

## BAB V ANALISIS DATA DAN PEMBAHASAN

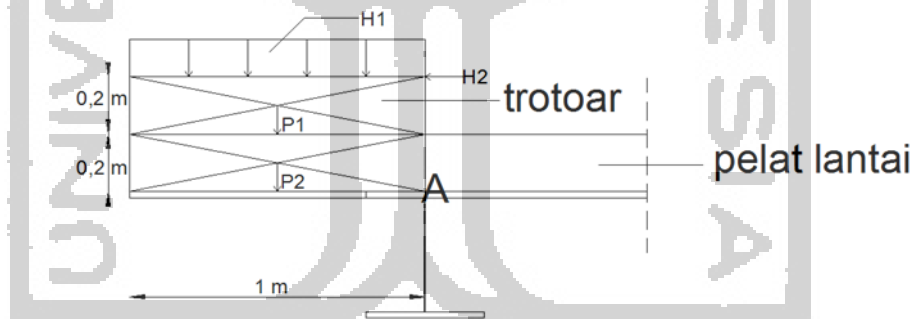
### 5.1. Perencanaan Struktur Atas Jembatan

#### 5.1.1. Trotoar

Dalam mendesain trotoar diperlukan desain sebaik mungkin untuk memberikan kelayakan bagi para pengguna jalan. Trotoar didesain berdasarkan beban yang bekerja pada trotoar, yaitu beban pejalan kaki dan beban sendiri yang kemudian dihitung nilai kekuatannya untuk dapat menahan beban dan memberikan rasa aman pada para pengguna trotoar. Berikut ini adalah langkah perencanaannya.

##### 1. Pembebanan

Pembebanan pada trotoar terdiri dari berat mati sendiri dan berat pejalan kaki seperti yang digambarkan pada Gambar 5.1 di bawah ini:



**Gambar 5.1 Pembebanan Pada Trotoar**

##### a. Beban mati sendiri (*MS*)

###### 1) Berat sendiri trotoar (*P1*)

$$\text{Tinggi trotoar } (h) = 0,2 \text{ m}$$

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

$$\text{Panjang trotoar } (L) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lengan } (l) = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri trotoar per meter

$$\begin{aligned} P_{MS1} &= \gamma_b \times b \times h \times L \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \times 1 \\ &= 4,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja akibat berat sendiri trotoar

$$\begin{aligned} M_{MS1} &= P_{MS1} \times l \\ &= 4,8 \times 0,5 \\ &= 2,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri pelat lantai ( $P_2$ )

$$\begin{aligned} \text{Tinggi pelat lantai } (h) &= 0,2 \text{ m} \\ \text{Lebar pelat lantai } (b) &= 1 \text{ m} \\ \text{Panjang pelat } (L) &= 1 \text{ m} \\ \text{Lengan } (l) &= 0,5 \text{ m} \\ \text{Berat jenis beton } (\gamma_b) &= 24 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

Berat sendiri pelat lantai per meter

$$\begin{aligned} P_{MS2} &= \gamma_b \times b \times h \times L \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \times 1 \\ &= 4,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja akibat berat sendiri pelat lantai

$$\begin{aligned} M_{MS2} &= P_{MS2} \times l \\ &= 4,8 \times 0,5 \\ &= 2,4 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Momen total akibat beban mati sendiri

$$\begin{aligned} M_{MS} &= M_{MS1} + M_{MS2} \\ &= 2,4 + 2,4 \\ &= 4,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

1) Berat pejalan kaki ( $HI$ )

$$\begin{aligned} \text{Beban } (q) &= 5 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Lebar pelat lantai } (b) &= 1 \text{ m} \\ \text{Panjang pelat } (L) &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan } (l) = 0,5 \text{ m}$$

Berat sendiri pejalan kaki

$$\begin{aligned} P_{TP1} &= q \times b \times L \\ &= 5 \times 1 \times 1 \\ &= 5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja akibat berat sendiri pejalan kaki

$$\begin{aligned} M_{TP1} &= P_{TP1} \times l \\ &= 5 \times 0,5 \\ &= 2,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Berat kerb ( $H_2$ )

$$\text{Beban } (q) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Lebar pelat lantai } (b) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pelat } (L) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Lengan } (l) = 0,4 \text{ m}$$

Berat sendiri kerb

$$\begin{aligned} P_{TP2} &= q \times b \times L \\ &= 5 \times 1 \times 1 \\ &= 5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen yang bekerja akibat berat sendiri kerb

$$\begin{aligned} M_{TP2} &= P_{TP2} \times l \\ &= 5 \times 0,4 \\ &= 2 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Momen total akibat beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} M_{TP} &= M_{TP1} + M_{TP2} \\ &= 2,5 + 2 \\ &= 4,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2. Momen ultimate

$$\text{Faktor ultimate berat mati sendiri } (\gamma_{MS}) = 1,3$$

$$\text{Faktor ultimate berat pejalan kaki } (\gamma_{TP}) = 1,8$$

$$\text{Momen akibat berat mati sendiri } (M_{MS}) = 4,8 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat berat pejalan kaki } (M_{TP}) = 4,5 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimate trotoar } (M_u) &= (\gamma_{MS} \times M_{MS}) + (\gamma_{TP} \times M_{TP}) \\
 &= (1,3 \times 4,8) + (1,8 \times 4,5) \\
 &= 14,34 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

### 3. Penulangan trotoar

#### a. Tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter tulangan pokok } (d_p) &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan bagi } (d_s) &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Kuat tekan beton } (f'_c) &= 30 \text{ MPa} \\
 \text{Kuat tarik baja } (f_y) &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1) &= 0,8357 \\
 \text{Faktor distribusi tegangan lentur } (\theta) &= 0,8 \\
 \text{Tebal pelat lantai kendaraan } (h) &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton } (S_b) &= 40 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0,8} \\
 &= \frac{14,34}{0,8} \\
 &= 17,925 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 2) Menentukan tinggi efektif trotoar ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\
 &= 200 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 152 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

#### 3) Menghitung nilai $R_n$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{17,925 \cdot 10^6}{1000 \cdot 152^2} \\
 &= 0,7758 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

#### 4) Menghitung nilai $m$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,68
 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$ 

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 4,07758}{400}}\right) \\ &= 0,00197\end{aligned}$$

 $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

## 6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 152 \\ &= 532 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

## 7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,062 \cdot 1000}{532} \\ &= 377,94 \text{ mm} \\ &\approx 370 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D16-90

