

BAB V

PERENCANAAN SABO DAM DAN BENDUNG

5.1. PERENCANAAN SABO DAM

5.1.1. Pemilihan Jenis Material Konstruksi

Dalam pemilihan jenis material konstruksi perlu dipertimbangkan beberapa aspek sebagai berikut :

1. Jenis material yang tersedia di dekat lokasi bangunan tersebut
2. Kemungkinan bisa atau tidaknya dibuat jalan masuk ke lokasi
3. Harga dari material yang akan digunakan
4. Kondisi lokasi seperti tanah, sifat banjir, angkutan sedimen, dan lain sebagainya.

Berdasarkan pertimbangan-pertimbangan di atas, ditetapkan material konstruksi yang digunakan antara lain sebagai berikut :

- Tubuh *main dam*, menggunakan pasangan batu dengan campuran 1 PC : 4 Psr, dengan bagian luar diberi lapisan beton 1 PC : 2 Psr : 3 kerikil setebal 40 cm yang berfungsi untuk menjaga tubuh *main dam* dari benturan batu yang dibawa oleh aliran.
- Tubuh *sub dam*, sesuai dengan tubuh *main dam*
- *Apron* (lantai terjun), sesuai dengan tubuh *main dam*
- Bangunan pelengkap lainnya menggunakan pasangan batu 1 PC : 4 Psr, disiar dengan campuran 1 PC : 2 Psr atau dengan plesteran dengan campuran 1 PC : 3 Psr setebal 2 cm.

5.1.2. Perencanaan Main Dam

5.1.2.1. Tinggi Efektif Main Dam

Berdasarkan fungsi *sabo dam*, maka tinggi efektif *main dam* direncanakan pada ketinggian tertentu untuk menghasilkan kemiringan dasar sungai stabil, tetapi kadang sulit untuk memperoleh ketinggian yang sesuai dengan yang diinginkan dikarenakan tinggi tebing di sebelah kiri atau kanan sungai tidak memungkinkan untuk mendapatkan tinggi yang tepat. Oleh sebab itu apabila

tinggi tebing tidak sesuai dengan yang diharapkan maka tinggi *main dam* didasarkan pada tinggi tebing di sebelah kiri atau kanan sungai yang ada di lokasi yaitu berada di bawah tinggi tebing agar apabila tampungan sedimen telah penuh aliran air masih mampu ditampung oleh alur sungai.

Data geometri sungai adalah sebagai berikut :

- Elevasi dasar sungai pada hilir bangunan *sabo dam* sebelum lokasi + 739,665 m
- Elevasi dasar sungai di lokasi + 708,643 m
- Panjang sungai antar bangunan sebelum lokasi sampai ke lokasi 612 m
- Elevasi tebing sungai sebelah kiri + 722,870 m
- Elevasi tebing sungai sebelah kanan + 722,150 m

Kemiringan dasar sungai stabil diihitung dengan Persamaan 2.17 sebagai berikut :

$$I_s = \left(\frac{80,9 \cdot d}{g \cdot 10^2} \right)^{10/7} \left(\frac{B}{n \cdot Q_d} \right)^{6/7}$$

dimana :

I_s = kemiringan dasar sungai stabil

d = diameter butiran material dasar sungai (m) = 2,75 cm = 0,0275 m

g = percepatan gravitasi = 9,8 m/det²

B = lebar sungai (m) = 76,54 m

n = koefisien kekasaran *Manning* = 0,04

Q_d = debit banjir rencana (m³/det) = 140,89 m³/det

$$I_s = \left(\frac{80,9 \times 0,0275}{9,8 \times 10^2} \right)^{10/7} \left(\frac{76,54}{0,04 \times 140,89} \right)^{6/7}$$

$$I_s = 0,00156$$

Dari kemiringan dasar sungai stabil maka dapat diketahui elevasi dasar sungai yang harus didapat pada lokasi antara lain sebagai berikut :

Elevasi dasar sungai = Elevasi dasar sungai pada bagian hilir bangunan
sebelum lokasi - (panjang sungai x I_s)

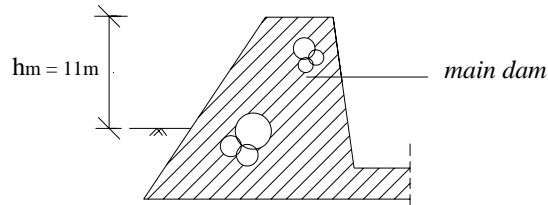
$$= 739.116 - 612 \times 0,00156$$

$$= + 737,161 \text{ m.}$$

Karena tebing sebelah kanan sungai di lokasi berelevasi + 722,150 m, maka dasar untuk penentuan tinggi *main dam* adalah tinggi tebing di sebelah kanan sungai antara lain sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Perbedaan tinggi tebing dan dasar sungai} &= \text{Elevasi tebing sungai} - \text{Elevasi} \\ &\quad \text{dasar sungai di lokasi} \\ &= 722,150 - 708,643 \\ &= 13,507 \text{ m} \end{aligned}$$

Tinggi *main dam* harus berada di bawah tinggi tebing sungai, oleh karena itu tinggi *main dam* direncanakan 11 m.



Gambar 5.1. Tinggi efektif *main dam*

Keterangan :

$$h_m = \text{tinggi efektif } \textit{main dam} \text{ (m)}$$

5.1.2.2. Perencanaan Lebar Peluap *Main Dam*

Untuk menghitung lebar peluap *main dam* digunakan Persamaan 2.18 sebagai berikut :

$$B_1 = a \cdot \sqrt{Q_d}$$

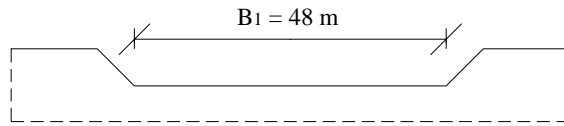
dimana :

$$B_1 = \text{lebar peluap (m)}$$

$$Q_d = \text{debit banjir rencana (m}^3/\text{det)} = 140,890 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$a = \text{koefisien limpasan} = 4 \text{ untuk luas Das } 8,6875 \text{ km}^2 \text{ dari Tabel 2.2.}$$

$$B_1 = 4 \cdot \sqrt{140,890} = 47,47 \text{ m} \approx 48 \text{ m}$$



Gambar 5.2. Sketsa lebar peluap main dam

Keterangan :

B_1 = lebar peluap (m)

5.1.2.3. Tinggi Limpasan di Atas Peluap

Debit yang mengalir di atas peluap dihitung berdasarkan Persamaan 2.19 sebagai berikut :

$$Q_d = (2/15) C_d \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_w^{3/2}$$

dimana :

$$Q_d = \text{debit banjir rencana (m}^3/\text{det)} = 1401,890 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$C_d = \text{koefisien debit (0,60 - 0,66) diambil 0,63}$$

$$g = \text{percepatan gravitasi (9,8 m/det}^2\text{)}$$

$$B_1 = \text{lebar peluap (m)} = 48 \text{ m}$$

$$B_2 = \text{lebar muka di atas peluap (m)} = (B_1 + 2m \cdot h_w)$$

$$m = \text{kemiringan tepi pelimpah} = 0,5$$

$$h_w = \text{tinggi air di atas peluap (m)}$$

$$Q_d = (2/15) C_d \sqrt{2g} (3B_1 + 2(B_1 + 2m \cdot h_w)) h_w^{3/2}$$

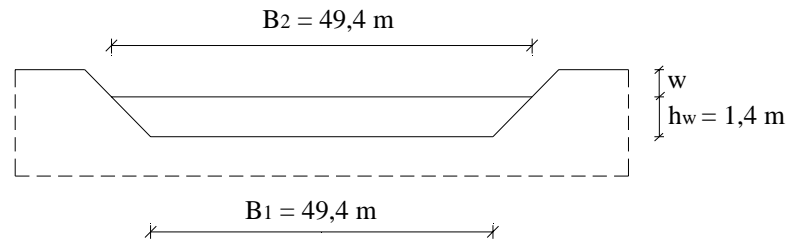
$$140,89 = (2/15) \times 0,63 \sqrt{2 \times 9,8} (3 \times 48 + 2(48 + 2 \times 0,5 \times h_w)) h_w^{3/2}$$

$$140,89 = 0,372(240 + 2h_w) h_w^{3/2}$$

$$140,89 = 89,252 h_w^{3/2} + 0,744 h_w^{5/2}$$

dari cara coba-coba didapat $h_w = 1,345$ m dibulatkan menjadi 1,4 m

$$B_2 = (B_1 + 2m \cdot h_w) = (48 + 2 \times 0,5 \times 1,4) = 49,4 \text{ m}$$

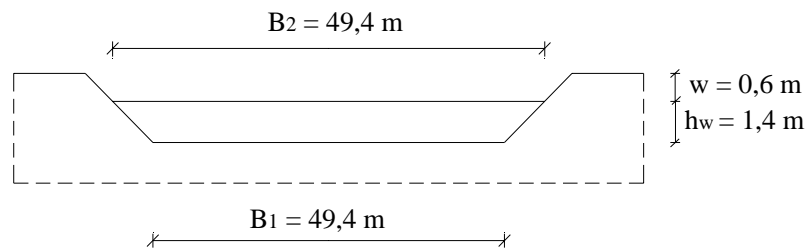


Gambar 5.3. Sketsa lebar peluap dan tinggi limpasan main dam

5.1.2.4. Tinggi Jagaan

Tinggi jagaan diperhitungkan untuk menghindari meluapnya aliran air ke samping sungai. Tinggi jagaan diperhitungkan berdasarkan ketinggian banjir rencana.

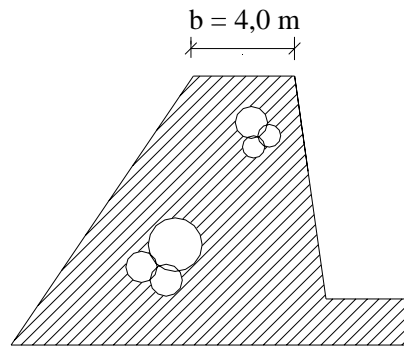
Berdasarkan Tabel 2.4. tinggi jagaan ditentukan sebesar 0,6 m sebagai berikut :



Gambar 5.4. Sketsa lebar peluap, tinggi limpasan dan tinggi jagaan main dam

5.1.2.5. Tebal Mercu Peluap Main Dam

Tebal mercu peluap harus diperhitungkan terhadap segi stabilitas dan kemungkinan kerusakan akibat hidraulik aliran *debris*. Mercu berbentuk ambang lebar. Untuk penentuan lebar mercu peluap *main dam* digunakan Tabel 2.5. yaitu sebesar 4,0 m karena aliran yang melewatinya merupakan aliran *debris*.



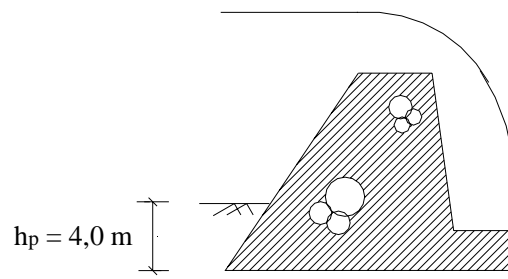
Gambar 5.5. Sketsa tebal mercu peluap main dam

Keterangan :

b = lebar peluap

5.1.2.6. Kedalaman Pondasi *Main Dam*

Sketsa kedalaman pondasi *main dam* dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.6. Sketsa kedalaman pondasi *main dam*

Untuk perhitungan kedalaman pondasi *main dam* digunakan Persamaan 2.20 sebagai berikut :

$$h_p = (1/3 \text{ s/d } 1/4) (h_w + h_m)$$

Keterangan :

h_w = tinggi air di atas peluap (m) = 1,40 m

h_m = tinggi efektif *main dam* = 11,00 m

h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m)

$$h_p = (1/3 \text{ s/d } 1/4) (1,4 + 11)$$

$$h_p = 3,10 \text{ s/d } 4,13 \text{ diambil } 4,0$$

Dari hasil perhitungan di atas kedalaman pondasi *main dam* diambil 4,0 m.

5.1.2.7. Kemiringan Tubuh *Main Dam*

Kemiringan pada *main dam* terdiri dari kemiringan pada hulu dan hilir, dimana kemiringan pada hilir lebih kecil daripada kemiringan pada hulu, hal ini berfungsi untuk menghindari benturan akibat batu-batuan yang melimpas dari peluap *main dam* yang dapat menyebabkan abrasi pada bagian hilir *main dam*. Selain hal tersebut di atas, kemiringan hilir sangat mempengaruhi kestabilan dari *main dam*.

a. Kemiringan Hilir

Kemiringan hilir tubuh *main dam* didasarkan kecepatan kritis air dan material yang melewati peluap yang diteruskan jatuh bebas secara gravitasi ke lantai terjun.

Dimana kemiringan hilir *main dam* diambil sebesar 1 : 0,2

b. Kemiringan Hulu

Kemiringan hulu *main dam* yang memiliki tinggi *main dam* maksimal 15 m dihitung berdasarkan Persamaan 2.21 sebagai berikut :

$$(1 + \alpha) m^2 + [2(n + \beta) + (4 \alpha + \gamma) + 2 \alpha \beta] m - [(1 + 3 \alpha) + \alpha \beta (4n + \beta) + \gamma (3 n \beta + \beta^2 + n^2)] = 0$$

dimana :

$$\alpha = h_w/h_d$$

$$\beta = b/h_p$$

$$h_d = h_p + h_m$$

$$\gamma = \gamma_c / \gamma_w$$

$$n = \text{kemiringan di hilir tubuh } main dam = 0,2$$

$$m = \text{kemiringan di hulu tubuh } main dam = 0,5$$

$$\gamma_c = \text{berat jenis batu kali (ton/m}^3) = 2,35 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_w = \text{berat jenis air (ton/m}^3) = 1,20 \text{ ton/m}^3$$

$$h_p = \text{kedalaman pondasi (m)} = 4,0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
h_w &= \text{tinggi air di atas peluap} && = 1,40 \text{ m} \\
h_m &= \text{tinggi efektif } main \text{ dam (m)} && = 11,00 \text{ m} \\
h_d &= \text{tinggi total } main \text{ dam (m)} = 11,00 + 4,0 && = 15,0 \text{ m} \\
b &= \text{lebar pelimpah (m)} && = 4,0 \text{ m} \\
\alpha &= \frac{1,40}{15,0} = 0,093 \\
\beta &= \frac{4,0}{15,0} = 0,267 \\
\gamma &= \frac{2,35}{1,20} = 1,958
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
(1 + 0,093)m^2 + [2(0,2 + 0,267) + (4 \times 0,093 + 1,958) + (2 \times 0,093 \times 0,267)] \\
m - (1 + 3 \times 0,093) + 0,093 \times 0,267 (4 \times 0,2 + 0,267) + 1,958 (3 \times 0,2 \times 0,267 \\
+ 0,267^2 + 0,2^2) = 0
\end{aligned}$$

$$1,093 m^2 + 3,314 m - 1,578 = 0$$

$$m_{1,2} = \frac{-3,314 \pm \sqrt{3,314^2 - 4 \times 1,093 \times (-1,578)}}{2 \times 1,093}$$

$$m_1 = 0,418$$

$$m_2 = -3,449$$

$$\text{diambil } m = 0,5$$

5.1.2.8. Konstruksi Sayap Main Dam

Sayap *main dam* direncanakan sebagai sayap yang tidak dilimpasi air dan mempunyai kemiringan ke arah dalam dari kedua sisi *main dam*.

a. Kemiringan Sayap

Kemiringan sayap ditentukan sesuai kemiringan dasar sungai arus deras alur sungai tersebut, kemiringan dasar sungainya adalah 0,06 maka kemiringan sayap *main dam* adalah 1 : 17.

b. Lebar Mercu Sayap

Lebar mercu sayap diambil sama dengan lebar mercu peluap atau sedikit lebih kecil. Karena sayap juga harus diperhitungkan terhadap gaya tumbukan aliran *debris* maka ditentukan lebar sayap adalah 4,0 m.

c. Penetrasi Sayap

Karena tanah pada bagian tebing sungai mudah tergerus oleh aliran air maka sayap harus direncanakan masuk kedalam tebing minimal 2,00 m.

5.1.3. PERENCANAAN SUB DAM DAN LANTAI TERJUN (APRON)

5.1.3.1. Lebar dan Tebal Peluap Sub Dam

Lebar dan tebal peluap *sub dam* direncanakan sesuai dengan perhitungan lebar dan tebal *main dam*. Lebar peluap *sub dam* direncanakan sebesar 48 m dan tebal mercu peluapnya 4,0 m.

5.1.3.2. Perhitungan Tebal Lantai Terjun

Tebal lantai kerja diperhitungkan digunakan Persamaan 2.22 sebagai berikut :

$$d = c.(0,6.h_m + 3.h_w - 1)$$

dimana :

d = tebal lantai terjun (m)

c = koefisien untuk pelindung air

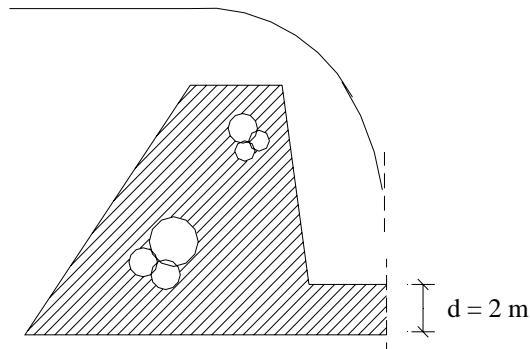
= 0,1 bila menggunakan pelindung

= 0,2 bila tanpa pelindung

h_m = tinggi *main dam* (m) = 11,00 m

h_w = tinggi air diatas mercu *main dam* (m) = 1,40 m

$d = 0,2(0,6 \times 11,00 + 3 \times 1,40 - 1) = 1,96 \approx 2,00$ m



Gambr 5.7. Sketsa tebal lantai terjun

5.1.3.3. Tinggi Sub Dam

Tinggi *sub dam* direncanakan menggunakan Persamaan 2.23 sebagai berikut :

$$H_2 = (1/3 \text{ s/d } 1/4)(h_m + h_p)$$

dimana :

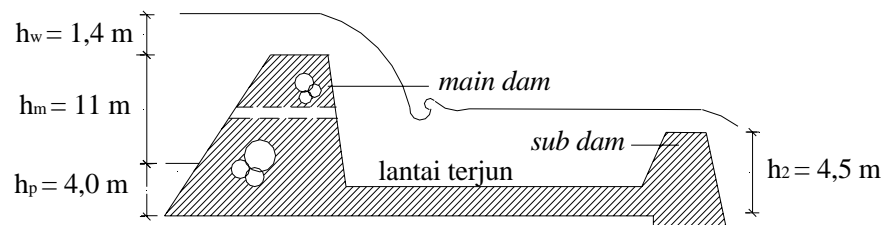
H_2 = tinggi mercu *sub dam* dari lantai terjun (m)

h_m = tinggi efektif *main dam* (m) = 11,00 m

h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m) = 4,0 m

$H_2 = (1/3 \text{ s/d } 1/4)(11,00 + 4,0) = (5,0 \text{ s/d } 3,75) \text{ m}$

Tinggi *sub dam* diambil 4,50 m



Gambar 5.8. Sketsa main dam, lantai terjun dan sub dam

5.1.3.4. Panjang Lantai Terjun

Panjang lantai terjun dibatasi oleh jarak antara *main dam* dan *sub dam*, dimana rumus perhitungannya menggunakan Persamaan 2.24 sebagai berikut :

$$L = (1,5 \text{ s/d } 2,0) (H_1 + h_w)$$

$$L = l_w + x + b$$

$$H_1 = h_m + h_p - d$$

$$l_w = \frac{V_0(H_1 + \frac{1}{2}h_w)^{1/2}}{g}$$

$$x = \beta \cdot h_j$$

$$h_j = (h_1/2) \left(\sqrt{1 + 8F_1^2} - 1 \right)$$

$$F_1 = \frac{V_1}{\sqrt{2g \cdot h_1}}$$

$$h_1 = q_1 / V_1$$

$$q = Qd/B$$

$$V_1 = \sqrt{2g(H_1 + hw)}$$

dimana :

L = jarak antara *main dam* dan *sub dam* (m)

H₁ = beda tinggi antara mercu *main dam* sampai permukaan lantai terjun
(m)

H₂ = tinggi *sub dam* (m) = 4,50 m

h_m = tinggi efektif *main dam* (m) = 11,0 m

h_p = kedalaman pondasi *main dam* (m) = 4,0 m

d = tebal lantai terjun (m) = 2,0 m

l_w = tinggi tejunan (m)

h_w = tinggi muka air di atas mercu *main dam* (m) = 1,40 m

β = koefisien (4,50 - 5,0)

h_j = ketinggian muka air di atas mercu *sub dam* sampai permukaan lantai terjun (m)

F₁ = angka Froude dari aliran jet pada titik jatuh

h₁ = tinggi air pada titik jatuhnya terjunnya (m)

q₁ = debit permeter peluap (m³/det/m)

Q_d = debit banjir rencana (m³/det) = 140,89 m³/det

B = lebar peluap *main dam* (m) = 48,00 m

g = percepatan gravitasi (9,8m/det)

b' = tebal mercu *sub dam* (m) = 4,00 m

L = (1,5 s/d 2,0) (13,2 + 1,4) = (21,9 s/d 29,2)m

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

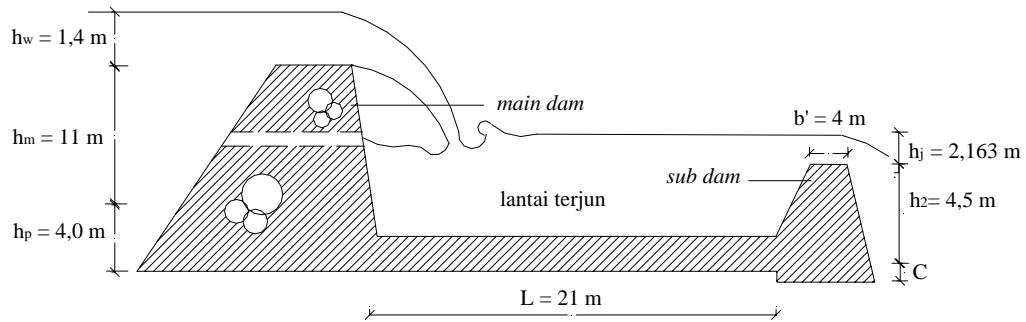
$$H_1 = h_m + h_p - d = 11,00 + 4,0 - 2,00 = 13,0 \text{ m}$$

$$q_0 = Q_d/B_1 = 140,89 / 48 = 2,935 \text{ m/det}$$

$$V_0 = 2,935/1,4 = 2,097 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
V_1 &= \sqrt{2 \times 9,8(13,0 + 1,4)} &&= 16,92 \text{ m/det} \\
q_1 &= 2,935 \text{ m}^3/\text{det/m} \\
h_1 &= 2,935/16,92 &&= 0,173 \text{ m} \\
F_1 &= \frac{16,92}{\sqrt{2 \times 9,8 \times 0,173}} &&= 9,189 \\
h_j &= (0,173/2) \left(\sqrt{1 + 8(9,189)^2} - 1 \right) &&= 2,163 \text{ m} \\
l_w &= \frac{2,097(13,0 + \frac{1}{2} \times 1,40)^{1/2}}{9,80} &&= 0,792 \text{ m} \\
x &= 4,75 \times 2,163 &&= 10,274 \text{ m} \\
L &= 0,792 + 10,274 + 4,00 &&= 15,07 \text{ m}
\end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas L diambil 21 m.



