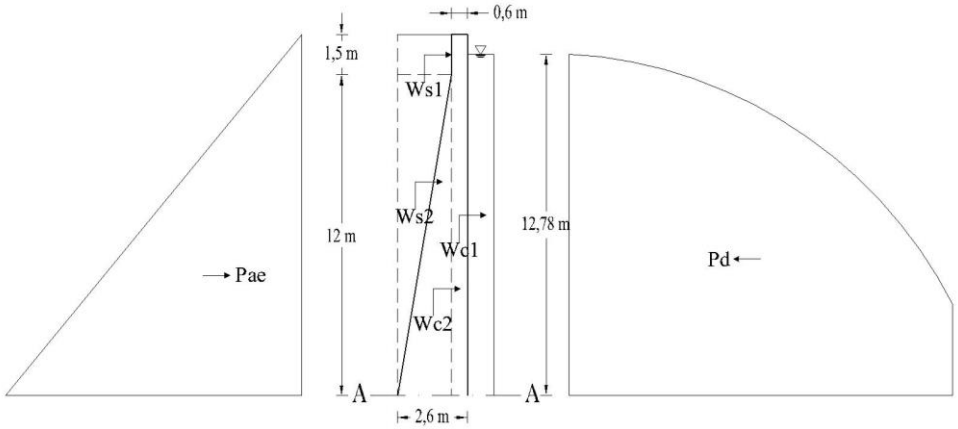
Sumber : Perhitungan

Tabel 4.140. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan A-A Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang												Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Pae	Kae	x	Υ_t	x	H	x	H	x	(1 - kv)	x	rasio				
		0,492	x	1,659	x	13,5	x	13,5	x	0,846	x	0,5	=	62,995	4,5	283,48
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio	x	kh						
	Ws1	2	x	1,5	x	1,659	x	1	x	0,231			=	1,147	12,75	14,627
	Ws2	2	x	12	x	1,659	x	0,5	x	0,231			=	4,589	8	36,71
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	rasio	x	kh	x	Υ_{beton}				
	Wc1	0,6	x	13,5	x	1	x	1	x	0,231	x	2,4	=	4,481	6,75	30,246
	Wc2	2	x	12	x	1	x	0,5	x	0,231	x	2,4	=	6,638	4	26,554
4	Pd	Υw	x	7/12	x	H	x	H	x	$(1 - Z^{1,5})$	x	kh				
		1	x	0,583	x	12,78	x	12,78	x	1	x	0,231	=	-21,961	5,112	-112,264
													total	57,89		279,353

h	=	2600	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2793,53	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2466	mm
	=	2,466	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,055	
$M/(b.d^2)$	=	0,46	N/mm^2
	=	0,46	
ρ hitung	=	0,0015	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0015	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0015



Tulangan Utama

As hitung = 3589,862 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 7,313

Jarak tulangan utama

s = 136,739 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 135 mm

Jumlah tulangan utama

= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 4417,865 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 646,175 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 1,7

Jarak tulangan utama

s = 588,281 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

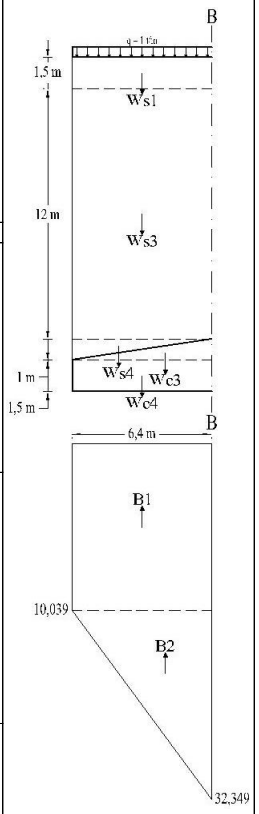
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.141. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	6,4	x	1	x	2,4	x	0,5		=	7,68	2,133	16,381
	Wc4	6,4	x	1,5	x	2,4	x	1		=	23,04	3,2	73,728
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	6,4	x	1,5	x	1,659	x	1		=	15,926	3,2	50,964
	Ws3	6,4	x	12	x	1,659	x	1		=	127,411	3,2	407,716
	Ws4	6,4	x	1	x	1,659	x	0,5		=	5,309	4,267	22,653
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		6,4	x	0,5						=	3,2	3,2	10,24
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	6,4	x	10,039	x	1	x	1		=	-64,25	3,2	-205,599
	B2	6,4	x	22,31	x	1	x	0,5		=	-71,392	2,133	-152,279
										total	46,925		223,805



h	=	2500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2238,05	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2366	mm
	=	2,366	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,057	
$M/(b.d^2)$	=	0,4	N/mm^2
	=	0,4	
ρ hitung	=	0,0013	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0013	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka
Rasio Tulangan (ρ)	yang digunakan :		
	=	ρ hitung	
	=	0,0013	