## b. Tulangan bagi

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau ( $l$ ) adalah 1000 mmDiameter tulangan bagi ( $d_s$ ) = 13 mmTinggi efektif pelat lantai ( $d$ ) = 152 mm

## 1) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

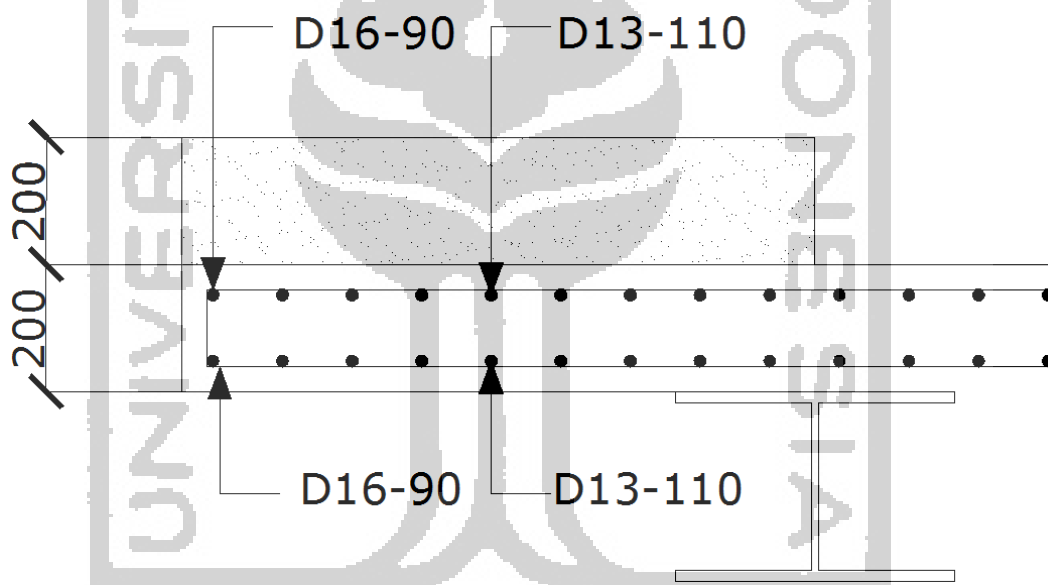
$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 532 \\ &= 266 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S_{pokok} &= \frac{A1d.b}{As'} \\
 &= \frac{132,73.1000}{266} \\
 &= 498,98 \text{ mm} \\
 &\approx 110 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D13-110

Gambar penulangan trotoar Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut ini.



**Gambar 5.2 Penulangan Trotoar**

#### 5.1.2. Pelat Lantai

Perencanaan pelat lantai didesain berdasarkan beban yang bekerja pada pelat lantai, yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, beban truk, dan beban angin yang kemudian dihitung nilai kekuatannya untuk dapat menahan beban dan memberikan rasa aman dan nyaman pada pengguna jalan. Berikut ini adalah langkah-langkah dalam merencanakan pelat lantai jembatan.

1. Pembebanan
  - a. Beban sendiri (*MS*)

## 1) Berat sendiri pelat

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau ( $l$ ) adalah 1000 mm

Tinggi pelat ( $h$ ) = 0,2 m

Berat jenis beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS\ pelat} &= \gamma_b \times l \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \\ &= 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 2) Berat sendiri trotoar

Tinggi trotoar ( $h$ ) = 0,2 m

Lebar trotoar ( $b$ ) = 1 m

Berat jenis beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

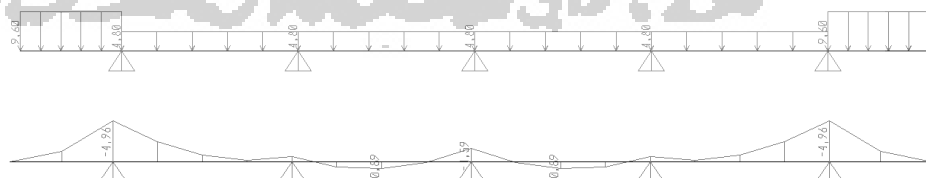
Berat sendiri trotoar

$$\begin{aligned} Q_{MS\ trotoar} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \\ &= 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

## 3) Total beban sendiri

$$\begin{aligned} Q_{MS\ total} &= Q_{MS\ pelat} + Q_{MS\ trotoar} \\ &= 4,8 + 4,8 \\ &= 9,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban sendiri pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban sendiri dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



**Gambar 5.3 Pembebanan dan Hasil Perhitungan SAP2000 pada Beban Mati Sendiri Pelat Lantai Jembatan**

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.2 diperoleh momen terbesar negatif sebesar 4,96

kNm dan momen terbesar positif sebesar 0,89 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati sendiri adalah 1,3.

b. Beban mati tambahan (*MA*)

1) Berat sendiri aspal

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (*l*) adalah 1000 mm

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ aspal}} &= \gamma_a \times l \times h \\ &= 22 \times 1 \times 0,05 \\ &= 1,1 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau (*l*) adalah 1000 mm

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

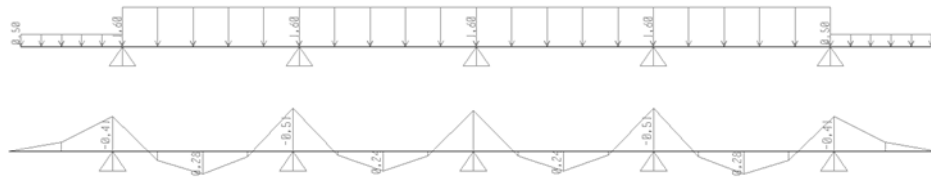
$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times l \times h \\ &= 10 \times 1 \times 0,05 \\ &= 0,5 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total beban mati tambahan (*MA*)

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ total}} &= Q_{MS \text{ aspal}} + Q_{MS \text{ air hujan}} \\ &= 1,1 + 0,5 \\ &= 1,6 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban mati tambahan pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban mati tambahan dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.