Gambar 5.9. Sketsa main dam, lantai terjun dan sub dam

5.1.3.5. Perhitungan Pondasi Sub Dam

Kedalaman pondasi sub dam diperhitungkan berdasarkan *scouring* yang akan terjadi pada hilir.

Digunakan Persamaan 2.25 Zimmerman & Naniak yaitu sebagai berikut :

$$Z_s = 2,89 \left(\frac{q^{0,82}}{d_{85}^{0,23}} \right) \left(\frac{h_d}{q^{0,667}} \right)^{0,93} - h_d$$

dimana :

d_{85} = diameter partikel 85% dari *grain size distribution* (mm) = 7,00 mm

Z_s = *scouring* yang terjadi (m)

$$q = \text{debit permeter peluap (m}^3/\text{det m)} = 2,935 \text{ m}^3/\text{m/det}$$

$$h_d = \text{tinggi air di hulu main dam} = 1,40 \text{ m}$$

$$Z_s = 2,89 \left(\frac{2,935^{0,82}}{0,007^{0,23}} \right) \left(\frac{1,40}{2,935^{0,667}} \right)^{0,93} - 1,40 = 13,94 \text{ m}$$

Dikarenakan *scouring* terlalu dalam menyebabkan pondasi *sub dam* menjadi dalam pula. Pondasi yang terlalu dalam akan menyebabkan pekerjaan sulit dilaksanakan. Oleh karena itu maka di hilir *sub dam* diberi bronjong untuk mengurangi kedalaman *scouring*, bronjong direncanakan dengan batu kali diameter 10 cm dengan ketebalan bronjong 1,50 m.

$$Z_s = 2,89 \left(\frac{2,935^{0,82}}{0,10^{0,23}} \right) \left(\frac{1,40}{2,935^{0,667}} \right)^{0,93} - 1,40 = 6,367 \text{ m}$$

Setelah *scouring* diketahui kemudian dapat dihitung kedalaman pondasi *sub dam* dengan Persamaan 2.26 adalah sebagai berikut :

$$C > Z_s - H_2$$

dimana :

$$C = \text{kedalaman pondasi sub dam (m)}$$

$$Z_s = \text{scouring yang terjadi (m)} = 6,367 \text{ m}$$

$$H_2 = \text{tinggi sub dam (m)} = 4,5 \text{ m}$$

$$C > 6,367 - 4,50 = 1,867 \text{ m}$$

diambil 3,50 m

5.1.3.6. Kemiringan Tubuh Sub Dam

Penentuan kemiringan tubuh *sub dam* sama dengan kemiringan tubuh pada *main dam*.

5.1.3.7. Konstruksi Sayap Sub Dam

Kedalaman pondasi sayap *sub dam* diperhitungkan sama dengan kedalaman pondasi *sub dam*, hal ini berfungsi untuk menghindari *scouring*.

Berikut ini disajikan sketsa bangunan *sabo dam*, secara lengkap dapat dilihat pada gambar berikut ini :

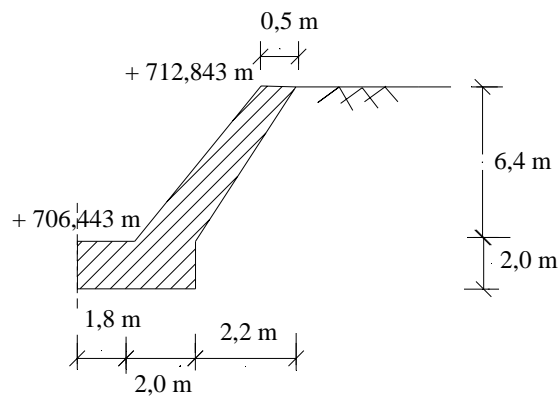
Gambar 5.10. Sketsa bangunan sabo dam

5.1.4. BANGUNAN PELENGKAP

5.1.4.1. Konstruksi Dinding Tepi

Dinding tepi berfungsi untuk menahan erosi dan longsor antara *main dam* dan *sub dam* yang disebabkan oleh jatuhnya air yang melewati mercu *main dam*. Syarat yang harus diperhatikan dalam perencanaan dinding tepi adalah :

- Elevasi pondasi dinding tepi direncanakan sama dengan elevasi lantai terjun, tetapi harus terletak diluar titik jatuh air dari *main dam*.
- Kemiringan standar V : H = 1 : 0,5
- Ketinggian dinding tepi harus direncanakan sama dengan ketinggian sayap *sub dam*.



Gambar 5.11. Sketsa dinding tepi

5.1.4.2. Lubang Drainase

Lubang drainase pada *main dam* direncanakan berukuran 1,5 sampai dengan 2 kali diameter butiran sedimen terbesar.

Untuk memenuhi kebutuhan air di hilir *main dam* maka dibuat lubang drainase pada *main dam*. adapun untuk perhitungan dimensi lubang drainase digunakan Persamaan 2.27 yaitu sebagai berikut :

$$Q = C.A\sqrt{2.g.h_0}$$

$$Q = \text{debit desain (m}^3/\text{det)} = 124,79 \text{ m}^3/\text{det}$$

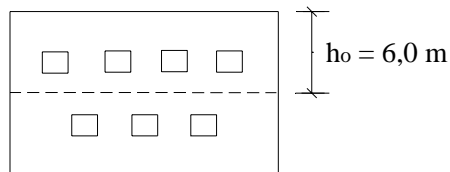
$$C = \text{koefisien debit} = 0,8$$

$$A = \text{luas lubang drainase (m}^2\text{)}$$

$g =$ percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m/det}^2$)

$h_o =$ tinggi air di hulu *main dam* sampai titik tengah lubang drainase (m)

$= 6,00 \text{ m}$



Gambar 5.12. Sketsa lubang drainase pada *main dam*

$$124,79 = 0,8 \cdot A \sqrt{2 \cdot 9,8 \cdot 6}$$

$$124,79 = 8,675 A$$

$$A = 14,385 \text{ m}^2$$

Lubang direncanakan berbentuk persegi dengan lebar dan tinggi 1,5 m

$$A = n \cdot b \cdot d$$

$$14,385 = n \cdot 1,5 \cdot 1,5$$

$$n = 6,393 \text{ dibulatkan } 7 \text{ buah}$$

5.1.5. STABILITAS MAIN DAM

Stabilitas *main dam* harus diperhitungkan dalam dua keadaan yaitu pada saat banjir dan kondisi air normal.

5.1.5.1. Stabilitas *main dam* pada saat kondisi banjir

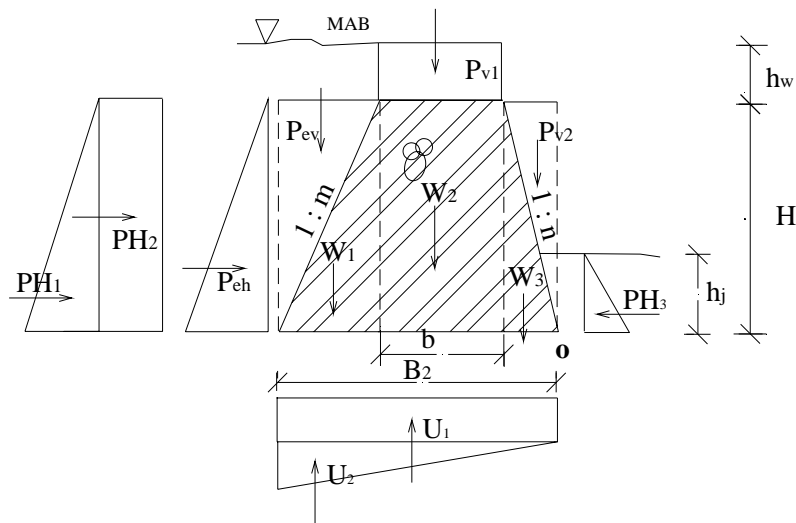
Stabilitas *main dam* pada saat kondisi banjir harus diperhitungkan, adapun gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

- Gaya akibat berat sendiri konstruksi
- Gaya akibat tekanan air statik
- Gaya akibat tekanan tanah sedimen
- Gaya akibat tekanan air ke atas (*uplift pressure*)

Akibat pengaruh gaya-gaya di atas maka tubuh *main dam* harus aman antara lain terhadap :

- Guling
- Geser, dan
- Penurunan (*settlement*)

Dimana angka keamanan harus melebihi dari yang diisyaratkan.



Gambar 5.13. Gaya yang bekerja pada main dam pada saat banjir

▪ **Saat kondisi Banjir**

Gaya yang bekerja pada saat kondisi banjir dapat diperhitungkan antara lain sebagai berikut :

Tabel 5.1. Data Saat Kondisi Banjir

No.	Keterangan	Notasi	Nilai
1	Tinggi total <i>main dam</i> (m)	H	15,0
2	Lebar peluap <i>main dam</i> (m)	b	4,0
3	Kemiringan hulu <i>main dam</i>	m	0,5
4	Kemiringan hilir <i>main dam</i>	n	0,2
5	Tinggi air diatas peluap (m)	hw	1,4
6	Berat jenis air (sedimen) (t/m)	γ_w	1,20
7	Berat jenis bahan konstruksi (t/m)	γ_m	2,35
8	Lebar total dasar <i>main dam</i> (m)	b ₂	14,1
9	Koefisien gesekan dasar <i>main dam</i>	f	0,6
10	Tinggi air atas lantai terjun (m)	h _j	2,163
11	Berat jenis sedimen (t/m)	γ_s	1,91

12	Tinggi efektif <i>main dam</i>	H_e	11
13	Kondisi tanah aktif	K_a	0,271
14	Berat jenis sedimen <i>submerged</i>	γ_{sub}	0,91

Tabel 5.2. Gaya Vertikal Pada Kondisi Banjir

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	V (Ton)	L (m)	Momen (V x L) (Tm)	Keterangan
W_1	$0.5 \times m \times H^2 \times \gamma_m$	$(1/3.m.H)+b+(n.H)$	132,19	9,5	1255,805	Berat sendiri
W_2	$b \times H \times \gamma_m$	$(1/2 .b) + (n.H)$	141	5	705	Berat sendiri
W_3	$0,5 \times n \times H^2 \times \gamma_m$	$2/3.n.H$	52,875	2	105,75	Berat sendiri
P_{ev}	$0,5 \times m \times H^2 \times \gamma_{sub}$	$(2/3.m.H)+b+(n.H)$	51,188	12	614,25	Tekanan sedimen
P_{v1}	$b.h.w. \gamma_w$	$1/2.h.w+H$	6,72	15,7	105,504	Tekanan air
P_{v2}	$1/2 .n.H^2 . \gamma_w$	$1/3.n.H$	27	1	27	Tekanan air
U_1	$\gamma_w \times b_2 \times h_j \times 0,5$	$1/2.b_2$	-18,299	7,05	-129,008	Tekanan <i>up lift</i>
U_2	$1/2. \gamma_w .b_2.(H+h_w-h_j).0,5$	$2/3.b_2$	-60,223	9,4	-566,092	Tekanan <i>up lift</i>
		$\sum V =$	332,451	$\sum MV$	2118,209	

Tabel 5.3. Gaya Horizontal Saat Kondisi Banjir

Notasi	Gaya Horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	L (m)	Momen (H x L) (TM)	Keterangan
PH_1	$1/2.(H_e)^2 . \gamma_w$	$1/3.H_e$	72,6	3,67	266,44	Tekanan air
PH_2	$H_e.h.w. \gamma_w$	$1/2.H_e$	18,48	5,50	101,64	Tekanan air
P_{eh}	$1/2.m.(H_e)^2 . \gamma_{sub.ka}$	$1/3.H_e$	7,46	3,67	27,38	Tekanan sedimen
PH_3	$1/2.h_j^2 . \gamma_w$	$1/3.h_j$	-2,81	0,721	-2,03	Tekanan air
		$\sum H =$	95,73	$\sum MH =$	366,05	

○ **Stabilitas terhadap Guling**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 2.29 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

dimana :

- M_t = momen tahan (tm)
- M_g = momen guling (tm)

Maka stabilitas terhadap guling :

$$S_f = \frac{2118,209}{366,05} = 5,79 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Stabilitas terhadap Geser**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 2.30 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{f \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dimana :

f = koefisien geser = 0,6

$\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

Pada saat kondisi banjir

$$S_f = \frac{0,6 \times 332,451}{95,73} = 2,08 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Kontrol terhadap penurunan**

Dalam perhitungan kontrol terhadap penurunan (*Terzaghi*) digunakan Persamaan 2.31 sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + hp \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot b_2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimate tanah (ton/m²)

c = nilai kohesi tanah (ton/m²) = 0,8 ton/m²

H = kedalaman pondasi (m) = 4,0 m

B₂ = lebar dasar *main dam* (m) = 14,10 m

γ = 1,91 ton/m³

ϕ = 34 °

N_c, N_q, N_γ = koefisien tanah berdasarkan sudut gesernya.

Dari data sudut geser = 34 ° didapat :

Dari Tabel Terzaghi (*dalam Das, 1995*) didapat sebagai berikut :

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + hp.\gamma.N_q + 0,4.b_2.\gamma.N_\gamma$$

$$Q_{ult} = (1,3 \times 0,8 \times 18,05) + (4,0 \times 1,91 \times 8,66) + (0,4 \times 14,10 \times 1,91 \times 8,2) \\ = 173,27 \text{ ton/m}^2$$

$$Q = Q_{ult}/S_f$$

$$Q = 173,27 / 3 = 57,76 \text{ ton/m}^2$$

Sedangkan tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 2.32 sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \left(1 \pm \frac{6.e}{b_2} \right) < Q_{ult}$$

dimana :

$$e = \text{eksentrisitas gaya akibat berat main dam (m)}$$

$$= x - \frac{1}{2} b_2$$

$$X = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{2118,209 - 366,05}{332,451} = 5,27 \text{ m}$$

$$E = \{(5,27 - (0,5 \times 14,10))\} = 1,78$$

$$\text{syarat : } \frac{1}{3} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2 \text{ dan } e \leq \frac{1}{6} b_2$$

$$\frac{1}{3} \times 14,1 \leq x \leq \frac{2}{3} \times 14,1 \text{ dan } e \leq \frac{1}{6} \times 14,1$$

$$4,70 \leq x \leq 9,40 \text{ dan } e \leq 2,35$$

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{332,451}{14,10} \right) \left(1 \pm \frac{6 \times 1,78}{14,10} \right) < Q_{ult}$$

$$Q_{maks} = 41,44 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{min} = 5,72 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

dimana :

$$W_{1,2,3} = \text{berat sendiri konstruksi (ton)}$$

$$P_{V1,2} = \text{tekanan air arah vertikal (ton)}$$

$$P_{H1,2} = \text{tekanan air arah horizontal (ton)}$$

$$P_{ev} = \text{tekanan sedimen arah vertikal (ton)}$$

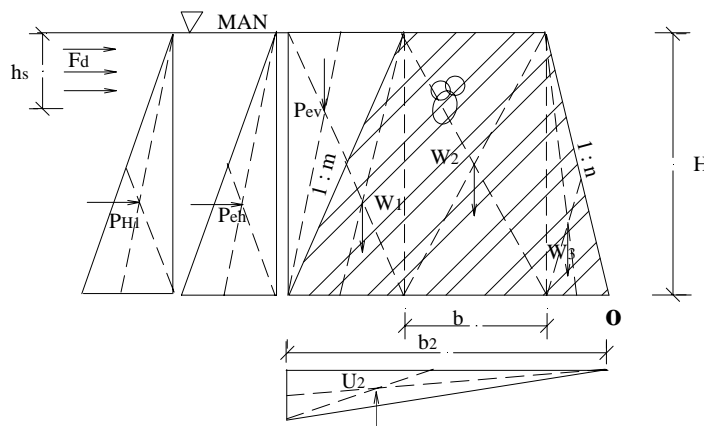
$$P_{eh} = \text{tekanan sedimen arah horizontal (ton)}$$

$$m = \text{kemiringan hulu main dam (ton)}$$

- n = kemiringan hilir *main dam* (ton)
- γ_w = berat jenis air (ton/m³)
- γ_m = berat jenis material konstruksi (ton/m³)
- γ_{sub} = berat jenis sedimen basah = $\gamma_s - \gamma_w$ (ton/m³)
- γ_s = berat jenis sedimen (ton/m³)
- K_a = koefisien tekanan sedimen
- $= \tan^2 \left(45 - \frac{\sigma}{2} \right)$
- H_1 = tinggi tubuh bendung utama = $h_m + h_p$ (m)
- H_e = tinggi efektif *main dam* (m)
- b_1 = lebar mercu *main dam* (m)
- b_2 = lebar dasar pondasi Main Dam (m)
- h_w = tinggi air diatas peluap (m)
- h_j = tinggi air diatas lantai terjun (m)

5.1.5.2. Stabilitas *main dam* pada saat kondisi normal

Stabilitas *main dam* pada saat kondisi normal harus diperhitungkan, untuk sungai pada daerah gunung berapi, pada saat kondisi aliran normal akan terjadi tumbukan pada dinding bagian hulu *main dam* oleh aliran *debris*, oleh sebab itu maka gaya tumbukan tersebut perlu diperhitungkan dalam perencanaan *main dam*.



Gambar 5.14. Gaya yang bekerja pada *main dam* pada saat air normal

o **Besarnya gaya tumbukan adalah sebagai berikut :**

Debit banjir	$Q_d = 124,79 \times \alpha$	= 139,76 m/det
Lebar sungai	$B =$	= 95 m
Kemiringan dasar sungai	$I =$	= 0,04
Kedalaman aliran <i>debris</i>	$h_d = \{(n \times \alpha \times q) / I^{1/2}\}^{3/5}$	= 0,51 m
Kecepatan aliran <i>debris</i>	$V_d = 1/n \times h_d^{2/3} \times I^{1/2}$	= 3,19 m/det
Kekasaran <i>Manning</i>	$n =$	= 0,04
Koefisien debit <i>debris</i>	$\alpha =$	= 1,12
Konstanta	$\gamma_a =$	= 1,00
Percepatan gravitasi	$g =$	= 9,80 m/det
Gaya akibat aliran <i>debris</i>	$F' = \gamma_a \cdot (\gamma_s/g) \cdot V_d^2$	= 1,98 ton/m

o **Kondisi normal**

Pada saat kondisi normal gaya-gaya yang bekerja pada *sabo dam* harus diperhitungkan, perhitungan gaya yang bekerja pada *sabo dam* adalah sebagai berikut :

Tabel 5.4. Data Sabo Dam Pada Saat Kondisi Normal

No.	Keterangan	Notasi	Nilai
1	Tinggi total <i>main dam</i> (m)	H	15,0
2	Lebar peluap <i>main dam</i> (m)	b	4,0
3	Kemiringan hulu <i>main dam</i>	m	0,5
4	Kemiringan hilir <i>main dam</i>	n	0,2
5	Tinggi air diatas peluap (m)	h_w	1,4
6	Berat jenis air (sedimen) (t/m)	γ_w	1,20
7	Berat jenis bahan konstruksi (t/m)	γ_m	2,35
8	Lebar total dasar <i>main dam</i> (m)	b_2	14,10
9	Koefisien gesekan dasar <i>main dam</i>	f	0,6
10	Tinggi air atas lantai terjun (m)	h_i	2,163
11	Berat jenis sedimen (t/m)	γ_s	1,91
12	Tinggi efektif <i>main dam</i>	H_e	11
13	Kondisi tanah aktif	K_a	0,271
14	Berat jenis sedimen <i>submerged</i>	γ_{sub}	0,91

Tabel 5.5. Gaya Vertikal Pada Saat Kondisi Normal

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	V (Ton)	L (m)	Momen (V x L) (Tm)	Keterangan
W ₁	$0.5 \times m \times H^2 \times \gamma_m$	$(1/3.m.H)+b+(n.H)$	132,188	9,5	1255,781	Berat sendiri
W ₂	$b \times H \times \gamma_m$	$(1/2 .b) + (n.H)$	141	5	705	Berat sendiri
W ₃	$0,5 \times n \times H^2 \times \gamma_m$	$2/3.n.H$	52,875	2	105,75	Berat sendiri
P _{ev}	$0,5 \times m \times H^2 \times \gamma_{sub}$	$(2/3.m.H)+b+(n.H)$	51,188	12	614,25	Tekanan sedimen
U ₂	$1/2. \gamma_w .b_2.(H+h_w-h_j).0,5$	$2/3.b_2$	-60,223	9,4	-566,092	Tekanan <i>up lift</i>
		$\sum V =$	317,027	$\sum MV$	2114,689	

Tabel 5.6. Gaya Horizontal Pada Saat Kondisi Normal

Notasi	Gaya Horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	L (m)	Momen (H x L) (TM)	Keterangan
PH ₁	$1/2.(H_e)^2 . \gamma_w$	$1/3.H_e$	72,6	3,67	266,44	Tekanan air
P _{eh}	$1/2.m.(H_e)^2 . \gamma_{sub.ka}$	$1/3.H_e$	7,46	3,67	27,38	Tekanan sedimen
F _d	$F' .h_d$	$H - (1/2.h_d)$	1,01	14,95	15,09	Aliran <i>debris</i>
		$\sum H =$	81,07	$\sum MH =$	308,91	

○ **Stabilitas terhadap Guling**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 2.29 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

dimana :

M_t = momen tahan (tm)

M_g = momen guling (tm)

Maka stabilitas terhadap guling adalah :

$$S_f = \frac{2114,689}{308,91} = 6,85 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

○ **Stabilitas terhadap Geser**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 2.30 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{f \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dimana :

f = koefisien geser = 0,6

$\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

Maka stabilitas terhadap geser adalah :

$$S_f = \frac{0,6 \times 317,027}{81,07} = 2,35 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o Kontrol terhadap penurunan

Dalam perhitungan kontrol terhadap penurunan (*Terzaghi*) digunakan Persamaan 2.31 sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + hp. \gamma .N_q + 0,4.b_2. \gamma .N \gamma$$

dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimate tanah (ton/m²)

c = nilai kohesi tanah (ton/m²) = 0,8 ton/m²

H = kedalaman pondasi (m) = 4,0 m

B₂ = lebar dasar *main dam* (m) = 14,10 m

γ = 1,91 ton/m³

ϕ = 34 °

$N_c, N_q, N \gamma$ = koefisien tanah berdasarkan sudut gesernya.