Tulangan Utama

As hitung = 2992,438 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 6,096

Jarak tulangan utama

s = 164,038 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 160 mm

Jumlah tulangan utama

= 8 x 1 = 8 buah

As_{baru} = 3926,991 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 538,639 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 1,417

Jarak tulangan utama

s = 705,728 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

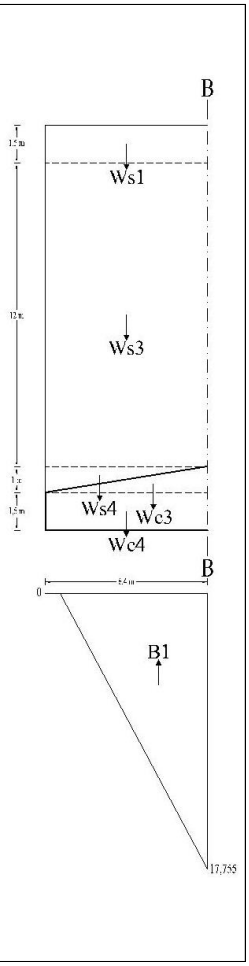
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.142. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	6,4	x	1	x	2,4	x	0,5		=	7,68	2,133	16,381
	Wc4	6,4	x	1,5	x	2,4	x	1		=	23,04	3,2	73,728
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	6,4	x	1,5	x	1,659	x	1		=	15,926	3,2	50,964
	Ws3	6,4	x	12	x	1,659	x	1		=	127,411	3,2	407,716
	Ws4	6,4	x	1	x	1,659	x	0,5		=	5,309	4,267	22,653
3	B1	Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
		5,801	x	17,755	x	1	x	0,5		=	-51,498	1,934	-99,581
										total	127,9		471,862



h	=	2500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	4718,62	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2366	mm
	=	2,366	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,057	
M/(b.d^2)	=	0,843	N/mm^2
	=	0,843	
ρ hitung	=	0,0027	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0027	≤ ρ max	
ρ hitung	>	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0027

Tulangan Utama

As hitung = 6394,726 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 13,027

Jarak tulangan utama

s = 76,762 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 75 mm

Jumlah tulangan utama

= 15 x 1 = 15 buah

As$_{baru}$ = 7363,108 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 1151,051 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 3,028

Jarak tulangan utama

s = 330,248 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As$_{baru}$ = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.143. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	6,4	x	1	x	2,4	x	0,5		=	7,68	2,133	16,381
	Wc4	6,4	x	1,5	x	2,4	x	1		=	23,04	3,2	73,728
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	6,4	x	1,5	x	1,659	x	1		=	15,926	3,2	50,964
	Ws3	6,4	x	12	x	1,659	x	1		=	127,411	3,2	407,716
	Ws4	6,4	x	1	x	1,659	x	0,5		=	5,309	4,267	22,653
3	q	Lebar	x	Tinggi									
		6,4	x	0,5						=	3,2	3,2	10,24
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	6,4	x	10,235	x	1	x	1		=	-32,275	3,2	-103,281
	B2	6,4	x	12,392	x	1	x	0,5		=	-16,128	2,133	-34,401
5		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	6,4	x	5,043	x	1	x	1		=	-32,275	3,2	-103,281
	Pu2	6,4	x	5,040	x	1	x	0,5		=	-16,128	2,133	-34,401
										total	85,76		306,319

h	=	2500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	3063,19	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2366	mm
	=	2,366	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,057	
M/(b.d^2)	=	0,547	N/mm^2
	=	0,547	
ρ hitung	=	0,0017	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0017	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0017

Tulangan Utama

As hitung = 4113,99 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 8,381

Jarak tulangan utama

s = 119,318 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 120 mm

Jumlah tulangan utama

= 10 x 1 = 10 buah

As_{baru} = 4908,739 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 740,517 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 1,948