**Gambar 5.4 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Mati Tambahan**

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.3 diperoleh momen terbesar negatif sebesar 0,51 kNm dan momen terbesar positif sebesar 0,28 kNm. Berdasarkan SNI 1725-2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban mati tambahan adalah 2.

c. Beban truk “T” ( $TT$ )

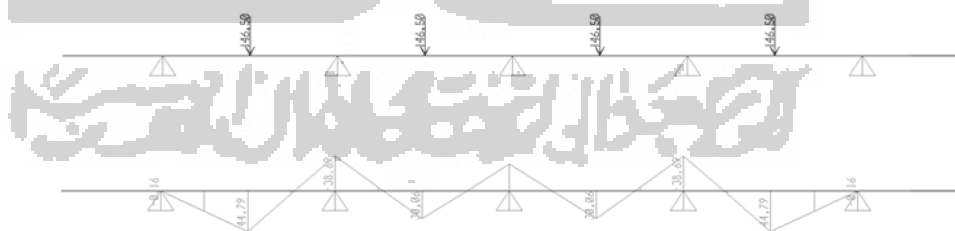
Beban roda gandar truk ( $T$ ) = 112,5 kN

Faktor beban dinamis ( $FBD$ )= 30%

Beban truk

$$\begin{aligned} P_{TT} &= (1+FBD) \times T \\ &= (1+30\%) \times 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban truk pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban truk dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



**Gambar 5.5 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Truk Lantai Jembatan**

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.4 diperoleh momen terbesar negatif sebesar 44,79 kNm dan momen terbesar positif sebesar 38,69 kNm. Berdasarkan SNI 1725-

2016 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban truk adalah 2.

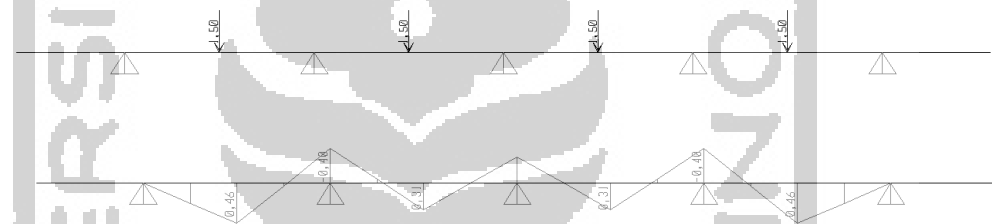
d. Beban Angin ( $EW$ )

Beban angin

$$Q_{EW} = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= h/b \times Q_{EW} \\ &= 1,8/1,75 \times 1,46 \\ &= 1,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban angin pelat lantai digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban angin dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



**Gambar 5.6 Pembebanan dan Hasil Perhitungan Momen SAP2000 pada Beban Angin Lantai Jembatan**

Momen yang digunakan untuk perencanaan adalah momen yang terbesar. Sehingga dari Gambar 5.9 diperoleh momen terbesar negatif sebesar 0,4 kNm dan momen terbesar positif sebesar 0,46 kNm. Berdasarkan RSNI T-02-2005 Standar Pembebanan untuk Jembatan, faktor beban untuk beban truk adalah 1,2.

2. Momen pada pelat lantai jembatan

Momen-momen yang didapatkan dari masing-masing tipe pembebanan harus dikalikan dengan suatu faktor beban masing-masing tipe pembebanan.

a. Momen akibat beban mati sendiri ( $MS$ )

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif} &= M^- \times \gamma_{MS} \\ &= 4,96 \times 1,3 \\ &= 6,448 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen positif} &= M^+ \times \gamma_{MS} \\ &= 0,89 \times 1,3 \end{aligned}$$

$$= 1,157 \text{ kNm}$$

b. Momen akibat beban mati tambahan ( $MA$ )

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif} &= M^- \times \gamma_{MA} \\ &= 0,51 \times 2 \\ &= 1,02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen positif} &= M^+ \times \gamma_{MA} \\ &= 0,28 \times 2 \\ &= 0,56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Momen akibat beban truk "T" ( $TT$ )

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif} &= M^- \times \gamma_{TT} \\ &= 44,79 \times 2 \\ &= 89,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen positif} &= M^+ \times \gamma_{TT} \\ &= 38,69 \times 2 \\ &= 77,38 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Momen akibat beban angin ( $EW$ )

$$\begin{aligned} \text{Momen negatif} &= M^- \times \gamma_{EW} \\ &= 0,4 \times 1,2 \\ &= 0,48 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen positif} &= M^+ \times \gamma_{EW} \\ &= 0,45 \times 1,2 \\ &= 0,552 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Rekapitulasi nilai momen dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5.1 Rekapitulasi Nilai Momen Pelat Lantai**

Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Momen		Satuan
			Negatif	Positif	
Beban sendiri	( $MS$ )	1,3	6,448	1,157	kNm
Beban mati tambahan	( $MA$ )	2,0	1,02	0,56	kNm
Beban truk "T"	( $TT$ )	2	89,58	77,38	kNm
Beban angin	( $EW$ )	1,2	0,48	0,552	kNm
Total Momen ( $M_u$ )			97,528	79,649	kNm

3. Penulangan di momen negatif pelat lantai jembatan

a. Penulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 16 mm
Diameter tulangan susut ( $d_s$ )	= 13 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 30 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,8357
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tebal pelat lantai kendaraan ( $h$ )	= 200 mm
Selimut beton ( $S_b$ )	= 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\ &= \frac{97,528}{0,8} \\ &= 121,91 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif lantai kendaraan ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 200 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai  $R_n$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{121,91 \cdot 10^6}{1000 \cdot 152^2} \\ &= 5,28 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai  $m$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \cdot 30} \\ &= 15,686 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 5,28}{400}}\right) \\ &= 0,0149\end{aligned}$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0149$$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times l \times d \\ &= 0,0149 \times 1000 \times 152 \\ &= 2271,29 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,062 \cdot 1000}{2271,29} \\ &= 88,52 \text{ mm} \\ &\approx 90 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D16-90

b. Tulangan bagi

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau ( $l$ ) adalah 1000 mm

Diameter tulangan bagi ( $d_s$ ) = 13 mm

Tinggi efektif pelat lantai ( $d$ ) = 152 mm

1) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 2271,29 \\ &= 1135,64 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$S_{\text{bagi}} = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s'}$$

$$= \frac{132,73 \cdot 1000}{1135,64}$$

$$= 116,8 \text{ mm}$$

$$\approx 110 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan bagi D13-110

4. Penulangan di momen positif pelat lantai jembatan

a. Penulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $dp$ ) = 16 mm

Diameter tulangan bagi ( $ds$ ) = 13 mm

Kuat tekan beton ( $f'c$ ) = 30 MPa

Kuat tarik baja ( $fy$ ) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ ) = 0,8357

Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ ) = 0,8

Tebal pelat lantai kendaraan ( $h$ ) = 200 mm

Selimut beton ( $Sb$ ) = 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$Mn = \frac{Mu}{0,8}$$

$$= \frac{79,649}{0,8}$$

$$= 99,56 \text{ kNm}$$

2) Menentukan tinggi efektif lantai kendaraan ( $d$ )

$$d = h - sb - \frac{1}{2} dp$$

$$= 200 - 40 - \frac{1}{2} 16$$

$$= 152 \text{ mm}$$

3) Menghitung nilai  $Rn$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{99,56 \cdot 10^6}{1000 \cdot 152^2}$$

$$= 4,309 \text{ MPa}$$

4) Menghitung nilai  $m$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 30}$$

$$= 15,686$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,686 \cdot 4,309}{400}} \right)$$

$$= 0,0119$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0119$$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$A_s = \rho \times l \times d$$

$$= 0,0119 \times 1000 \times 152$$

$$= 1805,78 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$S_{\text{pokok}} = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{201,062 \cdot 1000}{1805,78}$$

$$= 111,34 \text{ mm}$$

$$\approx 110 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok D16-90

b. Tulangan bagi

Panjang lantai kendaraan yang ditinjau ( $l$ ) adalah 1000 mm

Diameter tulangan bagi ( $d_s$ ) = 13 mm

Tinggi efektif pelat lantai ( $d$ ) = 152 mm

1) Menghitung luas tulangan bagi yang diperlukan

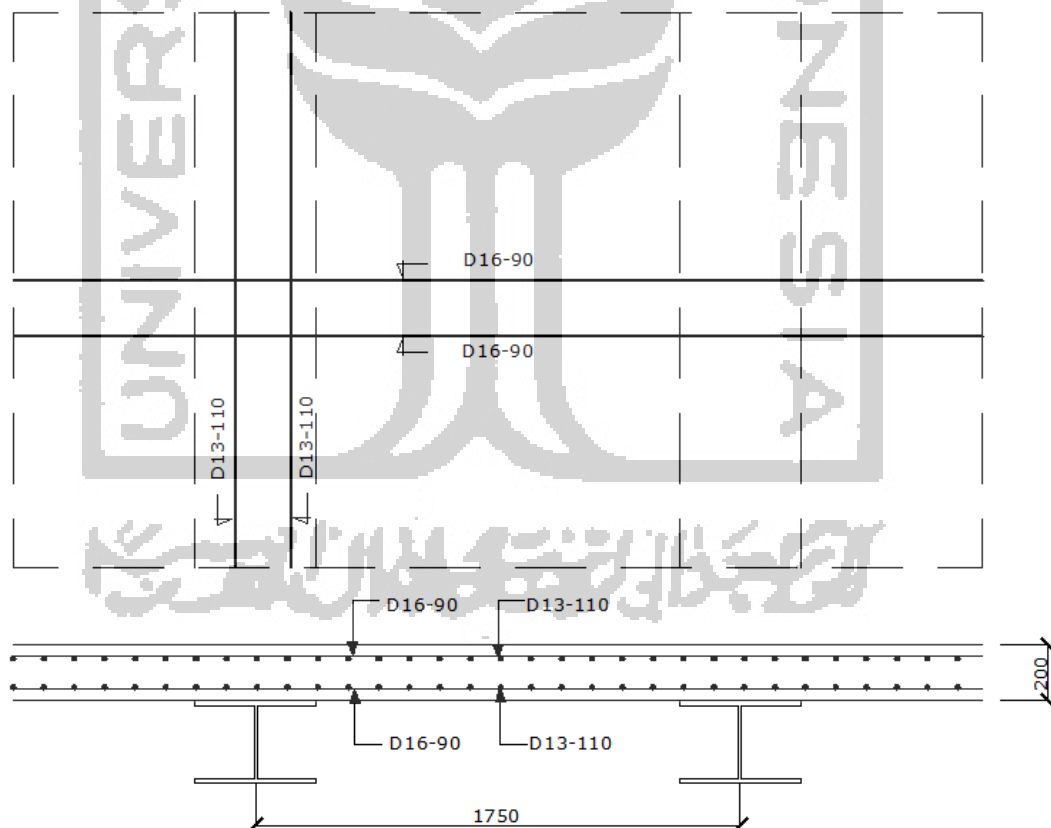
$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1805,79 \\
 &= 902,89 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S_{bagi} &= \frac{A1d.b}{A_s'} \\
 &= \frac{132,73 \cdot 1000}{902,89} \\
 &= 147,01 \text{ mm} \\
 &\approx 140 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D13-110

Gambar penulangan pelat lantai Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut ini.