Dari data sudut geser = 34 ° didapat :

Dari Tabel Terzaghi (*dalam Das, 1995*) didapat sebagai berikut :

N_c = 18,05

N_q = 8,66

$N \gamma$ = 8,2

$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + hp. \gamma .N_q + 0,4.b_2. \gamma .N \gamma$

$Q_{ult} = (1,3 \times 0,8 \times 18,05) + (4,0 \times 1,91 \times 8,66) + (0,4 \times 14,10 \times 1,91 \times 8,2)$
 $= 173,27 \text{ ton/m}^2$

$$Q = Q_{ult}/S_f$$

$$Q = 173,27 / 3 = 57,76 \text{ ton/m}^2$$

Sedangkan tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 2.32 sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \left(1 \pm \frac{6.e}{b_2} \right) < Q_{ult}$$

dimana :

e = eksentrisitas gaya akibat berat *main dam* (m)

$$= x - \frac{1}{2} b_2$$

$$X = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{2114,69 - 308,91}{317,027} = 5,696 \text{ m}$$

$$e = |(5,696 - (0,5 \times 14,10))| = 1,35$$

syarat : $\frac{1}{3} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2$ dan $e \leq \frac{1}{6} b_2$

$$\frac{1}{3} \times 14,10 \leq x \leq \frac{2}{3} \times 14,10 \text{ dan } e \leq \frac{1}{6} \times 14,10$$

$$4,70 \leq x \leq 9,40 \text{ dan } e \leq 2,35$$

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{317,027}{14,1} \right) \left(1 \pm \frac{6 \times 1,36}{14,1} \right) < Q_{ult}$$

$$Q_{maks} = 35,44 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{min} = 9,53 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

dimana :

$W_{1,2,3}$ = berat sendiri konstruksi (ton)

P_{H1} = tekanan air arah horizontal (ton)

P_{ev} = tekanan sedimen arah vertikal (ton)

P_{eh} = tekanan sedimen arah horizontal (ton)

m = kemiringan hulu *main dam*

n = kemiringan hilir *main dam*

γ_w = berat jenis air (ton/m^3)

γ_m = berat jenis material konstruksi (ton/m^3)

γ_{sub} = berat jenis sedimen basah = $\gamma_s - \gamma_w$ (ton/m^3)

γ_s = berat jenis sedimen (ton/m³)

K_a = koefisien tekanan sedimen

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

H = tinggi tubuh bendung utama = $h_m + h_p$ (m)

H_e = tinggi sedimen di hulu *main dam* (m)

b = lebar mercu *main dam* (m)

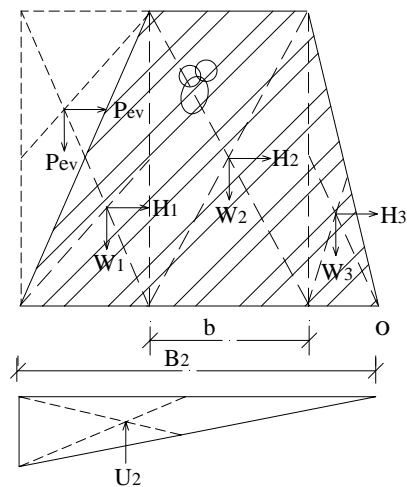
b_2 = lebar dasar pondasi *main dam* (m)

h_w = tinggi air diatas peluap (m)

F_d = gaya tumbukan aliran *debris* terhadap *main dam* (ton)

5.1.5.3. Stabilitas *Main Dam* Akibat Gempa

Stabilitas *main dam* akibat gempa harus diperhitungkan, adapun gaya-gaya yang bekerja akibat gaya gempa dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.15. Sketsa gaya akibat gempa

Gaya gempa yang bekerja pada *main dam* dapat dihitung dengan persamaan 2.27 sebagai berikut :

$$H = k \times W$$

dimana :

H = gaya gempa (ton)

K = koefisien gempa = 0,15

W = berat konstruksi (ton)

Tabel 5.7. Berat Konstruksi Saat Kondisi Gempa

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	W (Ton)	Jarak Horizontal (m)	Momen (V x L) (Tm)	Keterangan
W ₁	0,5 x m x H ² x γ_m	(1/3.m.H)+b+ (n .H)	132,188	9,5	1255,781	Berat sendiri
W ₂	b x Hx γ_m	(½ .b) + (n.H)	141	5	705	Berat sendiri
W ₃	0,5 x n x H ² x γ_m	2/3.n.H	52,875	2	105,75	Berat sendiri
P _{ev}	0,5 x m x H ² x γ_{sub}	(2/3.m.H)+b+(n.H)	51,188	12	614,25	Tekanan sedimen
U ₂	½. γ_w .b ₂ .(H+h _w -h _p).0,5	2/3.b ₂	-60,223	9,4	-566,092	Tekanan <i>up lift</i>
		$\sum V =$	317,027	$\sum MV$	2114,689	

Tabel 5.8. Gaya Horizontal Saat Kondisi Gempa

Notasi	Gaya Horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	Jarak Vertikal (m)	Momen (H x L) (TM)
H ₁	k.W ₁	1/3.H	19,83	5	99,2
H ₂	k.W ₂	½.H	21,15	7,5	158,63
H ₃	k.W ₃	1/3.H	7,93	5	39,66
P _{ev}	k.W _{Pev}	2/3.He	7,678	7,33	56,28
		$\sum H =$	56,589	$\sum MH =$	353,712

o **Stabilitas terhadap Guling**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 2.29 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

dimana :

M_t = momen tahan (tm)

M_g = momen guling (tm)

Maka stabilitas terhadap guling :

$$S_f = \frac{2114,69}{353,712} = 5,98 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Stabilitas terhadap Geser**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 2.30 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{f \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dimana :

$$f = \text{koefisien geser} = 0,6$$

$$\sum V = \text{jumlah gaya-gaya vertikal (ton)}$$

$$\sum H = \text{jumlah gaya-gaya horizontal (ton)}$$

Maka stabilitas terhadap geser adalah :

$$S_f = \frac{0,6 \times 317,027}{56,589} = 3,36 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Kontrol terhadap penurunan**

Dalam perhitungan kontrol terhadap penurunan (*Terzaghi*) digunakan Persamaan 2.31 sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3.C.N_c + hp. \gamma .N_q + 0,4.b_2. \gamma .N_\gamma$$

dimana :

$$Q_{ult} = \text{daya dukung ultimate tanah (ton/m}^2\text{)}$$

$$c = \text{nilai kohesi tanah (ton/m}^2\text{)} = 0,8 \text{ ton/m}^2$$

$$H = \text{kedalaman pondasi (m)} = 4,0 \text{ m}$$

$$B_2 = \text{lebar dasar Main Dam (m)} = 14,10 \text{ m}$$

$$\gamma = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\phi = 34^\circ$$

$$N_c, N_q, N_\gamma = \text{koefisien tanah berdasarkan sudut gesernya.}$$

Dari data sudut geser = 34° didapat :

Dari Tabel Terzaghi (*dalam Das, 1995*) didapat sebagai berikut :

$$N_c = 18,05$$

$$N_q = 8,66$$

$$N_\gamma = 8,2$$

$$\begin{aligned}
Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + hp. \gamma .N_q + 0,4.b_2. \gamma .N \gamma \\
Q_{ult} &= (1,3 \times 0,8 \times 18,05) + (4,0 \times 1,91 \times 8,66) + (0,4 \times 14,10 \times 1,91 \times 8,2) \\
&= 173,27 \text{ ton/m}^2 \\
Q &= Q_{ult}/S_f \\
Q &= 173,27 / 3 = 57,76 \text{ ton/m}^2
\end{aligned}$$

Sedangkan tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 2.32 sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \left(1 \pm \frac{6.e}{b_2} \right) < Q_{ult}$$

dimana :

e = eksentrisitas gaya akibat berat *main dam* (m)

$$= x - \frac{1}{2} b_2$$

$$X = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{2114,69 - 353,712}{317,027} = 5,55 \text{ m}$$

$$E = \{(5,55 - (0,5 \times 14,10))\} = 1,495$$

syarat : $\frac{1}{3} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2$ dan $e \leq \frac{1}{6} b_2$

$$\frac{1}{3} \times 14,10 \leq x \leq \frac{2}{3} \times 14,10 \text{ dan } e \leq \frac{1}{6} \times 14,10$$

$$4,70 \leq x \leq 9,40 \text{ dan } e \leq 2,35$$

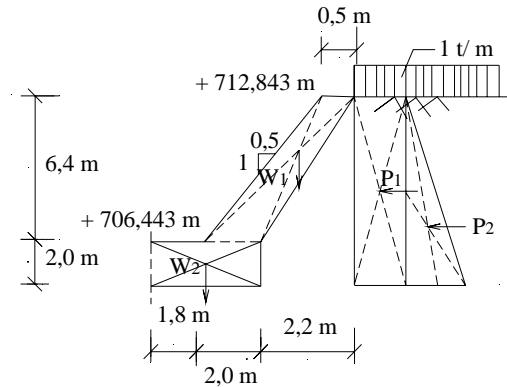
$$Q_{maks/min} = \left(\frac{317,027}{14,10} \right) \left(1 \pm \frac{6 \times 1,495}{14,10} \right) < Q_{ult}$$

$$Q_{maks} = 36,79 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{min} = 8,18 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

o Stabilitas Dinding Tepi

Gaya yang bekerja pada dinding tepi dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.16. Gaya yang bekerja pada dinding tepi

Tabel 5.9. Gaya Vertikal Dinding Tepi

Notasi	Gaya vertikal (V) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	V (Ton)	L (m)	Momen (V x L) (Tm)
W ₁	{0,5x(2+3,7)x6,4- 0.5x3,7x6,4}x2,35	(0,5 x6,4x n)+ {0,5x(0,5+ 2)x0,5}+1,80	15,04	4,025	60,54
W ₃	(3,8x2)x2,35	1/2 x 3,80	17,86	1,90	33,93
		Σ V	32,90	Σ MV	94,47

Tabel 5.10. Gaya Horizontal Dinding Tepi

Notasi	Gaya horizontal (H) (Ton)	Lengan momen (L) (m)	H (Ton)	L (m)	Momen (H x L) (Tm)
P ₁	q x K _a x (6,4 + 2)	½ x(6,40+ 2)	2,28	4,2	9,58
P ₂	½ xK _a x1,7x (6,4 + 2) ²	1/3x(6,40+ 2)	16,25	2,8	45,50
		Σ H	18,53	Σ MH	55,08

○ **Stabilitas terhadap Guling**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap guling digunakan Persamaan 2.29 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{M_t}{M_g} > 1,5$$

dimana :

M_t = momen tahan (tm)

M_g = momen guling (tm)

Maka stabilitas terhadap guling adalah :

$$S_f = \frac{94,47}{55,08} = 1,72 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Stabilitas terhadap Geser**

Dalam perhitungan stabilitas terhadap geser digunakan Persamaan 2.30 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{f \sum V}{\sum H} > 1,5$$

dimana :

f = koefisien antara bangunan dengan tanah dasar = 0,75

$\sum V$ = jumlah gaya-gaya vertikal (ton)

$\sum H$ = jumlah gaya-gaya horizontal (ton)

Maka stabilitas terhadap geser adalah :

$$S_f = \frac{0,75 \times 32,90}{18,53} = 1,78 > 1,5 \text{ (Aman)}$$

o **Kontrol terhadap penurunan**

Dalam perhitungan kontrol terhadap penurunan (*Terzaghi*) digunakan Persamaan 2.31 sebagai berikut :

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + hp \cdot \gamma \cdot N_q + 0,4 \cdot b_2 \cdot \gamma \cdot N_\gamma$$

dimana :

Q_{ult} = daya dukung ultimate tanah (ton/m²)

B_2 = lebar dasar *main dam* (m) = 2,00 m

γ = 1,91 ton/m³

ϕ = 34 °

N_c, N_q, N_γ = koefisien tanah berdasarkan sudut gesernya.

Dari data sudut geser = 34 ° didapat :

Dari Tabel Terzaghi (*dalam Das, 1995*) didapat sebagai berikut :

N_c = 18,05

N_q = 8,66

N_γ = 8,2

$$\begin{aligned}
Q_{ult} &= 1,3.C.N_c + hp.\gamma.N_q + 0,4.b_2.\gamma.N_\gamma \\
Q_{ult} &= (1,3 \times 0,8 \times 18,05) + (4,0 \times 1,91 \times 8,66) + (0,4 \times 14,1 \times 1,91 \times 8,2) \\
&= 173,268 \text{ ton/m}^2 \\
Q &= Q_{ult}/S_f \\
Q &= 173,268 / 3 = 57,756 \text{ ton/m}^2
\end{aligned}$$

Sedangkan tegangan yang terjadi akibat beban dapat dihitung dengan Persamaan 2.32 sebagai berikut :

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{\sum V}{b_2} \right) \left(1 \pm \frac{6.e}{b_2} \right) < Q_{ult}$$

dimana :

e = eksentrisitas gaya akibat berat *main dam* (m)

$$= x - \frac{1}{2} b_2$$

$$X = \frac{Mt - Mg}{V} = \frac{94,47 - 55,08}{32,90} = 1,20 \text{ m}$$

$$e = \{(1,20 - (0,5 \times 2,00))\} = 0,20$$

syarat : $\frac{1}{3} b_2 \leq x \leq \frac{2}{3} b_2$ dan $e \leq \frac{1}{6} b_2$

$$\frac{1}{3} \times 2,0 \leq x \leq \frac{2}{3} \times 2,0 \text{ dan } e \leq \frac{1}{6} \times 2,0$$

$$0,67 \leq x \leq 1,3 \text{ dan } e \leq 0,3$$

$$Q_{maks/min} = \left(\frac{32,90}{2} \right) \left(1 \pm \frac{6 \times 0,20}{2} \right) < Q_{ult}$$

$$Q_{maks} = 26,32 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{min} = 6,58 < 57,76 \text{ ton/m}^2$$

5.1.6. KONTROL TEBAL LANTAI DAN REMBESAN

5.1.6.1. Tebal Lantai Terjun Terhadap Gaya Angkat

Tebal lantai terjun harus mampu menahan gaya angkat yang diakibatkan oleh rembesan air yang berada dibawahnya, hal ini harus dilakukan untuk menghindari pecahnya lantai terjun.

Digunakan Persamaan 2.33 dalam perhitungan gaya angkat sebagai berikut :

$$U_x = h_1 - \frac{L_x}{\sum L} \Delta H$$

dimana :

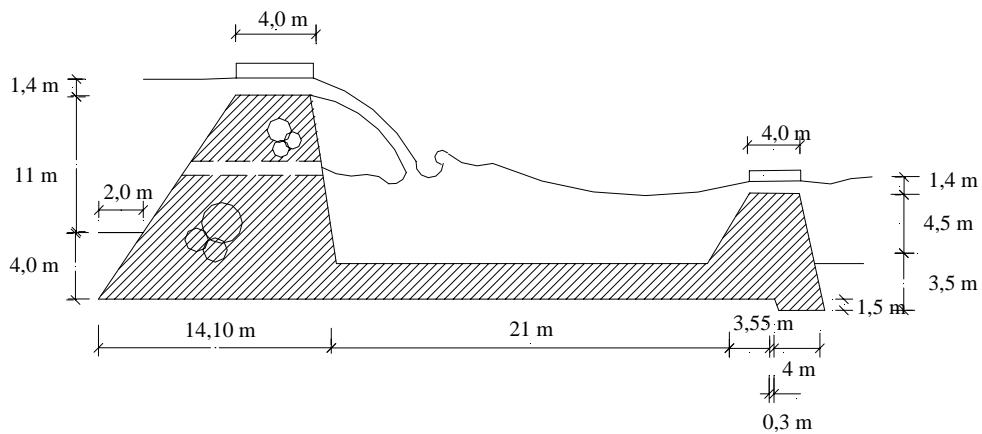
U_x = gaya angkat pada titik x (ton)

h_1 = tinggi air di hilir bangunan (m)

L_x = panjang garis rembesan sampai titik yang ditinjau (m)

$\sum L$ = panjang garis rembesan total (m)

ΔH = beda tinggi energi (m) = $721,043 - 712,543 = 7,50$ m



Gambar 5.17. Panjang garis rembesan pada sabo dam

$$L = L_v + 1/3 L_h$$

$$L_1 = 1/3 \cdot 2,0 + 4,0 = 4,67 \text{ m}$$

$$L_2 = L_1 + 1/3 \cdot 14,1 = 4,67 + 4,70 = 9,37 \text{ m}$$

$$L_3 = L_2 + 1/3 \cdot 21,00 = 9,37 + 7 = 16,37 \text{ m}$$

$$L_4 = L_3 + 1/3 \cdot 3,55 = 16,37 + 1,18 = 17,55 \text{ m}$$

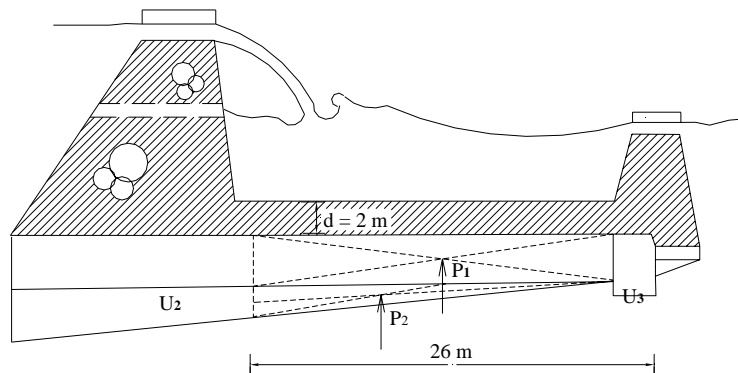
$$L_5 = L_4 + (1/3 \cdot 0,30) + 1,50 = 17,55 + 0,10 + 1,5 = 19,15 \text{ m}$$

$$L_6 = L_5 + 1/3 \cdot 4,00 = 19,15 + 1,33 = 20,48 \text{ m}$$

$$L_7 = L_6 + 3,50 = 20,48 + 3,5 = 23,98 \text{ m}$$

Tabel 5.11. Gaya Angkat

No	Lx (m)	L (m)	h1 (m)	delta H (m)	Ux (t/m)
	1	2	3	4	5=(3)-((1)/(2))*(4)
1	4,67	23,98	12,4	7,5	10,939
2	9,37	23,98	12,4	7,5	9,469
3	16,37	23,98	12,4	7,5	7,280
4	17,55	23,98	12,4	7,5	6,911
5	19,15	23,98	12,4	7,5	6,410
6	20,48	23,98	12,4	7,5	5,995
7	23,98	23,98	12,4	7,5	4,9



Gambar 5.18. Diagram gaya angkat

Karena tanah dasar merupakan tanah sedang (*masive*) maka gaya *uplift* dikalikan dengan 0,67.