Jarak tulangan utama

s = 513,334 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

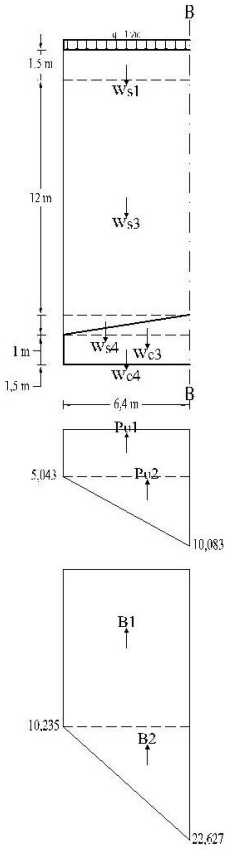
Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

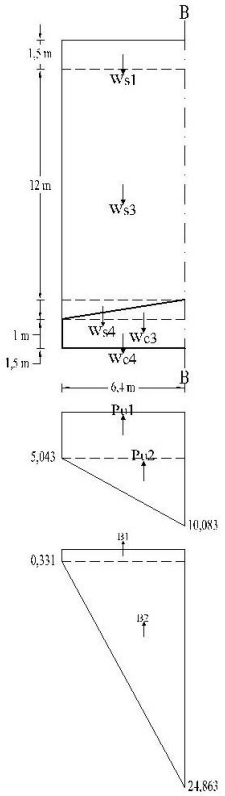
As_{baru} = 1900,664 mm^2



Sumber : Perhitungan

Tabel 4.144. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan B-B Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
	Wc3	6,4	x	1	x	2,4	x	0,5		=	7,68	2,133	16,381
	Wc4	6,4	x	1,5	x	2,4	x	1		=	23,04	3,2	73,728
2		Lebar	x	Tinggi	x	Υ_t	x	rasio					
	Ws1	6,4	x	1,5	x	1,659	x	1		=	15,926	3,2	50,964
	Ws3	6,4	x	12	x	1,659	x	1		=	127,411	3,2	407,716
	Ws4	6,4	x	1	x	1,659	x	0,5		=	5,309	4,267	22,653
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	6,4	x	0,331	x	1	x	1		=	-2,118	3,2	-6,779
	B2	6,4	x	24,532	x	1	x	0,5		=	-78,502	2,133	-167,446
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	6,4	x	5,043	x	1	x	1		=	-32,275	3,2	-103,281
	Pu2	6,4	x	5,014	x	1	x	0,5		=	-16,045	2,133	-34,224
										total	50,426		259,714



h	=	2500	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	2597,14	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	2366	mm
	=	2,366	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,057	
M/(b.d^2)	=	0,464	N/mm^2
	=	0,464	
ρ hitung	=	0,0015	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0015	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0015

Tulangan Utama

As hitung = 3477,26 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 7,084

Jarak tulangan utama

s = 141,167 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 140 mm

Jumlah tulangan utama

= 9 x 1 = 9 buah

As_{baru} = 4417,86 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 625,907 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 1,647

Jarak tulangan utama

s = 607,331 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

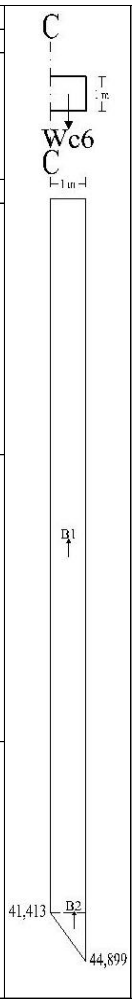
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.145. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc4	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		1	x	1	x	2,4	x	1		=	2,4	0,5	1,2
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1	x	41,413	x	1	x	1		=	-41,413	0,5	-20,707
	B2	1	x	3,486	x	1	x	0,5		=	-1,743	0,333	-0,58
										total	40,756		20,087



h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	200,87	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	866	mm
	=	0,866	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,155	
$M/(b.d^2)$	=	0,268	N/mm^2
	=	0,268	
ρ hitung	=	0,0008	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	

ρ min ≤ 0,0008 ≤ ρ max

ρ hitung < ρ min , maka
Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0008

Tulangan Utama

As hitung = 730,256 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,488

Jarak tulangan utama

s = 672,194 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 2454,369 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 131,446 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,346