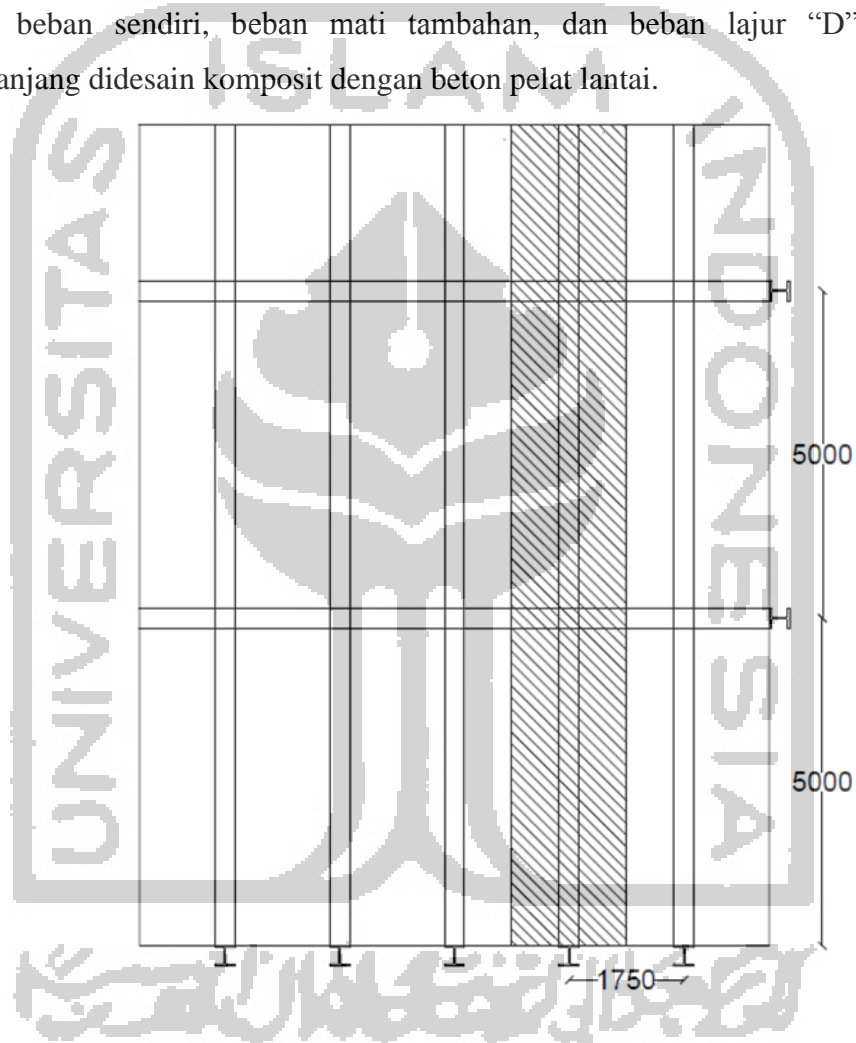


**Gambar 5.7 Penulangan Pelat Lantai**



### 5.1.3. Gelagar Memanjang (pendahuluan)

Gelagar memanjang adalah gelagar yang membentang sepanjang jalan. Gelagar memanjang berfungsi untuk menerima beban-beban yang bekerja di atasnya dan menyalurkannya ke bangunan di bawahnya. Perencanaan gelagar memanjang didesain berdasarkan beban yang bekerja pada gelagar memanjang, yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, dan beban lajur “D”. Gelagar memanjang didesain komposit dengan beton pelat lantai.



Gambar 5.8 Gelagar Memanjang

#### 1. Pembebanan

##### a. Beban sendiri ( $MS$ )

##### 1) Berat sendiri pelat

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi pelat } (h) = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS\ pelat} &= \gamma_b \times r \times h \\ &= 24 \times 1,75 \times 0,2 \\ &= 8,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri gelagar

Profil yang digunakan adalah profil IWF 440x300x11x18

$$Q_{MS\ gelagar} = 1,216 \text{ kN/m}$$

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Berat sendiri aspal

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned} Q_{MA\ aspal} &= \gamma_a \times r \times h \\ &= 22 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Berat sendiri air hujan

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MA\ air\ hujan} &= \gamma_w \times r \times h \\ &= 10 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 0,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

3) Total beban mati tambahan (MA)

$$\begin{aligned} Q_{MA\ total} &= Q_{MA\ aspal} + Q_{MA\ air\ hujan} \\ &= 1,925 + 0,875 \\ &= 2,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban terbagi merata (BTR)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\
 &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{45} \right) \\
 &= 7,5 \text{ kPa} \\
 &= 7,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

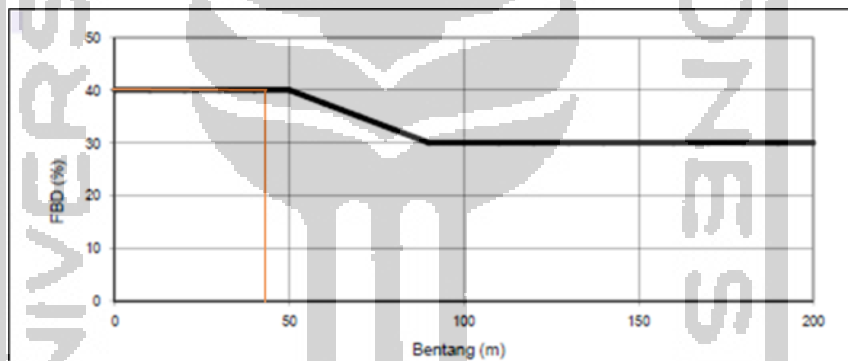
Beban terbagi merata

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times r \\
 &= 7,5 \times 1,75 \\
 &= 13,125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

d. Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$



**Gambar 5.9 FBD untuk BGT Bentang 45 m**

Faktor beban dinamis (FBD) = 40%

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times r \\
 &= (1 + 40\%) \times 49 \times 1,75 \\
 &= 120,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi total pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

**Tabel 5.2 Rekapitulasi Total Beban Gelagar Memanjang**

Jenis Beban	Kode	Nilai Beban	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban sendiri pelat	(MS)	8,4	1,3	10,92	kN/m

Beban sendiri baja	(MS)	1,216	1,1	1,338	kN/m
Beban mati tambahan	(MA)	2,8	2	5,6	kN/m
Beban terbagi merata	(BTR)	13,125	2	26,25	kN/m
Beban garis tegak	(BGT)	120,05	2	240,1	kN
Total beban merata				44,11	kN/m
Total beban titik				240,1	kN

2. Perhitungan momen

$$\text{Beban merata } (Qu) = 44,11 \text{ kN/m}$$

$$\text{Beban titik } (P) = 240,1 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (l) = 5 \text{ m}$$

Momen ultimate pada gelagar memanjang

$$\begin{aligned} Mu &= (1/8 \times q \times l^2) + (1/4 \times P \times l) \\ &= (1/8 \times 44,11 \times 5^2) + (1/4 \times 240,1 \times 5) \\ &= 437,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan adalah IWF 440x300x11x18 dengan standar JIS 3101 SS400

$$\text{Tinggi } (h) = 440 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } (b) = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal badan } (tw) = 11 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal sayap } (tf) = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Berat } (q) = 124 \text{ kg/m}$$

$$\text{Luas penampang } (As) = 15740 \text{ mm}^2$$

$$\text{Momen inersia X } (Ix) = 561000000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Momen inersia Y } (Iy) = 61100000 \text{ mm}^4$$

$$\text{Radius girasi X } (rx) = 169 \text{ mm}$$

$$\text{Radius girasi Y } (ry) = 71,8 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastis X } (Sx) = 2550000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastis Y } (Sy) = 541000 \text{ mm}^3$$