Tabel 5.12. Data Up Lift

Keterangan	Notasi	
Tebal lantai terjun (m)	d	2,0
Gaya angkat dititik 2 (m)	U ₂	6,34
Gaya angkat dititik 3 (m)	U ₃	4,88
Panjang lantai terjun (m)	L	21,00
Berat jenis air (t/m)	γ_w	1,00
Berat jenis material (t/m)	γ_m	2,35
Tinggi air diatas lantai terjun	h _i	2,16

Tabel 5.13. Gaya Akibat Berat Lantai Terjun

Notasi	Gaya	Lengan	V (ton)	L m	Momen = V x L tm
W	$d \times L \times \gamma_m$	$\frac{1}{2} \times L$	98,70	10,50	1036,35
H	$h_j \times L \times \gamma_w$	$\frac{1}{2} \times L$	45,36	10,50	476,28
		$\Sigma V =$	144,06	$\Sigma MV =$	1512,63

Tabel 5.14. Gaya Akibat Gaya Angkat

Notasi	Gaya	Lengan	H (ton)	L (m)	Momen = H x L (tm)
P1	$U_3 \times L \times \gamma_w$	$\frac{1}{2} \times L$	102,43	10,50	1075,54
P2	$\frac{1}{2} \times (U_2 - U_3) \times L \times \gamma_w$	$\frac{2}{3} \times L$	15,39	7,00	107,789
		ΣU	117,83	ΣMU	1183,326

Stabilitas terhadap gaya angkat :

$$S_f = \frac{\Sigma V}{\Sigma U} = \frac{144,06}{117,83} = 1,22 < \text{Tidak aman}$$

Stabilitas terhadap guling :

$$S_f = \frac{\Sigma MV}{\Sigma MU} = \frac{1512,63}{1183,33} = 1,27 < \text{Tidak aman}$$

dimana :

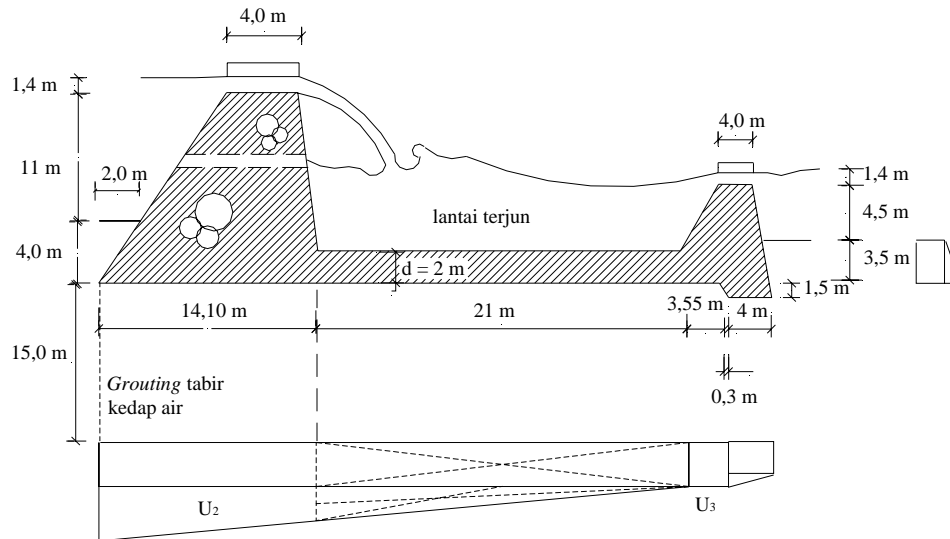
ΣV = gaya akibat berat lantai terjun (ton)

ΣU = gaya angkat (ton)

ΣMV = momen akibat berat lantai terjun (ton)

ΣMU = momen akibat gaya angkat (ton)

Karena ketebalan lantai terjun lebih besar dari 2,0 maka pada bagian depan perlu dilakukan *grouting* pada tanah dasar untuk membuat tabir kedap air sehingga gaya angkat pada lantai terjun dapat berkurang.



Gambar 5.19. Panjang garis rembesan setelah diberi tabir kedap air

$$L = L_v + 1/3 L_h$$

$$L_1 = 1/3. 2,0 + 4,0 + 15,00 + 15,00 = 34,67 \text{ m}$$

$$L_2 = L_1 + 1/3. 14,1 + 15,00 + 15,00 = 34,67 + 4,70 + 15,00 + 15,00 = 69,37 \text{ m}$$

$$L_3 = L_2 + 1/3. 21,00 = 69,37 + 7 = 76,37 \text{ m}$$

$$L_4 = L_3 + 1/3. 3,55 = 76,37 + 1,18 = 77,55 \text{ m}$$

$$L_5 = L_4 + 1/3. 0,30 + 1,50 = 77,55 + 0,10 + 1,50 = 79,15 \text{ m}$$

$$L_6 = L_5 + 1/3. 4,00 = 79,15 + 1,33 = 80,49 \text{ m}$$

$$L_7 = L_6 + 3,50 = 80,49 + 3,50 = 86,99 \text{ m}$$

Tabel 5.15. Gaya Angkat Setelah Ada Tabir Kedap Air

No	L_x	L	h_1	ΔH	U_x
	1	2	3	4	$5=(3)-((1)/(2))*(4)$
1	34,67	83,99	12,4	7,5	9,304
2	69,37	83,99	12,4	7,5	6,205
3	76,37	83,99	12,4	7,5	5,580
4	77,55	83,99	12,4	7,5	5,474
5	79,15	83,99	12,4	7,5	5,332
6	80,49	83,99	12,4	7,5	5,213
7	83,99	83,99	12,4	7,5	4,9

Tabel 5.16. Data Up Lift Setelah Ada Tabir Kedap Air

Keterangan	Notasi	
Tebal lantai terjun (m)	d	2,0
Gaya angkat dititik 2 (m)	U ₂	4,16
Gaya angkat dititik 3 (m)	U ₃	3,74
Panjang lantai terjun (m)	L	21,00
Berat jenis air (t/m)	γ _w	1,00
Berat jenis material (t/m)	γ _m	2,35
Tinggi air diatas lantai terjun	h _j	2,16

Tabel 5.17. Gaya Akibat Berat Lantai Terjun Setelah Ada Tabir Kedap Air

Notasi	Gaya	Lengan	V ton	L m	Momen = V x L tm
W	d x L x γ _m	½ x L	93,77	10,50	984,53
H	h _j x L x γ _w	½ x L	44,98	10,50	472,31
		Σ V =	138,75	Σ MV =	1456,84

Tabel 5.18. Gaya Akibat Gaya Angkat Setelah Ada Tabir Kedap Air

Notasi	Gaya	Lengan	H t	L m	Momen = H x L tm
P ₁	U ₃ x L x γ _w	1/2 x L	78,512	10,5	824,378
P ₂	½ x (U ₂ -U ₃) x L x γ _w	2/3 x L	4,397	14	61,567
		Σ H =	82,90	Σ MH =	885,945

Stabilitas terhadap gaya angkat :

$$S_f = \left(\frac{\sum V}{\sum U} \right) = \frac{138,75}{82,90} = 1,67 > 1,5 \text{ aman}$$

Stabilitas terhadap guling :

$$S_f = \left(\frac{\sum M}{\sum V} \right) = \frac{1456,84}{885,945} = 1,64 > 1,5 \text{ aman}$$

5.1.6.2. Kontrol Terhadap Rembesan

Untuk menentukan stabilitas bangunan terhadap rembesan digunakan rumus Lane yaitu pada Persamaan 2.34 sebagai berikut :

$$L = L_v + 1/3 L_h$$

$$L > c. \Delta H$$

dimana :

L = panjang rembesan (m) = 83,99 m

L_v = panjang rembesan arah vertikal (m)

L_h = panjang rembesan arah horizontal (m)

C = koefien *Lane* = 3,0 (untuk kerikil kasar termasuk batu kali)

ΔH = beda tinggi muka air pada *Main Dam* dengan muka air *Sub Dam* (m)
= 7,50 m

83,99 m > 3x7,50 m

83,99 m > 22,50 m (Panjang rembesan memenuhi syarat)

5.1.7. BANGUNAN TANGGUL DAN SUNGAI

5.1.7.1. Tinggi Muka Air Sebelum Ada Dam

Tinggi muka air yang dihitung adalah tinggi muka air pada saat banjir, dari data diperoleh sebagai berikut :

b = lebar sungai (m) = 76,54 m

m = kemiringan dinding sungai sebelah kanan = 1,43

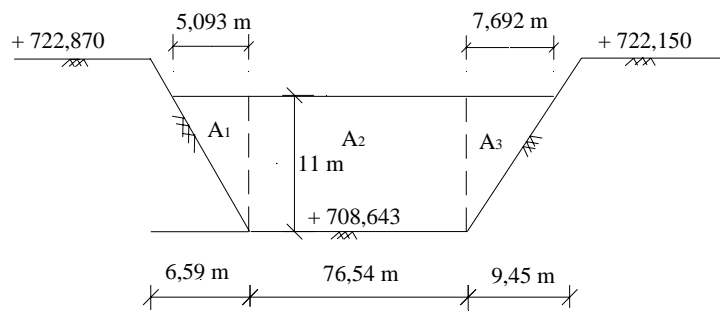
n = kemiringan dinding sungai sebelah kiri = 2,16

I_s = kemiringan dasar sungai = 0,06

n = koefisien kekasaran *Manning* = 0,04

Q = debit banjir aliran *debris* = 140,89 m³/det

Digunakan Persamaan 2.35 s/d 2.39 untuk perhitungan tinggi air sebelum ada *sabo dam* antara lain sebagai berikut :



Gambar 5.20. Sketsa penampang melintang sungai lokasi *sabo dam*

$$A = \frac{1}{2} (2.b_1 + m.h + n.h)h$$

$$P = b_1 + h\sqrt{1+m^2} + h\sqrt{1+n^2}$$

$$R = A / P$$

$$V = 1/n(R)^{2/3} (I_s)^{1/2}$$

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$A = \frac{1}{2}(2 \times 76,54 + 1,43xh + 2,16xh)h$$

$$= (76,54h + 1,80h^2) \quad m^2$$

$$P = 76,54 + h\sqrt{1+1,43^2} + h\sqrt{1+2,16^2}$$

$$= (76,54 + 4,12h) \quad m$$

$$R = (76,54 + 1,80h^2) / (76,54 + 4,12h) \quad m$$

$$V = \frac{1}{0,04} \left(\frac{76,54h + 1,8h^2}{76,54 + 4,12h} \right)^{2/3} (0,06)^{1/2}$$

$$140,89 = (76,54h + 1,80h^2) \times \frac{1}{0,04} \left(\frac{76,54h + 1,8h^2}{76,54 + 4,12h} \right)^{2/3} (0,06)^{1/2}$$

Untuk mengetahui tinggi air digunakan cara coba-coba sebagaimana tertera pada tabel sebagai berikut :

Tabel 5.19. Perhitungan Tinggi Air

No.	H (m)	n	S	A (m ²)	P (m)	R (m)	V (m/det)	Q (m ³ /det)	Q Rencana (m ³ /det)
1	0,5	0,04	0,06	38,72	78,6	0,493	3,811	147,548	140,89
2	0,4	0,04	0,06	30,904	78,188	0,395	3,288	101,610	140,89
3	0,486	0,04	0,06	37,624	78,542	0,479	3,739	140,707	140,89

Dari perhitungan di atas maka didapat ketinggian air h = 0,486 m

5.1.7.2. Back Water

Back water adalah kembalinya aliran air kearah hulu yang disebabkan oleh naiknya muka air yang diakibatkan adanya penghalang. Untuk perhitungan *back water* digunakan Persamaan 2.40 sebagai berikut :

$$\frac{V^2}{2g} + h_2 + I_o(x_2 - x_1) = \frac{V^2}{2g} + h_1 + I_f(x_2 - x_1)$$

Kedalaman air ditambah tinggi kecepatan adalah Energi Spesifik (E) diukur diatas saluran.

$$E = h + \frac{V^2}{2g}$$

$$d_H = (x_2 - x_1) = \frac{E_2 - E_1}{I_f - I_o}$$

$$I_f = \frac{V_2^2 \cdot n^2}{R^{4/3}}$$

$$R = A / P$$

$$h_o = \left(\frac{n \cdot q}{I_o^{1/2}} \right)^{3/5}$$

dimana :

$$q = \text{debit per satuan lebar sungai} = 140,89 / 76,54 = 1,841 \text{ m}^3/\text{det}/\text{m}$$

$$I_o = \text{kemiringan dasar sungai} = 0,06$$

$$I_f = \text{kemiringan garis energi}$$

$$R = \text{jari-jari hidroulis penampang (m)}$$

$$P = \text{keliling basah penampang (m)}$$

$$A = \text{luas penampang (m}^2\text{)}$$

$$V = \text{kecepatan aliran (m/det)}$$

$$n = \text{koefisien kekasaran } \textit{manning} = 0,04$$

$$H = \text{kedalaman air di hulu } \textit{sabo} = 12,40 \text{ m}$$

Perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$h_o = \left(\frac{0,04 \times 1,841}{0,06^{1/2}} \right)^{3/5} = 0,49$$

Perhitungan panjang pengaruh *back water* disajikan pada tabel 5.20 sebagai berikut :

Tabel 5.20. Perhitungan Panjang Pengaruh Back Water

Hasil yang diperoleh adalah panjang *back water* dari *main dam* ke arah hulu sepanjang 188,675 m. Apabila *back water* tersebut mengenai bantaran sungai maka diperlukan tanggul banjir dari *main dam* ke arah hulu.

5.1.7.3. Bangunan Tanggul

Karena tebing disebelah kiri dan kanan sungai cukup tinggi yaitu kurang lebih 15 m maka tebing sungai dapat berfungsi sebagai tanggul, jadi untuk menahan tinggi air akibat *back water* tidak diperlukan pembuatan tanggul.

5.1.8. PERKUATAN TEBING

Perkuatan tebing dilakukan dengan pemasangan bronjong pada tebing sebelah kiri dan kanan sungai apabila stabilitas lereng tidak aman, ini berfungsi untuk menjaga tebing dari erosi sehingga tidak menambah besarnya sedimen. Stabilitas pada lereng dihitung dengan Persamaan 2.45 sebagai berikut :

$$S_f = \frac{\sum (C.L + N. \tan \phi)}{T}$$

dimana :

S_f = angka keamanan

N = $W. \cos \alpha$ (ton)

T = $W. \sin \alpha$ (ton)

W = $A. \gamma$ (ton)

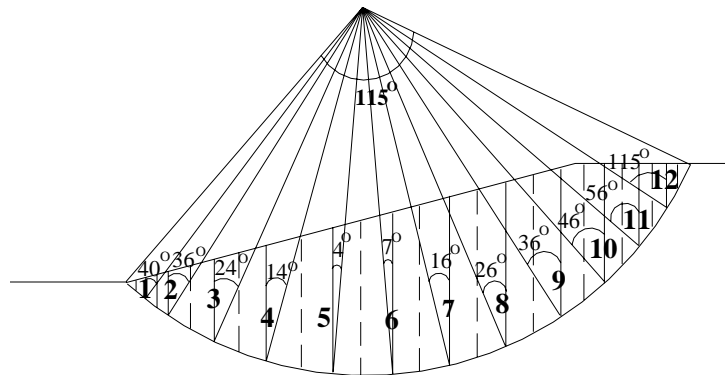
A = luas penampang segmen (m^2)

γ = berat jenis tanah (ton/m^3)

Menurut Fellinius penentuan titik pusat pada bidang longsoran didasarkan pada kemiringan tebing seperti pada Tabel 5.21. Di karenakan kemiringan tebing sebelum dan sesudah bangunan pada tebing sebelah kanan 1 : 0,34 dan kemiringan tebing kiri 1: 0,74 maka dapat dipilih perbandingan lereng menurut *Fellinius* yang mendekati keduanya seperti terlihat pada tabel sebagai berikut :

Tabel 5.21. Penentuan Titik Pusat Bidang Longsor Menurut Fellinius

Perbandingan Lereng	α	β	Keterangan
1 : 0,5	29°	40°	
1 : 1,0	28°	37°	
1 : 1,5	26°	35°	
1 : 2,0	25°	35°	
1 : 2,5	25°	35°	

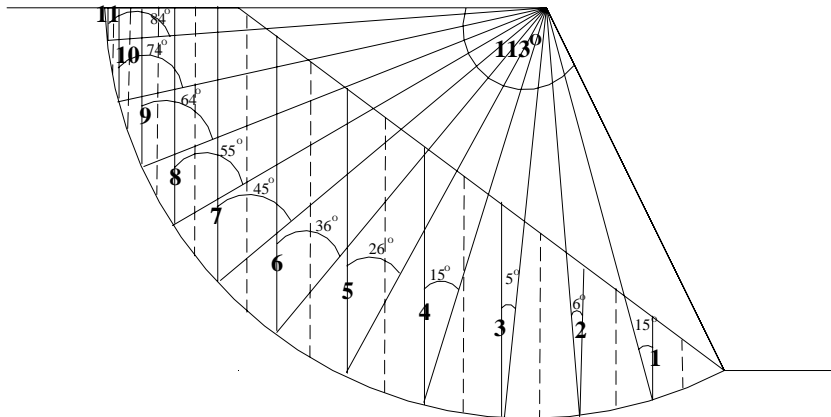


Gambar 5.21. Bidang geser tebing sebelah kanan

Tabel 5.22. Perhitungan Bidang Geser Tebing Sebelah Kanan

No.	A (m ²)	γ (t/m ³)	L (m)	c (t/m ²)	W ($\gamma \times A$)	Sudut α	c.L (t/m)	T (t/m ²) W x Sin α	N (t/m ²) W x cos α	N Tan ϕ
1	1.8	1.91	2.6	0.8	3.438	-40	2.08	-2.21063	2.633508	1.7763011
2	4.6	1.91	2.6	0.8	8.786	-36	2.08	-5.16617	7.107874	4.794261
3	12	1.91	2.6	0.8	22.92	-24	2.08	-9.32844	20.94888	14.13002
4	16.64	1.91	2.6	0.8	31.7824	-14	2.08	-7.69134	30.828928	20.794112
5	18.98	1.91	2.6	0.8	36.2518	-4	2.08	-2.53038	36.1792964	24.402935
6	19	1.91	2.6	0.8	36.29	7	2.08	4.42738	36.03597	24.306262
7	18.24	1.91	2.6	0.8	34.8384	16	2.08	9.615398	33.4797024	22.582059
8	15.84	1.91	2.6	0.8	30.2544	26	2.08	13.25143	27.1684512	18.32512
9	11.6	1.91	2.6	0.8	22.156	36	2.08	13.02773	17.924204	12.089876
10	8.46	1.91	2.6	0.8	16.1586	46	2.08	11.61803	11.230227	7.5747881
11	3	1.91	2.6	0.8	5.73	56	2.08	4.75017	3.20307	2.1604707
12	0.42	1.91	1.6	0.8	0.8022	66	1.28	0.733211	0.3264954	0.2202211
							24.16	30.49639		153.15643

$$S_f = \frac{24,16 + 153,12}{30,49} = 5,184 > 1,2 \text{ Aman}$$



Gambar 5.22. Bidang geser tebing sebelah kiri

Tabel 5.23. Perhitungan Bidang Geser Tebing Sebelah Kiri

No	A (m ²)	γ (t/m ³)	L (m)	c (t/m ²)	W ($\gamma \times A$)	Sudut (α)	c.L t/m	T(t/m ²) Wxsin α	N(t/m ²) WxCos α	N Tan ϕ
1	3.12	1.91	2.2	0.8	5.9592	-15	1.76	-1.54343	5.7565872	3.8828181
2	7.92	1.91	2.2	0.8	15.1272	-6	1.76	-1.58836	15.051564	10.15228
3	12.1	1.91	2.2	0.8	23.111	5	1.76	2.012968	23.018556	15.526016
4	14	1.91	2.2	0.8	26.74	15	1.76	6.920312	25.83084	17.422902
5	19.44	1.91	2.2	0.8	37.1304	26	1.76	16.26312	33.3430992	22.48992
6	17.4	1.91	2.2	0.8	33.234	36	1.76	19.53162	26.886306	18.134813
7	15.48	1.91	2.2	0.8	29.5668	45	1.76	20.90668	20.90668428	14.101559
8	11.6	1.91	2.2	0.8	22.156	55	1.76	18.14576	12.706466	8.5705113
9	7.68	1.91	2.2	0.8	14.6688	64	1.76	13.18285	6.42933504	4.3365865
10	3.44	1.91	2.2	0.8	6.5704	74	1.76	6.314154	1.81080224	1.2213861
11	0.64	1.91	2.2	0.8	1.2224	84	1.76	1.215701	0.1277408	0.0861612
							19.36	101.3614		115.92495

$$S_f = \frac{19,36 + 115,93}{101,36} = 1,33 > 1,2 \text{ (Aman)}$$

5.1.9. TAMPUNGAN SEDIMEN

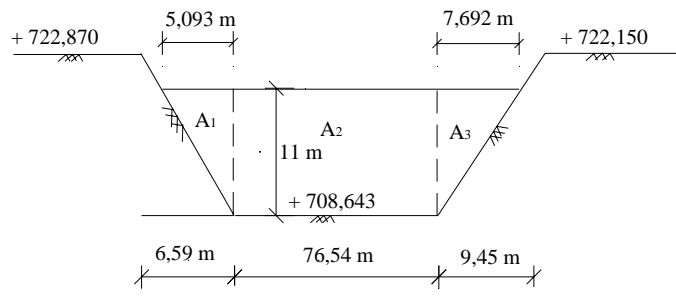
Dalam suatu perencanaan *sabo dam* untuk penanggulangan sedimen atau aliran yang membahayakan perlu dianalisis meliputi :

1. Analisis aliran sedimen yang harus dicegah dari sumber produksi.
2. Analisis pengendalian sedimen akibat bangunan.
3. Analisis transportasi sedimen pada aliran sungai terhadap aliran sungai stabil

Untuk menghitung daya tampung dam pengendali sedimen digunakan data-data sebagai berikut :

- kemiringan sungai asli
- kemiringan dasar sungai stabil
- tinggi efektif main dam
- sketsa potongan melintang sungai

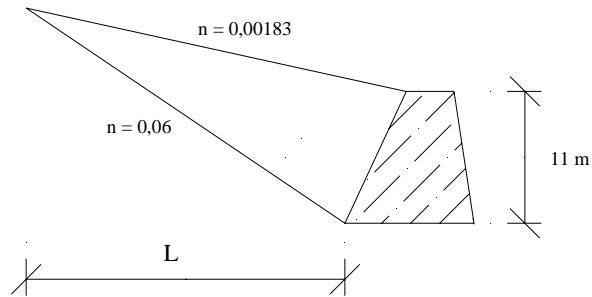
Dari data-data tersebut dapat ditentukan besarnya volume sedimen yang dapat ditampung oleh *sabo dam*.