Jarak tulangan utama

s = 2891,93 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

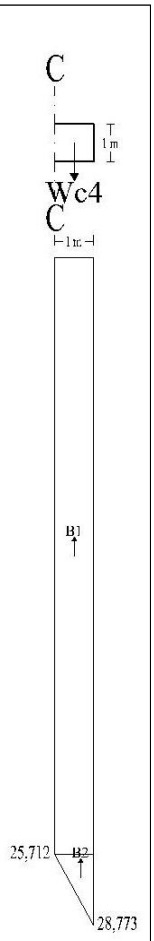
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.146. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Kosong Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc4	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		1	x	1	x	2,4	x	1		=	2,4	0,5	1,2
2		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1	x	25,712	x	1	x	1		=	-25,712	0,5	-12,856
	B2	1	x	3,061	x	1	x	0,5		=	-1,531	0,333	-0,51
										total	24,843		12,166



h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	121,66	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	866	mm
	=	0,866	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,155	
M/(b.d^2)	=	0,162	N/mm^2
	=	0,162	
ρ hitung	=	0,0005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0005	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0005

Tulangan Utama

As hitung = 440,06 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,896

Jarak tulangan utama

s = 1115,47 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 2454,369 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 79,211 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,208

Jarak tulangan utama

s = 4799 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

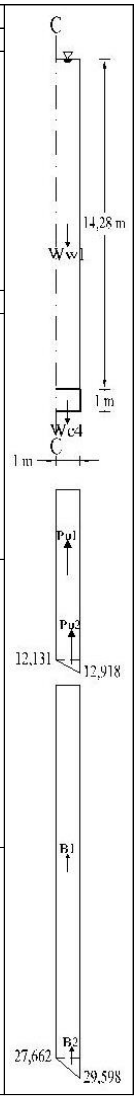
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.147. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Normal (Tanpa Gempa)

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc4	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		1	x	1	x	2,4	x	1		=	2,4	0,5	1,2
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Υw	x	rasio					
		1	x	14,28	x	1	x	1		=	14,28	0,5	7,14
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1	x	27,662	x	1	x	1		=	-27,662	0,5	-13,831
	B2	1	x	1,936	x	1	x	0,5		=	-0,968	0,333	-0,322
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	1	x	12,131	x	1	x	1		=	-12,131	0,5	-6,066
	Pu2	1	x	0,787	x	1	x	0,5		=	-0,394	0,333	-0,131
										total	24,475		12,010



h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	120,10	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	866	mm
	=	0,866	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,155	
$M/(b.d^2)$	=	0,16	N/mm^2
	=	0,16	
ρ hitung	=	0,0005	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0005	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0005

Tulangan Utama

As hitung = 435,505 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 0,887

Jarak tulangan utama

s = 1127,138 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 2454,369 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 78,391 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,206

Jarak tulangan utama

s = 4849,198 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

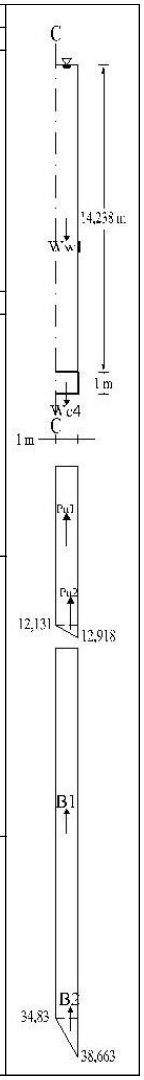
= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan

Tabel 4.148. Perhitungan Bending Momen Dan Analisa Beton Bertulang Dinding Penahan Peredam Energi Potongan C-C Kondisi Muka Air Banjir Q_{pmf} Gempa

No.	Notasi	Tekanan / Luas penampang									Gaya (ton)	L (m)	Momen tm
1	Wc4	Lebar	x	Tinggi	x	Υ_{beton}	x	rasio					
		1	x	1	x	2,4	x	1		=	2,4	0,5	1,2
2	Ww1	Lebar	x	Tinggi	x	Υw	x	rasio					
		1	x	14,28	x	1	x	1		=	14,28	0,5	7,14
3		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	B1	1	x	34,83	x	1	x	1		=	-34,83	0,5	-17,415
	B2	1	x	3,833	x	1	x	0,5		=	-1,917	0,333	-0,638
4		Lebar	x	Tinggi	x	Panjang	x	Rasio					
	Pu1	1	x	12,131	x	1	x	1		=	-12,131	0,5	-6,066
	Pu2	1	x	0,787	x	1	x	0,5		=	-0,394	0,333	-0,131
										total	32,591		15,91