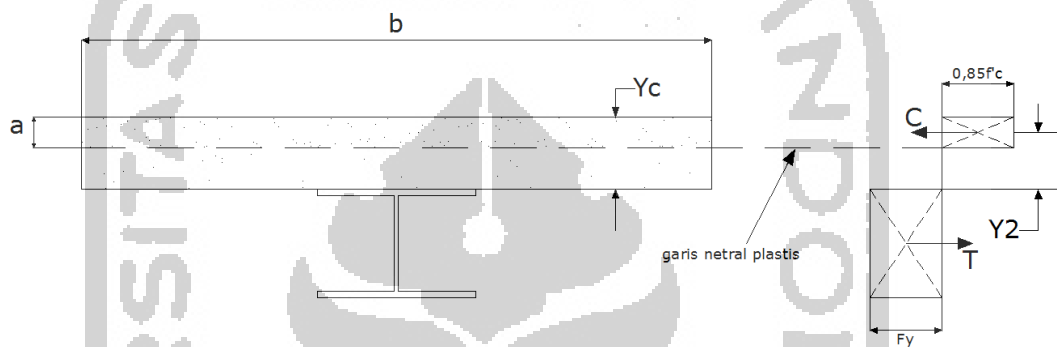
$$\text{Modulus plastis X } (Zx) = 2728000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus plastis Y } (Zy) = 822000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Faktor reduksi } (\Theta) = 0,9$$

- Tegangan leleh baja ( $F_y$ ) = 245 MPa  
 Modulus elastisitas ( $E$ ) = 200000 MPa  
 Tebal pelat lantai ( $ts$ ) = 200 mm  
 Jarak atr gel. memanjang ( $s_2$ ) = 1750 mm

Untuk menghitung momen plastis balok komposit dicari posisi sumbu netral plastis, yang tergantung proporsi C dan T. Kondisi distribusi tegangan plastis dapat dilihat di Gambar 5.10 berikut ini.



**Gambar 5.10 Distribusi Tegangan Plastis**

a. Cek klasifikasi profil badan

$$\lambda = \frac{h}{tw}$$

$$= \frac{440}{11}$$

$$= 40$$

$$\lambda_{pw} = 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{fy}}$$

$$= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$= 107,429$$

$$\lambda \leq \lambda_{pw}$$

**PROFIL BADAN KOMPAK**

Berdasarkan SNI 1729-2015, dikarenakan profil IWF gelagar memanjang adalah profil kompak maka perencanaan komposit profil IWF gelagar memanjang direncanakan menggunakan perencanaan komposit-plastis.

b. Luas penampang pelat lantai ( $A_c$ )

$$A_c = ts \times s_2$$

$$= 200 \times 1750$$

$$= 350000 \text{ mm}^2$$

c. Resultan gaya maksimum ( $C$  &  $T$ )

1) Gaya tekan maksimum

$$\begin{aligned} C &= 0,85 \times f'_c \times A_c \\ &= 0,85 \times 30 \times 350000 \\ &= 8925 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya tarik maksimum

$$\begin{aligned} T &= F_y \times A_s \\ &= 400 \times 15740 \\ &= 3856,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dikarenakan  $C > T$  maka garis netral plastis ada pada pelat beton

3) Garis netral ( $a$ )

$$\begin{aligned} a &= \frac{F_y A_s}{0,85 f'_c s_2} \\ &= \frac{400 \times 15740}{0,85 \times 30 \times 1750} \\ &= 86,416 \text{ mm} \end{aligned}$$

4) Jarak dari tepi atas profil baja ke bagian tepi atas pelat beton

$$\begin{aligned} Y_c &= t_s \\ &= 200 \text{ mm} \\ Y_2 &= Y_c - \frac{1}{2} a \\ &= 200 - \frac{1}{2} 86,42 \\ &= 156,79 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Momen lentur balok komposit

$$\begin{aligned} \phi Mn &= \phi \times F_y \times A_s \times (Y_2 + \frac{1}{2} h) \\ &= 0,9 \times 400 \times 15740 \times (156,79 + \frac{1}{2} 440) \\ &= 1307,72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Cek keamanan profil

$$\phi Mn = 1307,72 \text{ kNm}$$

$$Mu = 437,96 \text{ kNm}$$

$$\phi Mn \geq Mu$$

$$1307,72 \geq 437,96 \quad (\text{AMAN})$$

## e. Kuat geser balok

## 1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h}{tw} \\ &= \frac{440}{11} \\ &= 40\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pf} &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 2,24 \times \sqrt{\frac{200000}{245}} \\ &= 64\end{aligned}$$

Karena  $\lambda < \lambda_{pf}$  maka nilai  $\phi$  dan  $C_v$  masing-masing adalah 1

## 2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned}V_u &= 230,325 \text{ kN} \\ V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v \\ &= 1 \times 0,6 \times 245 \times 440 \times 11 \times 1 \\ &= 711,48 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$V_n > V_u \quad (\text{AMAN})$$

## f. Shear stud

## 1) Syarat shear stud

$$\text{Tebal sayap profil } (tf) = 18 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter shear stud } (\phi_{stud}) = 22 \text{ mm}$$

$$\phi_{stud} < 2,5 \text{ } tf$$

$$22 < 2,5 \times 18$$

$$22 < 45 \quad \text{OK!}$$

## 2) Kuat geser nominal shear stud

$$R_g = 1$$

$$R_p = 0,75$$

$$\begin{aligned}Q_{n1} &= 0,5 \times A_{sa} \times \sqrt{f'_c E_c} \\ &= 0,5 \times \frac{1}{4} \pi \times 22^2 \times \sqrt{30 \times 25742,96} \\ &= 167,03 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Qn2 &= Rg \times Rp \times Asa \times Fu \\
 &= 1 \times 0,75 \times \frac{1}{4} \pi \times 22^2 \times 400 \\
 &= 114,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Qn = 114,04 \text{ kN}$$

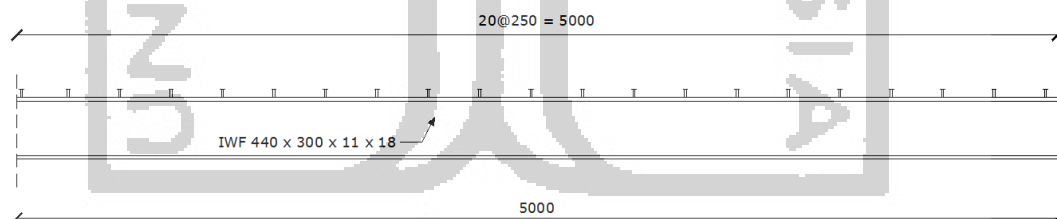
3) Gaya geser perlu

$$\begin{aligned}
 V' &= Fy \times As \\
 &= 245 \times 15740 \\
 &= 3856,3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Jumlah shear stud dan jarak pemasangan

$$\begin{aligned}
 n &= V'/Qn \\
 &= 3856,3/114,04 \\
 &= 33,81 \\
 &\approx 40 \text{ buah} \\
 s &= L/0,5n \\
 &= 5000/0,5 \cdot 40 \\
 &= 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut di bawah ini adalah gambar pemasangan shear stud pada gelagar memanjang.