Gambar 5.23 Sketsa potongan melintang sungai lokasi *sabo dam*

Menghitung luas penampang tumpukan sedimen

$$\begin{aligned}
 A_I &= \frac{1}{2} \times 11 \times 5,093 &= 28,012 \text{ m}^2 \\
 A_{II} &= 11 \times 76,54 &= 841,94 \text{ m}^2 \\
 A_{III} &= \frac{1}{2} \times 11 \times 7,6923 &= 42,308 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas total} &&= \underline{912,26 \text{ m}^2}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.24. Potongan memanjang tampungan sedimen

Mencari panjang L dengan cara substitusi perhitungannya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 0,00183 L &= x \\
 0,006 L &= 11 + x \\
 \hline
 0,05817 L &= 11 \\
 L &= 11 / 0,05817 \\
 L &= 189,10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan di atas besarnya tampungan sedimen dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V &= A \times L \\
 &= 912,26 \times 189,10 = 172.508,37 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Dari hasil perhitungan ini dapat diketahui besarnya sedimen yang mampu ditampung oleh *sabo dam* yaitu $172.508,37 \text{ m}^3$

5.2. BENDUNG

5.2.1. KEBUTUHAN AIR DISAWAH

Kebutuhan air di sawah harus tercukupi dengan baik, karena air merupakan faktor penting dalam pertumbuhan tanaman. Pada daerah pengaliran sungai Kali putih merupakan areal pertanian padi. Berdasarkan data dari Dinas Pengairan setempat dan hasil pengukuran pada peta topografi didapat data-data sebagai berikut :

- Luas daerah yang dialiri (A) :
Luas sebelah kanan = 165 ha
Luas sebelah kiri = 240 ha
- Kebutuhan air irigasi (NFR) = 1,42 lt/det/ha

Adapun besarnya kebutuhan air di sawah dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$Q = \frac{NFR \times A}{e}$$

dimana :

$$Q = \text{debit rencana (m}^3/\text{det)}$$

$$NFR = \text{kebutuhan bersih air di sawah (lt/det.Ha)}$$

$$A = \text{luas daerah yang diairi (Ha)}$$

$$= 240 \text{ Ha di sebelah kiri}$$

$$= 165 \text{ Ha di sebelah kanan}$$

$$e = \text{efisiensi irigasi} = 0,75 \text{ (untuk irigasi yang diambil dari waduk atau bendung yang dikelola dengan baik)}$$

Besarnya debit rencana untuk sebelah kiri sungai adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{1,42 \times 240}{0,75} = 454,40 \text{ lt/det} = 0,45 \text{ m}^3/\text{det}$$

Besarnya debit rencana untuk sebelah kanan sungai adalah sebagai berikut :

$$Q = \frac{1,42 \times 165}{0,75} = 312,40 \text{ lt/det} = 0,31 \text{ m}^3/\text{det}$$

5.2.2. KRITERIA PERENCANAAN BENDUNG

5.2.2.1. Perhitungan Hidroulis Bendung

1. Menentukan Elevasi Mercu Bendung

Tinggi bendung adalah perbedaan tinggi elevasi mercu bendung dengan elevasi dasar sungai/permukaan lantai depan bendung. Sesuai dengan maksud pembangunan bendung yaitu untuk meninggikan air pada sumbernya sehingga dapat membawa air irigasi ke seluruh daerah irigasi secara gravitasi dan harus dapat memenuhi tinggi air minimum yang diperlukan untuk seluruh areal persawahan yang diairi.

Untuk memenuhi tinggi air mercu bendung ditentukan berdasarkan data sebagai berikut :

Tabel 5.24. Elevasi Mercu Bendung

No	Uraian	Ketinggian (m)
1	Elevasi sawah tertinggi	708,184
2	Tinggi air di sawah	0,100
3	Kehilangan tekanan	
	- dari saluran tersier ke sawah	0,100
	- dari saluran sekunder ke tersier	0,100
	- dari saluran induk ke sekunder	0,100
	- akibat kemiringan saluran	0,150
	- akibat bangunan ukur	0,400
	- dari intake ke saluran induk	0,200
	- bangunan lain seperti kantong sedimen	0,250
4	Exploitasi	0,100
		709,684

Tinggi bendung (P) = elevasi - elevasi dasar sungai

$$P = 709,684 - 706,884 = 2,80 \text{ m}$$

Lebar efektif bendung dihitung berdasarkan dengan Persamaan 2.52 sebagai berikut :

$$Be = B - 2 (n \cdot K_p + K_a) H_1$$

dimana :

$$B = \text{jarak antar pangkal bendung dan atau tiang (m)}$$

$$= 66,12 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
n &= \text{jumlah pilar} && = 2 \text{ buah} \\
K_p &= \text{koefisien kontraksi pilar} && = 0,01 \text{ (Tabel 2.7)} \\
K_a &= \text{koefisien kontraksi pangkal bendung} && = 0,1 \text{ (Tabel 2.7)} \\
B_s &= \text{lebar pintu penguras (m)} && = 1,00 \text{ m} \\
H_1 &= \text{tinggi energi (m)} && = h + k \\
h &= \text{tinggi air diatas mercu} \\
k &= \frac{4}{27} m^2 h^3 \left(\frac{1}{h+p} \right)^2 \\
m &= 1,49 - 0,018 \left(5 - \frac{h}{R} \right)^2 \\
R &= 0,5 h \\
B_e &= 66,12 - 2(2 \times 0,01 + 0,1)H_1 \\
&= 66,12 - 0,24H_1
\end{aligned}$$

2. Menentukan Tipe Mercu Bendung

Dipilih tipe *OGEE* karena pada mercu tipe *OGEE* tidak akan terjadi tekanan subatmosfir pada permukaan mercu saat bendung mengalirkan air pada debit rencana. Dan untuk debit yang lebih rendah, air akan memberikan tekanan ke bawah pada mercu.

Dalam perhitungan mercu bendung *OGEE* digunakan Persamaan 2.53 sebagai berikut :

$$Q = C_d \cdot \frac{2}{3} \sqrt{\frac{2}{3} \cdot g} B_e \cdot H^{3/2}$$

dimana :

$$\begin{aligned}
Q &= \text{debit rencana (m}^3/\text{det)} = 124,79 \text{ m}^3/\text{det} \\
C_d &= \text{koefisien debit (} C_d = C_o \cdot C_1 \cdot C_2 \text{)} \\
B_e &= \text{lebar efektif bendung (m)} = 66,12 - 024H_1 \\
H_1 &= \text{tinggi energi di atas mercu (m)} \\
g &= \text{percepatan gravitasi} = 9,8 \text{ m/det}^2
\end{aligned}$$

koefisien C_d adalah hasil dari :

- C_o yang merupakan konstanta (= 1,30)

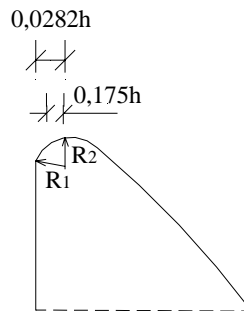
- C_1 yang merupakan fungsi p/hd dan H_1/hd
- C_2 yang merupakan fungsi p/H_1 dan kemiringan muka hulu bendung

Untuk perhitungan digunakan cara coba-coba diambil tinggi bendung (p) adalah 2,80 m.

Tabel 5.25. Tinggi Air di Atas Mercu Bendung

h (m)	P (m)	R (m)	m	k	H_1	B_e	H_1/h	p/H_1	P/h	C_0	C_1	C_2	C_d	Q (m ³ /det)
1	2.8	0.5	1.328	0.018	1.018	65.876	1.018	2.750	2.800	1.3	1	1	1.3	149.908
0.98	2.8	0.49	1.328	0.017	0.997	65.881	1.018	2.808	2.857	1.3	1	1	1.3	145.331
0.95	2.8	0.475	1.328	0.016	0.966	65.888	1.017	2.899	2.947	1.3	1	1	1.3	138.562
0.8873	2.8	0.444	1.328	0.013	0.901	65.904	1.015	3.109	3.156	1.3	1	1	1.3	124.801

$$\begin{aligned}
 \text{Jadi elevasi air di atas mercu} &= \text{Elevasi} + h \\
 &= + 706,884 + 2,80 + 0,8873 \\
 &= + 710,5713
 \end{aligned}$$



Gambar 5.25. Peluap mercu tipe OGEE

Untuk dimensi mercu *OGEE* diperhitungkan sebagai berikut :

$$R_1 = 0,2.h = 0,2 \times 0,8873 = 0,178 \text{ m}$$

$$R_2 = 0,5.h = 0,5 \times 0,8873 = 0,444 \text{ m}$$

Koordinat permukaan mercu diperhitungkan denagan Persamaan 2.62 sebagai berikut :

$$X^n = K \cdot H_d^{n-1} I \cdot y$$

Untuk kemiringan permukaan hilir vertikal diketahui nilainya adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} K &= 2,00 \\ n &= 1,85 \\ X^{1,85} &= 2 \cdot 0,8873^{0,85} \cdot y \\ Y &= X^{1,85} / 1,807 \end{aligned}$$

maka koordinat hulu mercu disajikan pada tabel sebagai berikut :

Tabel 5.26. Koordinat Mercu Bendung

X (m)	Y (m)
0,500	0,155
1,000	0,553
1,500	1,172
2,000	1,995
2,015	2,022

3. Perhitungan Kolam Olakan

Karena diperkirakan banjir akan mengangkut batu bongkah maka dipakai kolam olah tipe bak (*bucket type*). Untuk menentukan tinggi air kritis digunakan Persamaan 2.63 sebagai berikut :

$$H_c = \sqrt[3]{\frac{q^2}{g}}$$

dimana :

$$q = \text{debit per lebar satuan (m}^3/\text{det.m)}$$

$$= \frac{Q}{Be} = \frac{124,79}{65,904} = 1,89 \text{ m}^3/\text{det/m}$$

$$h_c = \text{kedalaman kritis (m)}$$

$$g = \text{percepatan gravitasi (9,8 = m/det}^2\text{)}$$

$$h_c = \sqrt[3]{\frac{1,89^2}{9,8}} = 0,72 \text{ m}$$

4. Perhitungan Jari-Jari Kolam Olakan

Dalam perhitungan jari-jari kolam olakan digunakan Persamaan 2.64 sebagai berikut :

$$R_{\min} = \alpha \cdot H_c$$

Tinggi air banjir di hilir digunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = C \cdot L \cdot H_e^{1,5}$$

dimana :

$$Q = \text{debit rencana} = 124,79 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$C = \text{koefisien debit} = 2,2$$

$$L = \text{lebar sungai} = 60,05 \text{ m}$$

$$H_e = \text{tinggi energi di hilir bendung (m)}$$

$$124,79 = 2,2 \times 60,05 \times H_e^{3/2}$$

$$124,79 = 132,11 \times H_e^{3/2}$$

$$H_e = 0,96 \text{ m}$$

$$H = P + H_1 - \text{Tinggi banjir di hilir}$$

$$= 2,80 + 0,901 - 0,96 = 2,74 \text{ m}$$

$$\frac{\Delta H}{hc} = \frac{2,74}{0,72} = 3,81$$

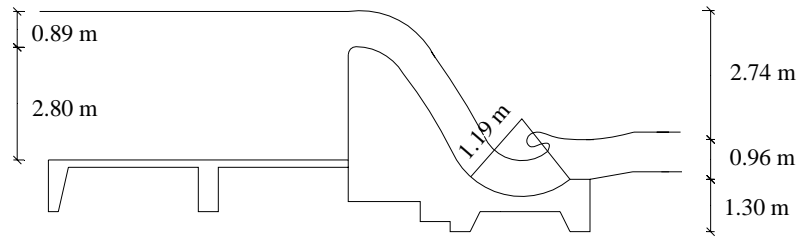
Dari harga $\frac{\Delta H}{hc} = 3,81$ (dalam KP) diperoleh $\alpha = 1,65$ sehingga besarnya

R_{\min} adalah sebagai berikut :

$$R_{\min} = 1,65 \times 0,72 = 1,19 \text{ m} \text{ maka batas muka air hilir minimum adalah}$$

$$\frac{T_{\min}}{hc} = 2,48$$

$$T_{\min} = 2,48 \times 0,72 = 1,79 \text{ m}$$



Gambar 5.26. Sketsa Bendung

5.2.2.2. Bangunan Pengambilan

1. Mencari Tinggi Bukaannya Pengambilan Saluran Primer

Untuk memenuhi kebutuhan operasional maka besarnya debit rencana dikalikan dengan 1,2. Dalam perhitungannya digunakan Persamaan 2.69 sebagai berikut :

$$Q_n = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

dimana :

$$\begin{aligned} Q_n &= \text{debit rencana (m}^3/\text{det)} \\ &= 1,2 \times 0,45 = 0,540 \text{ m}^3/\text{det (untuk sebelah kiri)} \\ &= 1,2 \times 0,31 = 0,372 \text{ m}^3/\text{det (untuk sebelah kanan)} \end{aligned}$$

$$\mu = \text{koefisien debit} = 0,8$$

$$a = \text{tinggi bukaan (m)}$$

$$b = \text{lebar bukaan (m) direncanakan} = 1,00 \text{ m}$$

$$g = \text{gaya gravitasi} = 9,8 \text{ m/det}^2$$

$$z = \text{kehilangan energi (m) dimisalkan sebesar} 0,10 \text{ m di atas pintu}$$

- Untuk tinggi bukaan sebelah kiri :

$$0,540 = 0,8 \times a \times 1,00 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}$$

$$0,540 = 1,12 a$$

$$a = 0,48 \text{ m}$$

- Untuk tinggi bukaan sebelah kanan :

$$0,372 = 0,8 \times a \times 1,00 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}$$

$$0,372 = 1,12 a$$

$$a = 0,33 \text{ m}$$

2. Perhitungan Kantong Lumpur

Perhitungan kantong lumpur berdasarkan asumsi sebagai berikut :

- Partikel rencana yang ukurannya kurang dari 0,007 mm terangkut sebagai sedimen layang.
- Air yang diletakkan mengandung 0,05% sedimen yang harus diendapkan pada kantong lumpur.
- Debit pembilasan diambil 1,2 debit rencana.
- Jarak waktu pembilasan adalah 4 hari sekali.

Untuk perhitungan digunakan Persamaan 2.70 sebagai berikut :

$$V = 0,0005 \cdot Q_n \cdot T$$

dimana :

V = volume kantong lumpur (m³/det)

Q_n = debit rencana (m³/det)

$$= 1,2 \times 0,45 = 0,540 \text{ m}^3/\text{det} \text{ untuk sebelah kiri}$$

$$= 1,2 \times 0,31 = 0,372 \text{ m}^3/\text{det} \text{ untuk sebelah kanan}$$

T = jarak waktu pembilasan = 4 x 24 x 3600 = 345600 detik

o Perhitungan volume kantong lumpur sebelah kiri adalah sebagai berikut :

$$V = 0,0005 \times 0,540 \times 345600 = 93,312 \text{ m}^3$$

o Perhitungan volume kantong lumpur sebelah kanan adalah sebagai berikut :

$$V = 0,0005 \times 0,372 \times 345600 = 64,282 \text{ m}^3$$

Hubungan antara diameter ayak dan kecepatan endap untuk air tenang (*dalam KP-02*). Dengan diameter sedimen 0,007 mm dan suhu air sebesar 20° maka didapat kecepatan endap sebesar 0,004 m/det.

Perhitungan perkiraan awal lebar dan panjang kolam adalah sebagai berikut :

$$LB = \frac{Q_n}{w}$$

dimana :

L = panjang kolam (m)

B = lebar kolam (m)

Q_n = debit rencana

w = kecepatan endap = 0,004 m/det

- o Panjang dan lebar untuk sebelah kiri adalah :

$$LB = \frac{0,540}{0,004} = 135 \text{ m}^2$$

$L/B > 8$ maka dapat dihitung $B = 4,11\text{m}$ dan $L = 32,86 \text{ m}$

- o Panjang dan lebar Untuk sebelah kanan :

$$LB = \frac{0,372}{0,004} = 93 \text{ m}^2$$

$L/B > 8$ maka dapat dihitung $B = 3,41 \text{ m}$ dan $L = 27,28 \text{ m}$

3. Luas Permukaan Rata-rata Kantong Lumpur

Untuk mencegah pertumbuhan vegetasi dan agar partikel-partikel tidak langsung mengendap dihilir pengambilan maka V_n diambil sebesar 0,40 m/det. Luas permukaan rata-rata kantong lumpur diperhitungkan dengan Persamaan 2.71 sebagai berikut :

$$A_n = \frac{Q_n}{V_n}$$

$$A_n = (b + m \cdot h_n)h_n$$

$$p = b + 2 \cdot h_n \sqrt{1 + m^2}$$

$$R_n = \frac{A_n}{p}$$

Penentuan I_n (kantong sedimen hampir penuh)

$$I_n = \frac{V_n^2}{(R^{2/3} K_s)^2}$$

dimana :

I_n = kemiringan kantong lumpur

V_n = kecepatan aliran (m/dtk) = 0,40 m/det

K_s = koefisien kekasaran *strickler* diambil 45 untuk saluran tanah

- o Untuk kemiringan kantong lumpur sebelah kiri adalah :

$$A_n = \frac{0,540}{0,40} = 1,35 \text{ m}^2$$

$$1,35 = (1,5 + 1,5 \cdot h_n) h_n$$

$$1,35 = 1,5 h_n + 1,5 h_n^2$$

$$h_n = 0,725 \text{ m} \approx 0,7 \text{ m}$$

$$p = 1,5 + 2 \times 0,7 \sqrt{1 + 1,5^2} = 4,11 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{1,35}{4,11} = 0,33 \text{ m}$$

Penentuan I_n (Kantong sedimen hampir penuh)

$$I_n = \frac{0,4^2}{(0,33^{2/3} 45)^2} = 0,00035$$

- o Untuk kemiringan kantong lumpur sebelah kanan adalah :

$$A_n = \frac{0,372}{0,40} = 0,93 \text{ m}^2$$

$$0,93 = (1,5 + 1,5 h_n) h_n$$

$$0,93 = 1,5 h_n + 1,5 h_n^2$$

$$h_n = 0,43 \text{ m} \approx 0,4 \text{ m}$$

$$p = 1,5 + 2 \times 0,4 \sqrt{1 + 1,5^2} = 3,06 \text{ m}$$

$$R_n = \frac{0,93}{3,06} = 0,30$$

Penentuan I_n (Kantong sedimen hampir penuh)

$$I_n = \frac{0,4^2}{(0,30^{2/3} 45)^2} = 0,00039$$

4. Penentuan I_s (Pembilasan Kantong Lumpur Kosong)

Sedimen di atas kantong lumpur berupa pasir kasar, kecepatan aliran untuk pembilasan diambil (V_s) = 1,50 m/det

$$\begin{aligned} Q_s &= Q_{\text{pembilas}} = 1,20 \cdot Q_{\text{rencana}} \\ &= 0,540 \text{ m}^3/\text{det} \text{ untuk sebelah kiri} \\ &= 0,372 \text{ m}^3/\text{det} \text{ untuk sebelah kanan} \end{aligned}$$

$$A_s = \frac{Q_s}{V_s}$$

$$\text{Lebar dasar (} b \text{), } A_s = b \cdot h_s$$

$$\text{Keliling basah (} P \text{) } = b + 2 \cdot h_s$$

$$R_s = \frac{A_s}{I^3}$$

$$I_s = \frac{V_s^2}{(R_s^2 \cdot K_s)^2}$$

Cek bilangan *Froud* (F_r)

$$F_r = \frac{V_s}{\sqrt{g \cdot h_s}} < 1$$

Panjang kantong lumpur (L)

$$V = 0,5 \cdot b \cdot 1 + 0,5 \cdot (I_s - I_n) \cdot L \cdot b$$

Check partikel yang dapat dibilas diperhitungkan sebagai berikut :

$$\tau = \rho \cdot g \cdot h_s \cdot I_s$$

dimana :

$$\tau = \text{tegangan geser (N/m}^2\text{)}$$

$$\rho = \text{massa jenis air (N/m}^3\text{)}$$

$$g = \text{percepatan gravitasi (9,8 m/det}^2\text{)}$$

$$I_s = \text{kemiringan saluran}$$

o Untuk kemiringan saluran sebelah kiri

$$A_s = \frac{0,540}{1,5} = 0,360 \text{ m}^2$$

$$0,36 = 1,5 \cdot h_s$$

$$h_s = 0,24 \text{ m} \approx 0,25 \text{ m}$$

$$P = 1,5 + 2 \times 0,25 = 2 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{0,360}{2} = 0,18 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{1,5^2}{(0,18^{2/3} \cdot 45)^2} = 0,0109$$

Cek bilangan *Froud* (F_r)

$$F_r = \frac{1,5}{\sqrt{9,8 \times 0,25}} = 0,95 < 1$$

Panjang kantong lumpur (L)

$$93,312 = 0,5 \cdot 1,5 \cdot L + 0,5 \cdot (0,0109 - 0,00035) L^2 \cdot 1,5$$

$$93,312 = 0,75 L + 0,00791 L^2$$

$$L = 71,09 \text{ m} \approx 71,1 \text{ m}$$

o Untuk kemiringan saluran sebelah kanan

$$A_s = \frac{0,372}{1,5} = 0,248 \text{ m}^2$$

$$0,248 = 1,5 \cdot h_s$$

$$h_s = 0,17 \approx 0,25 \text{ m}$$

$$P = 1,5 + 2 \times 0,25 = 2,0 \text{ m}$$

$$R_s = \frac{0,248}{2,0} = 0,12 \text{ m}$$

$$I_s = \frac{1,5^2}{(0,12^{2/3} \times 45)^2} = 0,0187$$

Cek bilangan *Froud* (F_r)

$$F_r = \frac{1,5}{\sqrt{9,8 \times 0,25}} = 0,96 < 1$$

Panjang kantong lumpur (L)

$$64,282 = 0,5 \times 1,5 \cdot L + 0,5 \cdot (0,0187 - 0,00039) L^2 \cdot 1,5$$

$$64,282 = 0,75 L + 0,0138 L^2$$

$$L = 46,39 \text{ m} \approx 47 \text{ m}$$

5.2.2.3. Bangunan Pembilas Kantong Lumpur

Bangunan pembilas kantong lumpur tidak boleh menjadi gangguan selama pembilasan, oleh karena itu tidak boleh tenggelam. Luas basah harus ditambah dengan menambah kedalaman air. Perhitungan bangunan pembilas kantong lumpur menggunakan persamaan 2.84 sebagai berikut :

$$B \cdot h_s = b_{nf} \cdot H_f$$

dimana :

$$B = \text{lebar dasar kantong (m)} = 1,50 \text{ m}$$

$$H_s = \text{kedalaman air pembilas (m)}$$

$$= 0,25 \text{ m untuk sebelah kiri}$$

$$= 0,25 \text{ m untuk sebelah kanan}$$

b_{nf} = lebar bersih bukaan pembilas (m) direncanakan selebar 1,00 m

h_f = kedalaman air pada bukaan pembilas (m)