h	=	1000	mm
b	=	1000	mm
p	=	100	mm
Dbagi	=	22	mm
Dutama	=	25	mm
Mu	=	159,1	kNm
fy	=	400	Mpa
f'c	=	25	Mpa
β1	=	0,85	
d	=	866	mm
	=	0,866	m
d'	=	134,5	mm
d'/d	=	0,155	
$M/(b.d^2)$	=	0,212	N/mm^2
	=	0,212	
ρ hitung	=	0,0007	
ρ min	=	0,0018	
ρ max	=	0,02032	
ρ min ≤	0,0007	≤ ρ max	
ρ hitung	<	ρ min	, maka

Rasio Tulangan (ρ) yang digunakan :
= ρ hitung
= 0,0007

Tulangan Utama

As hitung = 577,196 mm^2

Rencana:

Ast = 490,874 mm^2

Jumlah tulangan utama

n = 1,176

Jarak tulangan utama

s = 850,445 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

= 250 mm

Jumlah tulangan utama

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 2454,369 mm^2

Tulangan Bagi

As hitung = 0,18 * As tulangan utama

= 103,895 mm^2

Rencana:

Ast = 380,133 mm^2

Jumlah tulangan bagi

n = 0,273

Jarak tulangan utama

s = 3658,805 mm

Direncanakan menggunakan tulangan tunggal:

Jarak tulangan baru

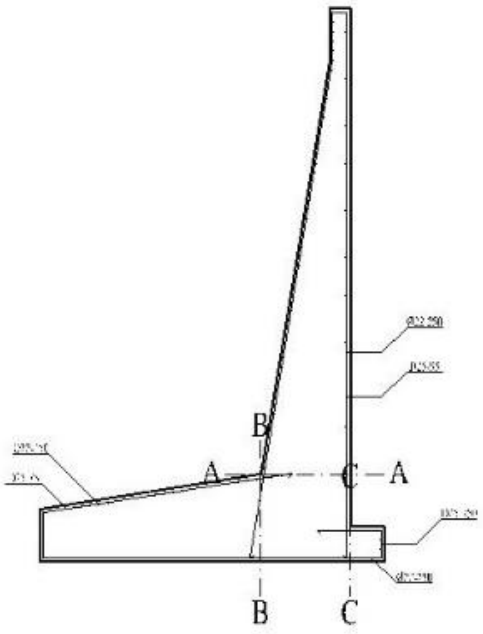
= 250 mm

Jumlah tulangan bagi

= 5 x 1 = 5 buah

As_{baru} = 1900,664 mm^2

Sumber : Perhitungan



Gambar 4.54. Penulangan Dinding Penahan Peredam Energi
Skala 1 : 100
Sumber : Perhitungan

4.8.5. Rekapitulasi Perhitungan Beton Bertulang

Tabel 4.149. Tabel Rekapitulasi Perhitungan Beton Bertulang Pada Perencanaan Pelimpah Bendungan Seulimum

No.	Tinjauan stabilitas pada tiap kostruksi	Momen Paling besar	D. Tul. Utama	Jumlah Tulangan	Jarak Antar Tulangan	Ø. Tul. Bagi	Jumlah Tulangan	Jarak Antar Tulangan
		t.m	mm	mm	mm	mm	mm	mm
A	**Bangunan Pelimpah**							
	Pot A-A	7,432	13	5	250	10	5	250
	Pot B-B	32,907	13	5	250	10	5	250
	Pot C-C	14,648	13	5	250	10	5	250
B	**Bangunan Dinding Penahan**							
1	**Sal. Transisi**							
	Pot A-A	6,051	13	5	250	10	5	250
	Pot B-B	14,094	13	5	250	10	5	250
	Pot C-C	1,334	13	5	250	10	5	250
2	**Sal. Peluncur**							
	Pot A-A	2,839	13	5	250	10	5	250
	Pot B-B	5,412	13	5	250	10	5	250
	Pot C-C	0,862	13	5	250	10	5	250
3	**Peredam Energi**							
	Pot A-A	391,617	25	12	95	22	5	250
	Pot B-B	471,862	25	15	75	22	5	250
	Pot C-C	20,087	25	5	250	22	5	250

Sumber : Perhitungan