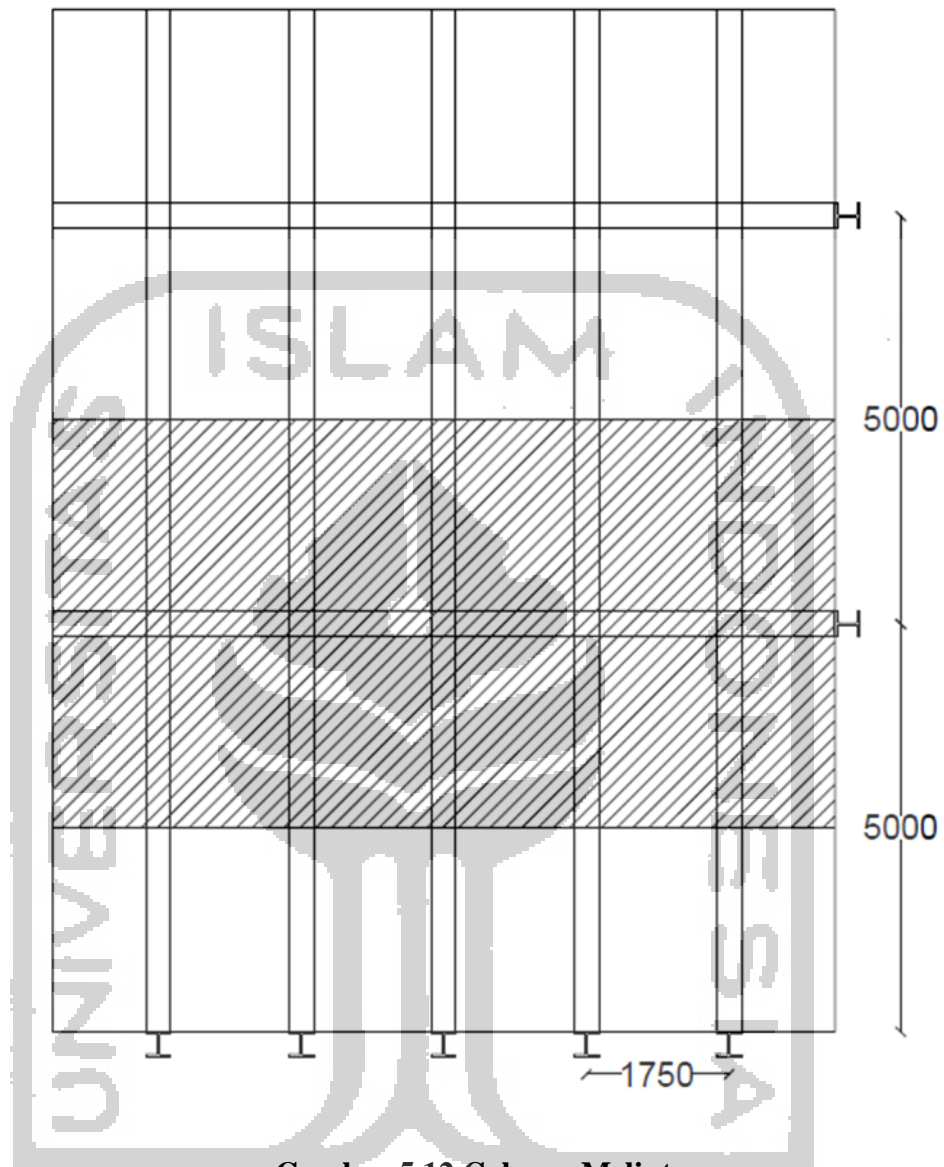


**Gambar 5.11 Pemasangan Shear Stud**

#### 5.1.4. Gelagar Melintang (pendahuluan)

Gelagar melintang adalah gelagar yang melintang selebar jembatan. Terletak di bawah gelagar memanjang sehingga ukuran gelagar melintang lebih besar dari gelagar memanjang. Perencanaan gelagar melintang didesain berdasarkan beban yang bekerja pada gelagar melintang, yaitu beban sendiri, beban mati tambahan, dan beban lajur “D”.





Gambar 5.12 Gelagar Melintang

1. Pembebanan

a. Beban mati 1 ( $Pu1$ )

1) Beban sendiri ( $MS$ )

a) Beban sendiri pelat

Jarak antar gelagar ( $r$ ) = 1,75 m

Tebal pelat lantai ( $h$ ) = 0,2 m

Berat jenis beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Berat sendiri pelat

$$Q_{MS\text{ pelat}} = \gamma_b \times r \times h$$

$$= 24 \times 1,75 \times 0,2$$

$$= 8,4 \text{ kN/m}$$

b) Beban sendiri gelagar memanjang

Profil yang digunakan pada gelagar memanjang adalah profil IWF

440x300x11x18

$$Q_{MS \text{ baja}} = 1,216 \text{ kN/m}$$

2) Beban mati tambahan (MA)

a) Berat sendiri aspal

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ aspal}} &= \gamma_a \times r \times h \\ &= 22 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times r \times h \\ &= 10 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 0,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Rekapitulasi total pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut ini.

**Tabel 5.3 Rekapitulasi Total Beban Mati 1 (Pu1)**

Jenis Beban	Kode	Nilai Beban	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban sendiri pelat	(MS)	8,4	1,3	10,92	kN/m
Beban sendiri baja	(MS)	1,216	1,1	1,3376	kN/m
Beban aspal	(MA)	1,925	2	3,85	kN/m
Beban air hujan	(MA)	0,875	2	1,75	kN/m

Total beban mati 1 ( $Qu1$ )	17,8576	kN/m
------------------------------	---------	------

$$\begin{aligned} \text{Total beban mati 1 (} Pu1 \text{)} &= Qu1 \times \text{panjang gelagar memanjang} \\ &= 17,8576 \times 5 \\ &= 89,288 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Beban mati 2 ( $Pu2$ )

1) Beban sendiri ( $MS$ )

a) Beban sendiri pelat

$$\text{Lebar trotoar (} r \text{)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai (} h \text{)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton (} \gamma_b \text{)} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_b \times r \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \\ &= 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban sendiri gelagar memanjang

$$Q_{MS \text{ baja}} = 1,216 \text{ kN/m}$$

c) Beban sendiri trotoar

$$\text{Lebar trotoar (} r \text{)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal trotoar (} h \text{)} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton (} \gamma_b \text{)} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ trotoar}} &= \gamma_b \times r \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \\ &= 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Beban mati tambahan ( $MA$ )

a) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar trotoar (} r \text{)} = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan (} h \text{)} = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air (} \gamma_w \text{)} = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned}
 Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times r \times h \\
 &= 10 \times 1 \times 0,05 \\
 &= 0,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi total pembebanan dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut ini.