- o Kedalaman air bukaan pembilas untuk sebelah kiri

$$1,50 \cdot 0,25 = 1,00 \cdot h_f$$

$$h_f = 0,375 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan adalah $0,375 - 0,25 = 0,125$ m dibulatkan 0,10 m

- o Kedalaman air bukaan pembilas untuk sebelah kanan

$$1,50 \cdot 0,25 = 1,00 \cdot h_f$$

$$h_f = 0,375 \text{ m}$$

Jadi kedalaman tambahan adalah $0,375 - 0,25 = 0,125$ m dibulatkan 0,10 m

▪ Kemiringan Saluran

Kecepatan saluran pembilas direncanakan 1,5 m/det agar dapat membilas sedimen ke sungai. Kemiringan saluran yang diperlukan diperhitungkan Persamaan *Strickler* 2.85 sebagai berikut :

$$V_f = K_s \cdot R_f^{2/3} \cdot I_f^{1/2}$$

$$R_f = \frac{A_f}{P_f}$$

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

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

$$I_f = \frac{V_f^2}{(K_s \cdot R_f^{2/3})^2}$$

dimana :

$$V_f = \text{kecepatan aliran pada kantong lumpur (m/det)} = 1,5 \text{ m/det}$$

$$K_s = \text{koefisien Strickler} = 60 \text{ untuk pasangan batu}$$

$$P_f = \text{keliling basah saluran kantong lumpur (m)}$$

$$A_f = \text{luas basah saluran kantong lumpur (m}^2\text{)}$$

$$= 0,360 \text{ m}^2 \text{ untuk sebelah kiri}$$

$$= 0,248 \text{ m}^2 \text{ untuk sebelah kanan}$$

Direncanakan kemiringan talud 1 : 1

Dan $b = 2,5 h$

- o Kemiringan saluran pembilas sebelah kiri

$$0,360 = (2,5 h + 1 \cdot h)h$$

$$0,360 = 3,5 h^2$$

$$h = 0,32 \text{ m}$$

$$b = 2,5 \times 0,32 = 0,8 \text{ m} \approx 1,00 \text{ m}$$

Check untuk $b = 1,00 \text{ m}$

$$0,360 = (1 + 1 \cdot h)h$$

$$0,360 = h + h^2$$

$$h = 0,28 \approx 0,3 \text{ m}$$

$$P_f = 1 + 2 \times 0,3 \sqrt{1+1^2}$$

$$P_f = 1,85$$

$$R_f = \frac{0,360}{1,85} = 0,195$$

$$I_f = \frac{0,360^2}{(60 \times 0,195^{2/3})^2} = 0,00055$$

- o Kemiringan saluran pembilas sebelah kanan

$$0,248 = (2,5 h + 1 \cdot h)h$$

$$0,248 = 3,5 h^2$$

$$h = 0,27 \text{ m}$$

$$b = 2,5 \times 0,27 = 0,675 \text{ m} \approx 0,7 \text{ m}$$

Check untuk $b = 0,70 \text{ m}$

$$0,248 = (0,70 + 1 \cdot h)h$$

$$0,248 = 0,70 \cdot h + h^2$$

$$h = 0,22 \approx 0,25 \text{ m}$$

$$P_f = 0,70 + 2 \times 0,25 \sqrt{1+1^2}$$

$$P_f = 1,61 \text{ m}$$

$$R_f = \frac{0,248}{1,61} = 0,15 \text{ m}$$

$$I_f = \frac{1,5^2}{(60.0,15^{2/3})^2} = 0,0076$$

5.2.2.4. Perhitungan Pintu *Intake*

Pintu *intake* direncanakan 1,5 m di atas dasar pembilas, hal ini berfungsi untuk mencegah masuknya sedimen berdiameter besar ke saluran *intake*. Perhitungan pintu *intake* digunakan Persamaan 2.88 sebagai berikut :

$$Q_n = \mu \cdot a \cdot b \sqrt{2 \cdot g \cdot z}$$

dimana :

$$\begin{aligned} Q_n &= \text{debit rencana (m}^3/\text{det)} \\ &= 1,2 \times 0,45 = 0,540 \text{ m}^3/\text{det (untuk sebelah kiri)} \\ &= 1,2 \times 0,31 = 0,372 \text{ m}^3/\text{det (untuk sebelah kanan)} \end{aligned}$$

$$\mu = \text{koefisien debit} = 0,8$$

$$a = \text{tinggi bukaan (m)}$$

$$b = \text{lebar bukaan (m) direncanakan} = 1,00 \text{ m}$$

$$g = \text{gaya gravitasi} = 9,8 \text{ m/det}^2$$

$$z = \text{kehilangan energi (m) dimisalkan sebesar} 0,10 \text{ m di atas pintu}$$

- Tinggi bukaan pintu untuk sebelah kiri :

$$0,540 = 0,8 \times a \times 1,00 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}$$

$$0,540 = 1,12 a$$

$$a = 0,48 \text{ m}$$

- Tinggi bukaan pintu untuk sebelah kanan :

$$0,0372 = 0,8 \times a \times 1,00 \sqrt{2 \times 9,8 \times 0,1}$$

$$0,372 = 1,12 a$$

$$a = 0,33 \text{ m}$$

5.2.2.5. Pintu Penguras

Yang diperhitungkan dari pintu penguras adalah besarnya kecepatan yang melalui pintu tersebut agar dapat menggelontorkan sedimen yang masuk ke *undersluice*.

Untuk perhitungan kecepatan pada pintu penguras digunakan Persamaan 2.89 sebagai berikut :

$$V = \mu\sqrt{2.g.z} > V_c$$

dimana :

V = kecepatan air melalui pintu penguras (m/det)

μ = koefisien debit = 0,8

g = percepatan gravitasi = 9,8 m/det²

z = beda tinggi muka air hilir dan hulu (m)

V_c = kecepatan kritis yang diijinkan (dalam *sosrodarsono*) = 3,9 m/det untuk diameter butiran 200 mm

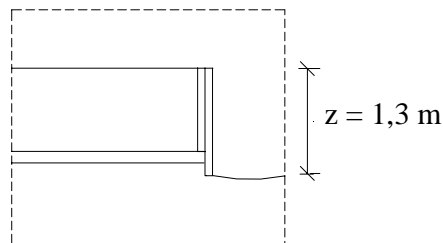
$$V = 0,8 \sqrt{2 \times 9,8 \times z} > 3,9$$

$$z > 1,21$$

z diambil 1,3 m

h_p = tinggi pintu penguras = $2/3 \cdot$ tinggi bendung = $2/3 \times 2,8 = 1,87 \approx 2,2$ m

Jadi untuk pengurasan sedimen pada *undersluice* dilakukan pada kondisi muka air normal dengan membuka pintu penguras sampai didapatkan beda tinggi muka air hulu dan hilir sebesar 1,3 m.



Gambar 5.27. Sketsa beda tinggi muka air hulu dan hilir pada pintu penguras

5.2.2.6. Perhitungan Konstruksi Pintu Penguras

Perhitungan konstruksi pintu penguras meliputi perhitungan sebagai berikut :

1. Pintu Penguras Sebelah Kiri

Perhitungan bahan yang digunakan :

Lebar pintu = 1,0 m

$$\sigma_{\text{kayu}} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\gamma_w = 1 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_s = \text{massa jenis sedimen} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = \text{massa jenis sedimen submerged} = \gamma_s - \gamma_w = 1,91 - 1 = 0,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\theta = \text{Sudut geser sedimen} = 34^\circ$$

Gaya yang bekerja pada pintu (P)

$$P_1 = \gamma_w h_1$$

$$P_1 = 1 \times 0,48 = 0,48 \text{ t/m}$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_2$$

$$P_2 = 1 \times 0,28 = 0,28 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} H = \frac{0,48 + 0,28}{2} \times 0,2 = 0,08 \text{ t/m} = 0,8 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Momen yang timbul (M)} = \frac{1}{8} \cdot P \cdot I^2$$

$$= \frac{1}{8} \times 0,8 \times 100^2 = 1000 \text{ kg cm}$$

$$\text{Momen Kelembaman (W)} = \frac{1}{6} \times h \times t^2$$

Dimana h adalah lebar kayu yang ditinjau yaitu 20 cm

$$= \frac{1}{6} \times 20 \times t^2 = 3,333 t^2$$

Menentukan Tebal Pintu

$$\tau \geq \frac{M}{V}$$

$$80 \geq \frac{1000}{3,333t^2}$$

$$266,64 t^2 \geq 1000$$

$$t \geq 1,94 \text{ cm}$$

$$t = 5 \text{ cm}$$

Maka dapat diketahui ukuran kayu yang dipakai adalah 5/20

▪ **Ukuran Stang Pengangkat Pintu**

diketahui :

$$\begin{aligned} \text{Lebar pintu bruto (b)} &= 1,0 \text{ m} \\ \text{Direncanakan diameter stang} &= 3 \text{ cm} \\ \text{Tinggi pintu} &= 0,48 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{stang}} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2 = 7,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Inersia} &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4 \\ &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot 3^4 = 3,91 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada pintu

$$P = 1/2 \cdot \gamma \cdot w \cdot h^2$$

$$P = 1/2 \times 1 \times 0,48^2 = 0,16 \text{ t/m}^2 = 1,6 \text{ kg/cm}$$

Jumlah tekanan pada pintu = $1,6 \times 100 = 160 \text{ kg}$

a. Akibat gaya tarik pintu bergerak ke atas

(G_1) = berat sendiri stang + berat daun pintu + berat penyambung

$$\text{Berat stang} = 2 \times 3 \times 0,000707 \times 7200 = 30,54 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pintu} = 1,0 \times 0,48 \times 800 \times 0,05 = 29,2 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{r} \text{Berat penyambung ditaksir} \\ \hline = 20 \text{ kg} \\ \hline 69,74 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gesek} &= f \times \text{tekanan air} \\ &= 0,4 \times 160 = 64 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$G = G_1 + \text{Gaya gesek}$$

$$G = 69,74 + 64 = 133,74 \text{ kg}$$

Kontrol terhadap tegangan digunakan Persamaan 2.103 sebagai berikut :

$$\frac{G}{F_s} < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

dimana :

$$G = \text{Total gaya (ton)}$$

$F_s = \text{Luas stang pengangkat (m}^2\text{)}$

$$\frac{G}{F_s} = \frac{133,74}{\{2x(1/4x\pi x^3)\}} = 9,46 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Akibat gaya tekan pintu berjarak turun

$$G_1 = \text{berat sendiri stang + berat daun pintu + berat penyambung} \\ = 64,79 \text{ kg}$$

Gaya angkat pada pintu adalah sebagai berikut :

$$P = 1/2 \gamma w . h^2$$

$$P = 1/2 \times 1 \times 0,48^2 = 0,16 \text{ t/m}^2 = 1,6 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Jumlah tekanan pada pintu} = 1,6 \times 100 = 160 \text{ kg}$$

$G_2 = \text{Gaya yang bekerja pada stang}$

$$G_2 = \text{Gaya angkat pada pintu + gaya gesek pintu} \\ = 160 + 64 = 224 \text{ kg}$$

$$P_{\text{ekstra}} = 1/4 (\text{gaya pada stang} - \text{gberat pintu dan stang}) \\ = 1/4 \times (224 - 69,74) = 38,57 \text{ kg}$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = (G_2 - G_1) + P_{\text{ekstra}}$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = (224 - 69,74) + 38,57 = 192,83 \text{ kg}$$

Digunakan Persamaan *Eulier* 2.108 dan 2.109 sebagai berikut :

$$P_k = \frac{\pi^2 . E . I}{Lk^2}$$

$$L_k = \frac{1}{2} . L . \sqrt{2}$$

dimana :

$$E = \text{modulus elastisitas} = 2,1 \times 10^6$$

$$I = \text{momen inersia (cm}^4\text{)} = 2 \times 3,91 = 7,82 \text{ cm}^4$$

$$L = \text{panjang besi (cm)} = 300 \text{ cm}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \times 300 \times \sqrt{2} = 212,13 \text{ cm}$$

$$P_k = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 7,82}{212,13^2} = 3598,17 \text{ kg} > 192,83 \text{ kg} \quad \text{Aman}$$

2. Perhitungan pintu penguras sebelah kanan

Perhitungan bahan yang digunakan adalah sebagai berikut :

$$\text{Lebar pintu} = 1,0 \text{ m}$$

$$\sigma_{\text{kayu}} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = \text{massa jenis sedimen} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\theta = \text{sudut geser sedimen} = 34^\circ$$

Gaya yang bekerja pada pintu (P)

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_1$$

$$P_1 = 1 \cdot 0,33 = 0,33 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = 1 \cdot 0,13 = 0,13 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} H = \frac{0,33 + 0,13}{2} \times 0,2 = 0,05 \text{ t/m} = 0,5 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang timbul (M)} &= \frac{1}{8} \cdot P \cdot I^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 0,5 \times 100^2 = 625 \text{ kgcm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen Kelembaman (W)} = \frac{1}{6} \cdot h \cdot t^2$$

Dimana h adalah lebar kayu yang ditinjau yaitu sebesar 20 cm

$$= \frac{1}{6} \times 20 \times t^2 = 3,333 t^2$$

Menentukan Tebal Pintu

$$\sigma \geq \frac{M}{V}$$

$$80 \geq \frac{625}{3,333 t^2}$$

$$266,64 t^2 \geq 625$$

$$t \geq 1,53 \text{ cm}$$

$$t = 5 \text{ cm}$$

dapat diketahui ukuran kayu yang dipakai adalah 5/20

▪ **Ukuran Stang Pengangkat Pintu**

Ukuran stang pengangkat pintu diperhitungkan sebagai berikut :

Lebar pintu bruto (b) = 1,0 m
 Direncanakan diameter stang = 3 cm
 Tinggi pintu = 0,33 m

$$F_{\text{stang}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2 = 7,07 \text{ cm}^2$$

$$\text{Momen Inersia} = \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4$$

$$= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot 3^4 = 3,91 \text{ cm}^4$$

Gaya yang bekerja pada pintu

$$P = \frac{1}{2} \gamma w \cdot h^2$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1 \times 0,33^2 = 0,054 \text{ t/m}^2 = 0,54 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Jumlah tekanan pada pintu} = 0,54 \times 100 = 54,45 \text{ kg}$$

a. Akibat gaya tarik pintu bergerak ke atas

(G_1) = berat sendiri stang + berat penyambung + berat daun pintu.

Berat stang	= 2 x 3 x 0,000707 x 7200	= 30,54 kg
Berat pintu	= 1,0 x 0,33 x 800 x 0,05	= 13,2 kg
Berat penyambung ditaksir		= 20 kg
		63,74 kg

Gaya gesek = f. tekanan air
 = 0,4 x 54,45 = 21,78 kg

$$G = G_1 + \text{Gaya gesek}$$

$$G = 63,74 + 21,78 = 85,52 \text{ kg}$$

Kontrol terhadap tegangan digunakan Persamaan 2.103 sebagai berikut :

$$\frac{G}{F_s} < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

dimana :

$$G = \text{Total gaya (ton)}$$

$$F_s = \text{Luas stang pengangkat (m}^2\text{)}$$

$$\frac{G}{F_s} = \frac{85,52}{\{2x(1/4x\pi x3^2)\}} = 6,05 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ kg/cm}^2$$

b. Akibat gaya tekan pintu bergerak turun

$$G_1 = \text{berat sendiri stang + berat daun pintu + berat penyambung} \\ = 63,74 \text{ kg}$$

Gaya angkat pada pintu adalah sebagai berikut :

$$P = 1/2 \gamma w.h^2$$

$$P = 1/2 \times 1 \times 0,33^2 = 0,054 \text{ t/m}^2 = 0,5445 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Jumlah tekanan pada pintu} = 0,5445 \times 100 = 54,45 \text{ kg}$$

$$G_2 = \text{Gaya yang bekerja pada stang}$$

$$G_2 = \text{Gaya angkat pada pintu + gaya gesek pintu}$$

$$= 54,45 + 21,78 = 76,23 \text{ kg}$$

$$P_{\text{ekstra}} = 1/4 (G_2 - \text{berat pintu dan stang})$$

$$= 1/4 \times (76,23 - 63,74) = 3,13 \text{ kg}$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = (G_2 - G_1) + P_{\text{ekstra}}$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = (76,23 - 63,74) + 3,13 = 15,62 \text{ kg}$$

Digunakan Persamaan *Eulier* 2.108 dan 2.109 sebagai berikut :

$$P_k = \frac{\pi^2 . E . I}{Lk^2}$$

$$L_k = \frac{1}{2} . L . \sqrt{2}$$

dimana :

$$E = \text{modulus elastisitas} = 2,1 \times 10^6$$

$$I = \text{momen inersia (cm}^4\text{)} = 2 \times 3,91 = 7,82 \text{ cm}^4$$

$$L = \text{panjang besi (cm)} = 300 \text{ cm}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \times 300 \times \sqrt{2} = 212,13 \text{ cm}$$

$$P_k = \frac{\pi^2 \times 2,1 \times 10^6 \times 7,82}{212,13^2} = 3598,17 \text{ kg} > 15,62 \text{ kg} \quad \text{Aman}$$

3. Perhitungan pintu pembilas sedimen sebelah kiri

Perhitungan bahan yang digunakan :

Lebar pintu = 1,0 m

$$\sigma_{\text{kayu}} = 80 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = \text{massa jenis sedimen} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = \text{massa jenis sedimen submerged} = \gamma_s - \gamma_w = 1,91 - 1 = 0,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\theta = \text{sudut geser sedimen} = 34^\circ$$

Gaya yang bekerja pada pintu (P)

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_1 + \gamma_{\text{sub}} \cdot h_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P_1 = 1 \cdot 1,9 + 0,91 \cdot 1,38 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 2,255 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_2 + \gamma_{\text{sub}} \cdot h_2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P_2 = 1 \cdot 1,7 + 0,91 \cdot 1,18 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 2,004 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot H = \frac{2,255 + 2,004}{2} \cdot 0,2 = 0,43 \text{ t/m} = 4,3 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Momen yang timbul (M)} = \frac{1}{8} \cdot P \cdot I^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot 4,3 \cdot 100^2 = 5375 \text{ kg cm}$$

$$\text{Momen Kelembaman (W)} = \frac{1}{6} \cdot h \cdot t^2$$

dimana h adalah lebar kayu yang ditinjau yaitu 20 cm

$$= \frac{1}{6} \cdot 20 \cdot t^2 = 3,333 \cdot t^2$$

Menentukan Tebal Pintu

$$\sigma \geq \frac{M}{W}$$

$$80 \geq \frac{5375}{3,333t^2}$$

$$266,64 t^2 \geq 5375$$

$$t \geq 4,49 \text{ cm}$$

$$t = 5 \text{ cm}$$

dapat diketahui ukuran kayu yang dipakai adalah 5/20

Ukuran Stang Pengangkat Pintu

Diketahui :

$$\text{Lebar pintu bruto (b)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Direncanakan diameter stang} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi pintu} = 1,9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{stang}} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2 = 7,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia} &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4 \\ &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot 3^4 = 3,91 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada pintu

$$P = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot h^2 + \frac{1}{2} \gamma_s \cdot h^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P = \frac{1}{2} 1 \cdot 1,9^2 + \frac{1}{2} 0,91 \cdot 1,38^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 2,05 \text{ t/m}^2 = 20,5 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Jumlah tekanan pada pintu} = 20,5 \times 100 = 2050 \text{ kg}$$

a. Akibat gaya tarik pintu bergerak ke atas

(G_1) = berat sendiri stang + berat penyambung + berat daun pintu

$$\text{Berat stang} = 2 \times 3 \times 0,000707 \times 7200 = 30,54 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pintu} = 1 \times 1,9 \times 800 \times 0,05 = 76 \text{ kg}$$

$$\text{Berat penyambung ditaksir} = \frac{20 \text{ kg}}{126,54 \text{ kg}}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gesek} &= f. \text{ tekanan air} \\ &= 0,4 \times 2050 = 820 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$G = G_1 + \text{Gaya gesek}$$

$$G = 126,54 + 820 = 946,54 \text{ kg}$$

Kontrol terhadap tegangan digunakan Persamaan 2.103 sebagai berikut :

$$\frac{G}{F_s} < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

dimana :

$$G = \text{total gaya (ton)}$$

$$F_s = \text{luas stang pangangkat (m}^2\text{)}$$

$$\frac{946,54}{2,7,07} = 66,941 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Akibat gaya tekan pintu bergerak turun

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = \text{Gaya gesek} - G_1$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = 820 - 126,54 = 693,46 \text{ kg}$$

Digunakan Persamaan Euler 2.108 dan 2.109 sebagai berikut :

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \cdot L \cdot \sqrt{2}$$

dimana :

$$E = \text{modulus elastisitas} = 2,1 \cdot 10^6$$

$$I = \text{momen inersia (cm}^4\text{)} = 2 \times 3,91 = 7,82 \text{ cm}^4$$

$$L = \text{panjang besi (cm)} = 300 \text{ cm}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \cdot 300 \cdot \sqrt{2} = 212,13 \text{ cm}$$

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,82}{212,13^2} = 3601,82 \text{ kg} > 693,46 \text{ kg} \quad \text{Aman}$$

4. Perhitungan pintu pembilas sedimen sebelah kanan

Perhitungan bahan yang digunakan :

Lebar pintu = 1,0 m

$$\theta_{\text{kayu}} = 80 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\gamma_s = \text{massa jenis sedimen} = 1,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\gamma_{\text{sub}} = \text{massa jenis sedimen submerged} = \gamma_s - \gamma_w = 1,91 - 1 = 0,91 \text{ ton/m}^3$$

$$\theta = \text{sudut geser sedimen} = 34^\circ$$

Gaya yang bekerja pada pintu (P)

$$P_1 = \gamma_w \cdot h_1 + \gamma_{\text{sub}} \cdot h_1 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P_1 = 1.1.6 + 0,91. 1,3 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 1,93 \text{ t/m}^2$$

$$P_2 = \gamma_w \cdot h_2 + \gamma_{\text{sub}} \cdot h_2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P_2 = 1. 1,4 + 0,91. 1,1 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 1,68 \text{ t/m}^2$$

$$P = \frac{P_1 + P_2}{2} \cdot H = \frac{1,93 + 1,68}{2} \times 0,2 = 0,361 \text{ t/m} = 3,61 \text{ kg/cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen yang timbul (M)} &= \frac{1}{8} \cdot P \cdot I^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot 3,61 \cdot 100^2 = 4512,5 \text{ kg cm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen Kelembaman (W)} = \frac{1}{6} \cdot h \cdot t^2$$

dimana h adalah lebar kayu yang ditinjau yaitu 20 cm

$$= \frac{1}{6} \cdot 20 \cdot t^2 = 3,333 \text{ t}^2$$

Menentukan Tebal Pintu

$$\sigma \geq \frac{M}{W}$$

$$80 \geq \frac{4512,5}{3,333t^2}$$

$$266,64 t^2 \geq 4512,5$$

$$t \geq 4,11 \text{ cm}$$

$$t = 5 \text{ cm}$$

dapat diketahui ukuran kayu yang dipakai adalah 5/20.

Ukuran Stang Pengangkat Pintu

Diketahui ;

$$\text{Lebar pintu bruto (b)} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{Direncanakan diameter stang} = 3 \text{ cm}$$

$$\text{Tinggi pintu} = 1,6 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} F_{\text{stang}} &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 3^2 = 7,07 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia} &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot d^4 \\ &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot 3^4 = 3,91 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

Gaya yang bekerja pada pintu

$$P = 1/2 \gamma_w \cdot h^2 + 1/2 \gamma_{\text{sub}} \cdot h^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right)$$

$$P = 1/2 \cdot 1 \cdot 6^2 + 1/2 \cdot 0,91 \cdot 1,3^2 \cdot \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 1,497 \text{ t/m}^2 = 14,97 \text{ kg/cm}$$

Jumlah tekanan pada pintu = 14,97 x 100 = 1497 kg

a. Akibat gaya tarik pintu bergerak ke atas

(G₁) = berat sendiri stang + berat penyambung + berat daun pintu.

$$\text{Berat stang} = 2 \times 3 \times 0,000707 \times 7200 = 30,54 \text{ kg}$$

$$\text{Berat pintu} = 1,00 \times 1,6 \times 800 \times 0,05 = 64 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat penyambung ditaksir} &= 20 \text{ kg} \\ &\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &114,54 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gesek} &= f \cdot \text{tekanan air} \\ &= 0,4 \times 1497 = 598,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$G = G_1 + \text{Gaya gesek}$$

$$G = 114,54 + 598,8 = 713,34 \text{ kg}$$

Kontrol terhadap tegangan diperhitungkan dengan Persamaan 2.103 sebagai berikut :

$$\frac{G}{F_s} < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

dimana ;

$$G = \text{total gaya (ton)}$$

$$F_s = \text{luas stang pengangkat (m}^2\text{)}$$

$$\frac{713,34}{2,7,07} = 50,45 \text{ kg/cm}^2 < 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

b. Akibat gaya tekan pintu bergerak turun

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = \text{Gaya gesek} - G_1$$

$$\text{Total gaya (P}_k\text{)} = 598,8 - 114,54 = 484,26 \text{ kg}$$

Digunakan Persamaan Euler 2.108 dan 2.109 sebagai berikut :

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{L_k^2}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \cdot L \cdot \sqrt{2}$$

dimana :

$$E = \text{modulus elastisitas} = 2,1 \cdot 10^6$$

$$I = \text{momen inersia (cm}^4\text{)} = 2 \times 3,91 = 7,82 \text{ cm}^4$$

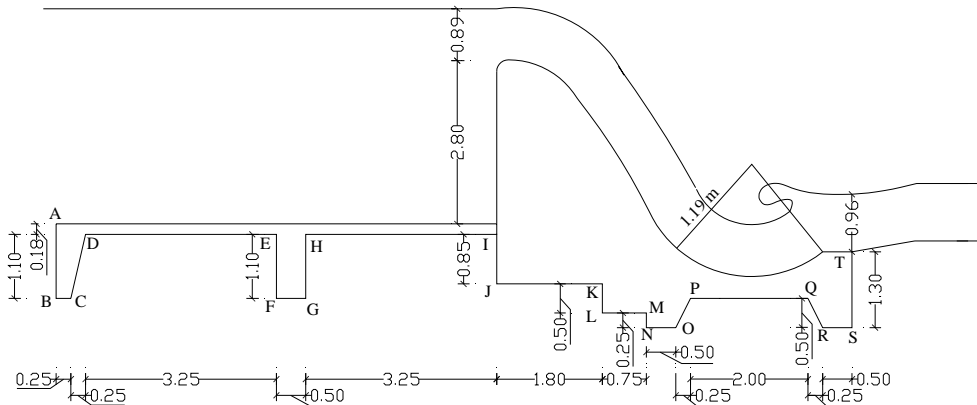
$$L = \text{panjang besi (cm)} = 300 \text{ cm}$$

$$L_k = \frac{1}{2} \cdot 300 \sqrt{2} = 212,3 \text{ cm}$$

$$P_k = \frac{\pi^2 \cdot 2,1 \cdot 10^6 \cdot 7,82}{212,13^2} = 3601,82 \text{ kg} > 484,26 \text{ kg} \quad \text{Aman}$$

5.2.2.7. Perhitungan Hidroulik Gradient

Untuk mengecek keamanan terhadap rembesan, digunakan angka rembesan teori Lane dengan Persamaan 2.111. Dimensi bendung yang direncanakan dicek keamanannya rembesan dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.28. Sketsa bendung terhadap rembesan Lane

Tabel 5.27. Panjang Rembesan Lane

No.	Garis Lane	Panjang Rembesan	
		L_v	$1/3 L_h$
1	AB	1,28	
2	BC		0,083
3	CD	1,10	
4	DE		1,083
5	EF	1,10	
6	FG		0,17
7	GH	1,10	
8	HI		1,083
9	IJ	0,85	
10	JK		0,60
11	KL	0,50	
12	LM		0,25
13	MN	0,25	
14	NO		0,17
15	OP	0,50	
16	PQ		0,67
17	QR	0,50	
18	RS		0,17
19	ST	1,30	
Jumlah		8,48	4,28

$$L_v + 1/3 \cdot L_h = L$$

$$L = 8,48 + 4,28 = 12,76 \text{ m}$$

$$L \geq c \cdot \Delta H$$

dimana :

$$L = \text{panjang rembesan Lane} = 12,76 \text{ m}$$

$$C = \text{koefisien rembesan Lane} = 3 \text{ (untuk kerikil berbatu)}$$

$$\Delta H = \text{Beda tinggi muka air hulu dan hilir}$$

Pada saat banjir

$$\Delta H = \text{Elevasi muka air diatas mercu bendung} - \text{elevasi muka air dihilir bendung}$$

$$= 710,629 - 707,844 = 2,785 \text{ m}$$

$$12,76 > 3 \times 2,785$$

$$12,76 > 8,355 \text{ m Aman.}$$

o **Kontrol terhadap gerusan**

Cek pengaruh gerusan di hilir pintu bendung menggunakan Persamaan 2.112 sebagai berikut :

$$R = 0,47 \left(\frac{Q}{f} \right)^{1/3}$$

dimana :

$$R = \text{kedalaman gerusan terhadap elevasi muka banjir (m)}$$

$$Q = \text{debit air} = 124,79 \text{ m}^3/\text{det}$$

$$f = \text{faktor lumpur lacey} = 1,76 \text{ (dm)}^{0,5}$$

$$\text{dm} = \text{diameter rata-rata dasar sungai dengan asumsi kerikil sedang} = 25 \text{ mm}$$

$$f = 1,76 \cdot 25^{0,5} = 8,8$$

$$R = 0,47 \left(\frac{124,790}{8,8} \right)^{1/3} = 1,1$$

Dengan angka keamanan 1,5 maka

$$R = 1,5 \times 1,1 = 1,706 \text{ m}$$

$$1,706 > 1,30$$

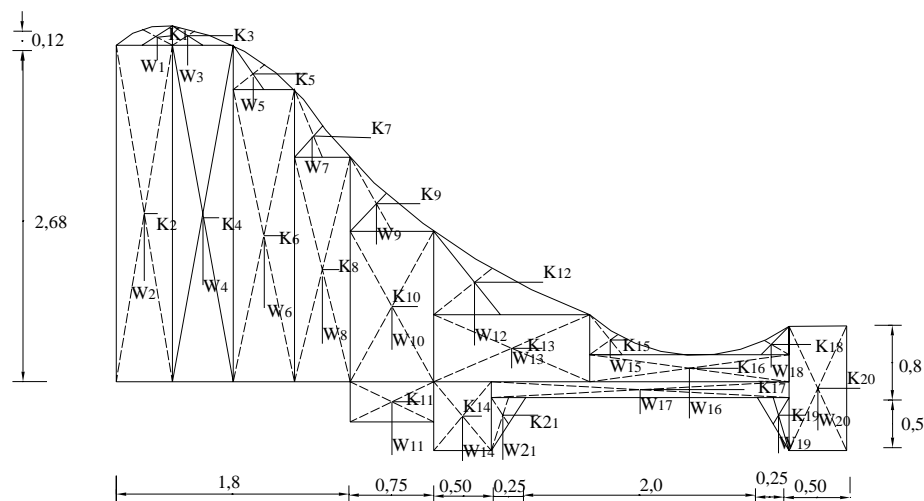
$$R > h$$

Kedalaman pondasi dihilir bendung adalah 1,30 maka pondasi perlu diberi bronjong dihilir bendung untuk menahan gerusan.

5.2.2.8. Stabilitas Bendung

1. Gaya-gaya akibat berat sendiri konstruksi

Gaya-gaya akibat berat sendiri konstruksi dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.29. Gaya akibat berat sendiri dan gempa

Dalam menghitung berat konstruksi digunakan Persamaan 2.113 sebagai berikut :

$$G = V \cdot \gamma$$

dimana :

G = berat konstruksi (ton)

V = volume konstruksi (m³)

γ = berat jenis pasangan (ton/m³)

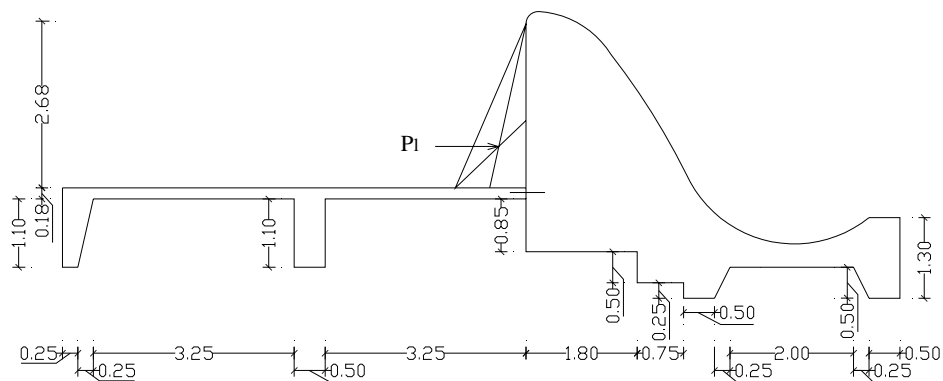
Tabel 5.28. Gaya Akibat Berat Sendiri Bendung

No	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	γ_{pas} (t/m ³)	V (ton)	Lengan (m)	Momen (tm)
1	½ x 0,12 x 0,45	0,03	2,35	0,071	5,75	0,405
2	0,45 x 3,71	1,67	2,35	3,925	5,825	22,86

3	0,45 x 0,12 x ½	0,03	2,35	0,071	5,45	0,384
4	0,45 x 3,71	1,67	2,35	3,925	5,375	21,094
5	0,45 x 0,5 x 0,3	0,07	2,35	0,165	5	0,823
6	0,45 x 3,41	1,53	2,35	3,596	4,925	17,71
7	0,45 x 0,5 x 0,5	0,11	2,35	0,259	4,55	1,176
8	0,45 x 2,91	1,34	2,35	3,149	4,475	14,092
9	1,05 x 0,5 x 0,75	0,39	2,35	0,917	4	3,666
10	0,75 x 1,86	1,39	2,35	3,267	3,875	12,658
11	0,75 x 0,5	0,38	2,35	0,893	3,875	3,460
12	1,05 x 1,1 x 0,5	0,58	2,35	1,363	3,13	4,266
13	0,6 x 1,1	0,66	2,35	1,551	2,95	4,576
14	0,5 x 0,75	0,38	2,35	0,893	3,25	2,902
15	0,95 x 0,5 x 0,4	0,19	2,35	0,447	2,083	0,930
16	1,9 x 0,2	0,38	2,35	0,893	1,45	1,295
17	2,5 x 0,2	0,5	2,35	1,175	1,75	2,056
18	0,5 x 0,96 x 0,4	0,19	2,35	0,447	0,816	0,364
19	0,5 x 0,25 x 0,5	0,63	2,35	1,481	0,583	0,863
20	1,3 x 0,5	0,65	2,35	1,528	0,25	0,382
21	0,25 x 0,5 x 0,5	0,06	2,35	0,141	2,916	0,411
			ΣV	30,151	ΣM	116,370

2. Gaya akibat tekanan Lumpur

Bendung juga akan mengalami gaya akibat Lumpur, Gaya yang bekerja akibat Lumpur dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.30. Gaya akibat Lumpur

Endapan lumpur diperhitungkan setinggi mercu, dalam perhitunganya digunakan Persamaan 2.114 sebagai berikut :

$$P_l = \frac{1}{2} \cdot \gamma_{sub} \cdot h^2 \cdot K_a$$

dimana :

h = tinggi endapan lumpur (m)

$$K_a = \text{koefisien tekanan lumpur} = \left(\frac{1 - \sin 34^\circ}{1 + \sin 34^\circ} \right) = 0,283$$

$$\gamma_{sub} = \text{berat jenis submerged} = \gamma_s - \gamma_w = 1,91 - 1 = 0,91 \text{ ton/m}^3$$

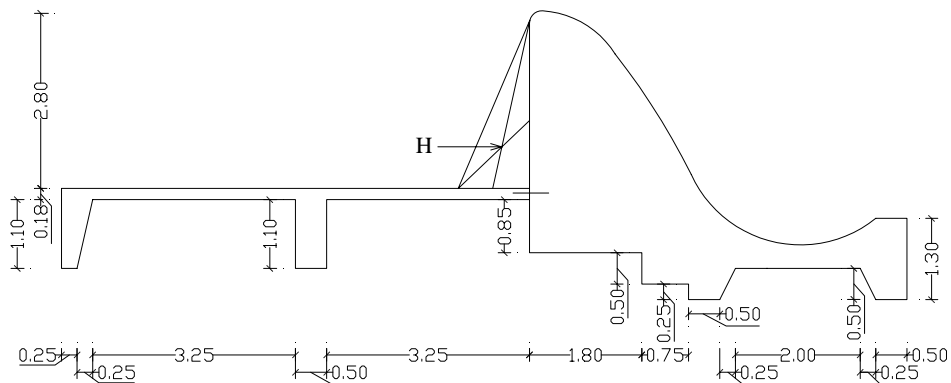
$$P_l = \frac{1}{2} \times 0,91 \times 2,68^2 \times 0,283 = 0,925 \text{ ton}$$

$$\text{Dengan lengan } L = \frac{1}{3} \times 2,68 + 1,03 + 0,5 + 0,25 = 2,673 \text{ m}$$

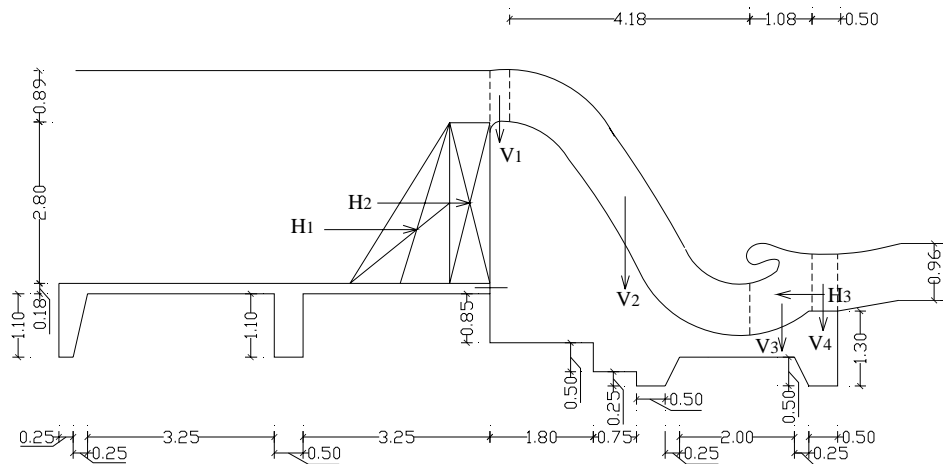
$$\text{Momen yang terjadi } M = P_l \cdot L = 0,925 \times 2,673 = 2,473 \text{ tm}$$

3. Akibat Tekanan Hidrostatik

Gaya yang bekerja akibat tekanan hidrostatik pada saat air normal dan banjir dapat dilihat pada gambar sebagai berikut :



Gambar 5.31. Gaya akibat tekanan hidrostatik pada saat air normal



Gambar 5.32. Gaya akibat tekanan hidrostatik pada saat banjir

Gaya tekanan horizontal dan vertikal air diperhitungkan dengan Persamaan 2.115 sebagai berikut :

$$H = \gamma_w \cdot A$$

dimana :

H = tekanan air (ton)

γ_w = berat jenis air (ton/m³)

A = luas bidang (m²)

Pada saat muka air normal besarnya gaya yang bekerja adalah sebagai berikut :

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

$$H = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 2,8^2 = 3,92 \text{ ton}$$

$$L = \frac{1}{3} \cdot 2,8 + 0,18 + 0,85 + 0,5 + 0,25 = 2,71 \text{ m}$$

$$M = 3,92 \cdot 2,71 = 10,64 \text{ tm}$$

Tabel 5.29. Gaya Horizontal Akibat Tekanan Hidrostatik Pada Saat Banjir

Notasi	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	w (t/m)	H (ton)	L (m)	M (tm)
H ₁	0,5 x 2,8 x 2,8	3,92	1,00	-3,92	2,66	-10,43
H ₂	2,8 x 0,89	2,49	1,00	-2,49	3,18	-7,92
H ₃	$\frac{1}{2} \times (0,89 + 0,96) \times 0,25$	0,23	1,00	0,23	1,59	0,37
				-6,18		-17,98

Tabel 5.30. Gaya Vertikal Akibat Tekanan Hidrostatik Pada Saat Banjir

Notasi	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	w (t/m)	V (ton)	L (m)	M (tm)
V ₁	0,5 x (0,89 + 1,01) x 0,3	0,30	1,00	0,30	5,03	1,51
V ₂	5,67 x 0,89	5,05	1,00	5,05	3,66	18,48
V ₃	½ x (0,89 + 0,96) x 1,08	0,99	1,00	0,99	1,36	1,36
V ₄	0,96 x 0,5	0,48	1,00	0,48	1,78	0,85
				6,82		22,20

4. Akibat gaya gempa

Gaya gempa diperhitungkan dengan Persamaan 2.116 sebagai berikut :

$$K = E.G$$

dimana :

K = gaya gempa (ton)

E = koefisien gempa (0,15)

G = berat konstruksi (ton)

Adapun perhitungan koefisien gempa adalah sebagai berikut :

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

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

dimana :

a_d = percepatan gravitasi rencana (cm/det²)

n,m = koefisien jenis tanah n = 0,87 dan m = 1,05 (Tanah *diluvium*)

a_c = percepatan kejut dasar = 130 cm/det² untuk periode ulang 50 tahun

g = percepatan gravitasi = 980 cm/det²

z = faktor yang tergantung letak geografis = 1 untuk daerah merapi

$$a_d = 0,87 (130 \cdot 1)^{1,05} = 144,264 \text{ cm/det}^2$$

$$E = \frac{144,264}{980} = 0,15$$

Tabel 5.31. Gaya Akibat Gempa

No	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	pas (t/m ³)	G (ton)	E	K (ton)	L (m)	M (t/m)
1	½ x 0,12 x 0,45	0,03	2,35	0,071	0,15	0.011	4.5	0.05
2	0,45 x 3,71	1,67	2,35	3,925	0,15	0.589	2.61	1.53
3	0,45 x 0,12 x ½	0,03	2,35	0,071	0,15	0.011	4.5	0.05
4	0,45 x 3,71	1,67	2,35	3,925	0,15	0.589	2.61	1.53
5	0,45 x 0,5 x 0,3	0,07	2,35	0,165	0,15	0.025	4.26	0.11
6	0,45 x 3,41	1,53	2,35	3,596	0,15	0.539	2.46	1.32
7	0,45 x 0,5 x 0,5	0,11	2,35	0,259	0,15	0.039	3.83	0.15
8	0,45 x 2,91	1,34	2,35	3,149	0,15	0.472	2.21	1.04
9	1,05 x 0,5 x 0,75	0,39	2,35	0,917	0,15	0.137	2.96	0.41
10	0,75 x 1,86	1,39	2,35	3,267	0,15	0.490	1.68	0.82
11	0,75 x 0,5	0,38	2,35	0,893	0,15	0.134	0.5	0.07
12	1,05 x 1,1 x 0,5	0,58	2,35	1,363	0,15	0.204	1.7	0.35
13	0,6 x 1,1	0,66	2,35	1,551	0,15	0.233	1.05	0.24
14	0,5 x 0,75	0,38	2,35	0,893	0,15	0.134	0.38	0.05
15	0,95 x 0,5 x 0,4	0,19	2,35	0,447	0,15	0.067	1.03	0.07
16	1,9 x 0,2	0,38	2,35	0,893	0,15	0.134	0.8	0.11
17	2,5 x 0,2	0,50	2,35	1,175	0,15	0.176	0.7	0.12
18	0,5 x 0,96 x 0,4	0,19	2,35	0,447	0,15	0.067	1.03	0.07
19	0,5 x 0,25 x 0,5	0,63	2,35	1,481	0,15	0.222	0.33	0.07
20	1,3 x 0,5	0,65	2,35	1,528	0,15	0.229	0.65	0.15
21	0,25 x 0,5 x 0,5	0,06	2,35	0,141	0,15	0.021	0.33	0.01
						4,523		8.32

5. Akibat gaya-gaya uplift pressure

Gaya uplift pressure terjadi pada saat air normal dan banjir, perhitungannya antara lain dengan menggunakan Persamaan 2.117 sebagai berikut :

$$P_x = H_x - \frac{L_x}{l} \cdot H$$

dimana :

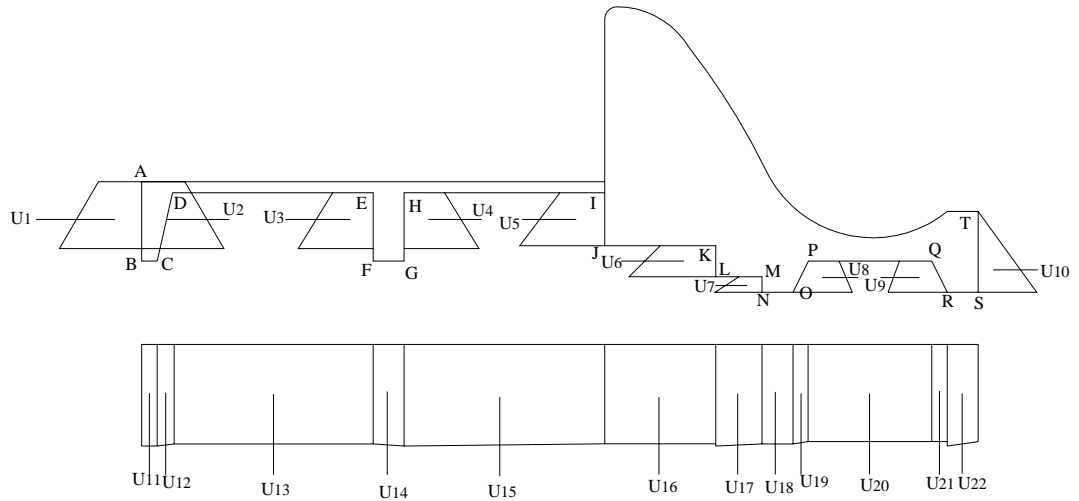
P_x = gaya akibat pada x (ton/m)

H_x = jarak titik yang ditinjau ke muka air (m)

L_x = jarak / panjang bidang kontak bangunan dan bawah tanah (m)

H = beda tinggi energi (m)

L = panjang total bidang kontak bendung dan tanah bawah = $L_v + 1/3 L_h$ (m)



Gambar 5.33. Gaya akibat uplift

- o Perhitungan gaya uplift pada saat muka air normal disajikan pada tabel sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \Delta H &= \text{Elevasi mercu bendung} - \text{elevasi tanah dihilir bendung} \\ &= 709,684 - 706,590 = 3,278 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 5.32. Gaya Uplift di Titik X Pada Saat Muka Air Normal

Titik	Batas	Lv	1/3 L _h (m)	L _x (m)	L (m)	H (m)	H _x (m)	P _x (ton)
A				0	12,76	3,278	2,8	2.800
	A-B	1,28						
B				1,28	12,76	3,278	4,08	2.471
	B-C		0,083					
C				1,36	12,76	3,278	4,08	2.451
	C-D	1,10						
D				2,46	12,76	3,278	2,98	2.168
	D-E		1,083					
E				3,55	12,76	3,278	2,98	1.888
	E-F	1,10						
F				4,65	12,76	3,278	4,08	1.605
	F-G		0,17					
G				4,82	12,76	3,278	4,08	1.562
	G-H	1,10						
H				5,92	12,76	3,278	2,98	1.279
	H-I		1,083					

I				6,99	12,76	3,278	2,98	1.004
	I-J	0,85						
J				7,85	12,76	3,278	3,83	0.783
	J-K		0,60					
K				8,45	12,76	3,278	3,83	0.629
	K-L	0,50						
L				8,95	12,76	3,278	4,33	0.501
	L-M		0,25					
M				9,20	12,76	3,278	4,33	0.437
	M-N	0,25						
N				9,45	12,76	3,278	4,58	0.372
	N-O		0,17					
O				9,62	12,76	3,278	4,58	0.329
	O-P	0,50						
P				10,12	12,76	3,278	4,08	0.200
	P-Q		0,67					
Q				10,79	12,76	3,278	4,08	0.028
	Q-R	0,50						
R				11,29	12,76	3,278	4,58	-0.100
	R-S		0,17					
S				11,46	12,76	3,278	4,58	-0.144
	S-T	1,30						
T				12,76	12,76	3,278	3,28	-0.478

Karena antara lantai udik dan bendung dibatasi dengan delatasi, maka gaya *uplift* yang terjadi pada bendung berasal dari U_5 s/d U_{18} .

Tabel 5.33. Gaya Uplift Horizontal Pada Saat Muka Air Normal

Notasi	Uraian	U (ton)	L (m)	M (tm)
U_5	$0,5 \times (1,004 + 0,783) \times 0,85$	0.76	1.175	0.893
U_6	$0,5 \times (0,629 + 0,501) \times 0,5$	0.28	0.50	0.14
U_7	$0,5 \times (0,629 + 0,372) \times 0,25$	0.25	0.125	0.0313
U_8	$0,5 \times (0,20 + 0,329) \times 0,5$	-0.13	0.25	-0.033
U_9	$0,5 \times (0,028 + -0,1) \times 0,5$	-0.243	0.25	-0.061
U_{10}	$0,5 \times 0,144 \times 1,3$	-0.90	0.433	-0.39
		0.017		0.581

Tabel 5.34. Gaya Uplift Vertikal Pada Saat Muka Air Normal

Notasi	Uraian	U (ton)	L (m)	M (tm)
U_{14}	$0,5 \times (1,605 + 1,562) \times 0,5$	0.792	6.550	5.188

U ₁₅	0,5 x (1,279 + 1,004) x 3,25	3.710	4.675	17.34
U ₁₆	0,5 x (0.783 + 0.629) x 1.8	1.271	2.15	2.733
U ₁₇	0,5 x (0.501 + 0.437) x 0.75	0.352	0.875	0.308
U ₁₈	0,5 x (0,372 + 0,329) x 0,5	0.175	0.25	0.044
		6.3		25.616

- o Perhitungan gaya uplift pada saat muka air normal disajikan pada tabel sebagai berikut :

ΔH = Elevasi muka air di atas mercu bendung - elevasi muka air dihilir bendung

$$= 710,574 - 707,550 = 3,024 \text{ m.}$$

Tabel 5.35. Gaya Uplift di Titik X Pada Saat Banjir

Titik	Batas	L _v	1/3 L _h (m)	L _x (m)	L (m)	H (m)	H _x (m)	P _x (ton)
A				0	12,76	3,024	3.69	3.690
	A-B	1,28						
B				1,28	12,76	3,024	4.97	4.649
	B-C		0,083					
C				1,36	12,76	3,024	4.97	4.629
	C-D	1.10						
D				2,46	12,76	3,024	3.87	3.252
	D-E		1,083					
E				3,55	12,76	3,024	3.87	2.979
	E-F	1,10						
F				4,65	12,76	3,024	4.97	3.802
	F-G		0,17					
G				4,82	12,76	3,024	4.97	3.76
	G-H	1,10						
H				5,92	12,76	3,024	3.87	2.384
	H-I		1,083					
I				6,99	12,76	3,024	3.87	2.115
	I-J	0,85						
J				7,85	12,76	3,024	4.72	2.749
	J-K		0,60					
K				8,45	12,76	3,024	4.72	2.598
	K-L	0,50						
L				8,95	12,76	3,024	5.22	2.973
	L-M		0,25				0	
M				9,20	12,76	3,024	5.22	2.910
	M-N	0,25						

N				9,45	12,76	3,024	5,47	3.097
	N-O		0,17					
O				9,62	12,76	3,024	5,47	3.054
	O-P	0,50						
P				10,12	12,76	3,024	4,97	2.429
	P-Q		0,67					
Q				10,79	12,76	3,024	4,97	2.261
	Q-R	0,50						
R				11,29	12,76	3,024	5,47	2.635
	R-S		0,17					
S				11,46	12,76	3,024	5,47	2.592
	S-T	1,30						
T				12,76	12,76	3,024	4,17	0.966

Tabel 5.36. Gaya Uplift Horizontal Pada Saat Banjir

Notasi	Uraian	U (ton)	L (m)	M (tm)
U ₅	$0,5 \times (2.115 + 2.749) \times 0,85$	2.067	1.175	2.4287
U ₆	$0,5 \times (2.598 + 2.973) \times 0,5$	1.393	0.50	0.6965
U ₇	$0,5 \times (2.910 + 3.097) \times 0,25$	0.751	0.125	0.0939
U ₈	$0,5 \times (3.054 + 2.429) \times 0,5$	-1.371	0.25	-0.343
U ₉	$0,5 \times (2.261 + 2.635) \times 0,5$	1.224	0.25	0.306
U ₁₀	$0,5 \times 2.592 \times 1,3$	-1.685	0.433	-0.73
		2.379		2.453

Tabel 5.37. Gaya Uplift Vertikal Pada Saat Banjir

Notasi	Uraian	U (ton)	L (m)	M (tm)
U ₁₄	$0,5 \times (3.802 + 3.760) \times 0,5$	0.756	6.550	4.9518
U ₁₅	$0,5 \times (2.384 + 2.115) \times 3,25$	7.311	4.675	34.179
U ₁₆	$0,5 \times (2.749 + 2.598) \times 1,8$	4.812	2.15	10.346
U ₁₇	$0,5 \times (2.973 + 2.91) \times 0,75$	2.217	0.875	1.9399
U ₁₈	$0,5 \times (3.097 + 3.054) \times 0,5$	1.538	0.25	0.3845
		16.634		51.801

5.2.2.9. Kontrol Stabilitas

Kontrol terhadap stabilitas dilakukan pada keadaan antara lain sebagai berikut :

1. Kondisi air normal
2. Kondisi air banjir

3. Perhitungan stabilitas tembok sayap

Karena tanah dasar merupakan jenis tanah kerikil berpasir maka gaya *uplift* dikalikan dengan 0,67.

Tabel 5.38. Gaya-Gaya Yang Bekerja Pada Bendung

Gaya Yang Bekerja	Muka Air Normal				Muka Air Banjir			
	V (ton)	H (ton)	M _t (tm)	M _g (tm)	V (ton)	H (ton)	M _t (tm)	M _g (tm)
Akibat berat sendiri	30.15		-116.37		30.15		-116.37	
Akibat tekanan lumpur(sedimen)		0.93		2.473		0.93		2.473
Akibat tekanan hidrostatis		3.92		10.64	6.82	6.18	-22.20	17.98
Akibat gempa		4.52		8.32		4.52		8.320
Akibat gaya angkat (<i>uplift</i>)	-4.22	0.01	17.61	0.349	-11.15	1.59	34.707	1.644
Jumlah gaya dengan gempa	25.93	9.38	-98.76	21.782	25.83	13.22	-103.86	30.417
Jumlah gaya tanpa gempa	25.93	4.87	-98.76	13.462	25.83	8.69	-103.86	22.097

Tabel 5.39. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Gempa

No	Uraian		Muka air normal	Muka air banjir	Syarat Muka Air Normal	Syarat Muka air banjir
1	Geser	f.V/H	1,66	1,20	1,3	1,1
2	Guling	MV/MH	4,53	3,42	1,3	1,1

Tabel 5.40. Stabilitas Bendung Pada Kondisi Tanpa Gempa

No	Uraian		Muka air normal	Muka air banjir	Syarat Muka air normal	Syarat Muka air banjir
1	Geser	f. V/H	3,20	1,78	1,5	1,3
2	Guling	MV/MH	7,34	4,7	1,5	1,3

4. Kontrol Terhadap Eksentrisitas

Dalam mengontrol stabilitas bendung terhadap eksentrisitas digunakan Persamaan 2.120 sebagai berikut :

$$e = 0,5b - \left(\frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} \right) \leq \frac{B}{6}$$

dimana :

- e = eksentrisitas (m)
- b = lebar tapak bendung (m)
- $\sum MV$ = jumlah momen vertikal (tm)

ΣMH = jumlah momen horizontal (tm)

Pada saat kondisi normal

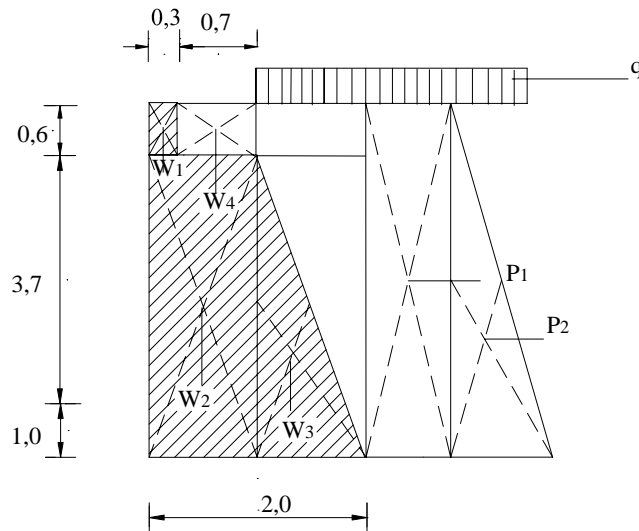
$$e = 0,5 \times 6,05 - \left(\frac{97,757 - 21,782}{25,93} \right) = 0,095 \text{ m} < \left(\frac{6,05}{6} \right) = 1,01 \text{ m} \quad \text{Aman}$$

Pada saat kondisi banjir

$$e = 0,5 \times 6,05 - \left(\frac{103,86 - 30,417}{25,83} \right) = 0,182 \text{ m} < \left(\frac{6,05}{6} \right) = 1,01 \text{ m} \quad \text{Aman}$$

5.2.2.9. Stabilitas dinding Sayap

Stabilitas dinding sayap diperhitungkan berdasarkan gambar sebagai berikut :



Gambar 5.34. Sketsa dinding sayap

Diketahui :

$$Q = 1 \text{ ton/m}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 1,80 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_{\text{pas}} = 2,35 \text{ t/m}^3$$

$$\theta = 34^\circ$$

$$K_a = \left(\frac{1 - \sin \theta}{1 + \sin \theta} \right) = \left(\frac{1 - \sin 34}{1 + \sin 34} \right) = 0,28$$

Tabel 5.41. Gaya Vertikal Dinding Sayap

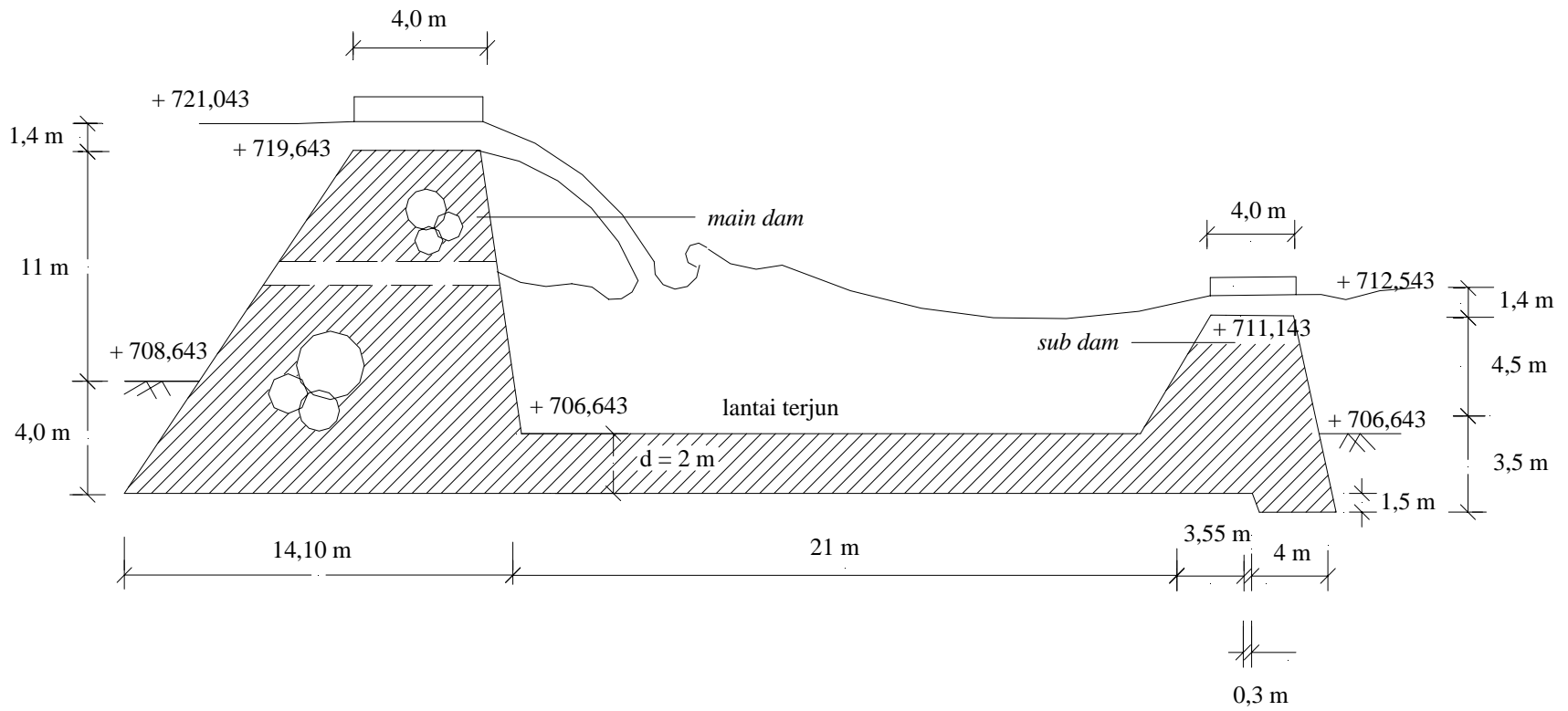
Notasi	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	Pas t/m	w (ton)	L (m)	M (t/m)
w ₁	0,6 x 0,3	0,18	2,35	0,423	0,15	0,064
w ₂	4,7 x 1,0	4,7	2,35	11,045	0,50	5,523
w ₃	½ x 1 x 4,7	2,35	2,35	5,52	1,67	9,218
w ₄	0,6 x 0,7	0,42	1,8	0,76	0,65	0,494
				17,748		15,299

Tabel 5.42. Gaya Horizontal Dinding Sayap

Notasi	Uraian	Volume per 1 m lebar (m)	Pas t/m	w (ton)	L (m)	M (t/m)
H ₁	0,6 x 5,3 x 0,28	0,89	2,35	2,09	2,65	5,545
H ₂	½ x 0,6 x 5,3 x 0,28	0,445	2,35	1,046	1,77	1,852
				3,136		7,397

Tabel 5.43. Stabilitas Dinding Sayap

No	Uraian			Syarat
1.	Geser	$f \cdot \Sigma V / \Sigma H$	3,39	1,30
2.	Guling	$\Sigma MV / \Sigma MH$	2,07	1,30



Gambar 5.10. Sketsa bangunan sabo dam

Tabel 5.20. Perhitungan Panjang Pengaruh Back Water

Q (m³/det)	ho	A (m²)	P (m)	R (m)	V (m/det)	V²/2g	E (m)	Δ E (m)	S_f	Δ S_f	S_o-S_f	Δ X (m)	∑ X (m)
140.89	12.4	1225.86	127.628	9.605	0.114931183	0.00067	12.40067		0.00000104				
140.89	10	945.40	117.74	8.0296	0.149026867	0.00113	10.00113	2.399541	0.00000221	0.00000118	0.059999	39.99313	39.99313
140.89	8	727.52	109.50	6.6440	0.193657906	0.00191	8.001913	1.999220	0.00000481	0.00000260	0.059997	33.32177	73.31490
140.89	5	427.70	97.14	4.4029	0.32941314	0.00554	5.005536	2.996377	0.00000241	0.0000193	0.059981	49.95566	123.2706
140.89	3	245.82	88.90	2.7651	0.57314295	0.01676	3.016760	1.988777	0.00013547	0.0001114	0.059889	33.20793	156.4785
140.89	2	160.28	84.78	1.8905	0.879024208	0.03942	2.039423	0.977337	0.00052897	0.0003935	0.059606	16.39649	172.8750
140.89	1.5	118.86	82.72	1.4369	1.185344102	0.07169	1.571686	0.467737	0.00138663	0.0008577	0.059142	7.908664	180.7836
140.89	0.49	37.94	78.56	0.4829	3.713810186	0.70369	1.193693	0.377993	0.05823264	0.0121010	0.047899	7.891450	188.6751