**Tabel 5.4 Rekapitulasi Total Beban Mati 2 ( $Pu2$ )**

Jenis Beban	Kode	Nilai Beban	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban sendiri pelat	(MS)	4,8	1,3	6,24	kN/m
Beban sendiri baja	(MS)	1,216	1,1	1,3376	kN/m
Beban sendiri trotoar	(MS)	4,8	1,3	6,24	kN/m
Beban air hujan	(MA)	0,5	2	1	kN/m
Total beban mati 2 ( $Qu2$ )				14,8176	kN/m

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban mati 2 } (Pu2) &= Qu2 \times \text{panjang gelagar memanjang} \\
 &= 14,8176 \times 5 \\
 &= 74,088 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Beban mati 3 ( $Pu3$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Total beban mati 3 } (Pu3) &= 0,5 \times Pu1 \\
 &= 0,5 \times 89,288 \\
 &= 44,644 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Berat sendiri gelagar melintang

Profil yang digunakan adalah profil IWF 912x302x18x34

$$\text{Beban sendiri gelagar melintang } (w) = 2,8 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban } (\gamma_{MS}) = 1,1$$

$$\begin{aligned}
 Q_{MS \text{ baja}} &= w \times \gamma_{MS} \\
 &= 2,8 \times 1,1 \\
 &= 3,08 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

e. Beban lajur "D" ( $TD$ )

a) Beban terbagi merata ( $BTR$ )

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 5 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{45} \right) \\
 &= 7,5 \text{ kPa} \\
 &= 7,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

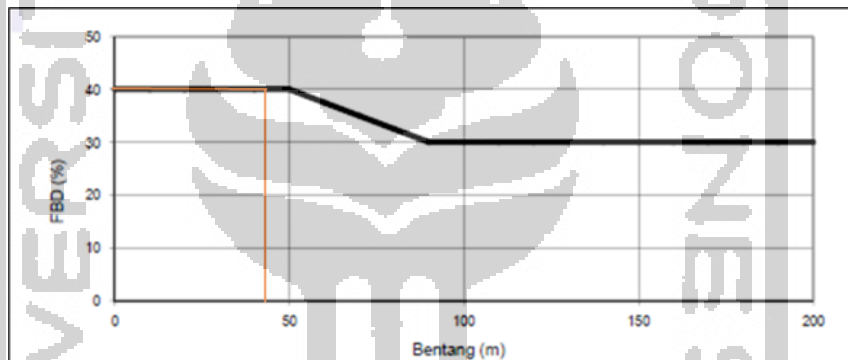
Beban terbagi merata

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times r \\
 &= 7,5 \times 5 \\
 &= 37,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 5 \text{ m}$$



**Gambar 5.13 FBD untuk BGT Bentang 45 m**

Faktor beban dinamis (FBD) = 40%

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \\
 &= (1 + 40\%) \times 49 \\
 &= 68,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

**Tabel 5.5 Rekapitulasi Beban Lajur "D"**

Jenis Beban	Kode	Nilai Beban	Faktor Beban	Beban	Satuan
Beban terbagi merata	(BTR)	37,5	2	75	kN/m
Beban garis tegak	(BGT)	68,6	2	137,2	kN/m
Total beban lajur "D" ( $q_l$ )				212,2	kN/m

## f. Beban hidup pada trotoar

Menurut peraturan pembebanan jembatan jalan raya, dalam kekuatan gelagar akibat pengaruh beban hidup pada trotoar diperhitungkan beban sebesar 60% dari beban hidup trotoar.

Beban hidup pada trotoar ( $q$ ) = 5 kN/m<sup>2</sup>

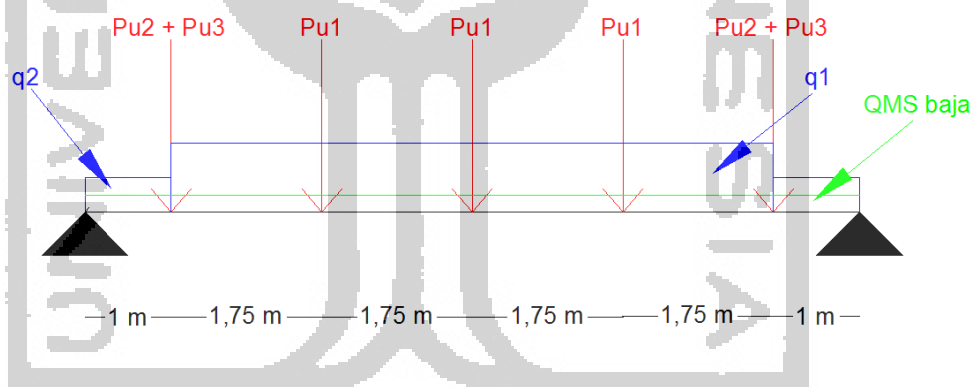
Lebar trotoar ( $b$ ) = 1 m

Faktor beban ( $\gamma_{MS}$ ) = 1,3

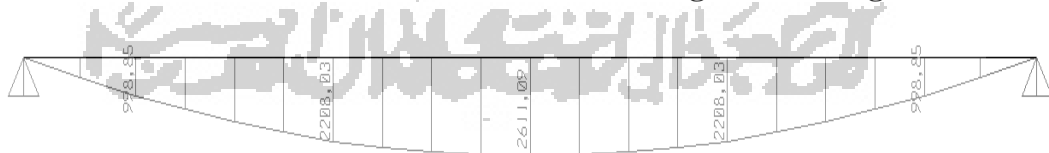
Beban hidup trotoar

$$\begin{aligned} q_2 &= 60\% \times q \times b \times \gamma_{MS} \\ &= 60\% \times 5 \times 1 \times 1,3 \\ &= 3,9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Untuk mendapatkan hasil momen dari beban hidup pada gelagar melintang digunakan SAP2000. Berikut ini adalah gambar pembebanan dari beban hidup dan hasil momen yang diperoleh melalui SAP2000.



**Gambar 5.14 Pembebanan Gelagar Melintang**



**Gambar 5.15 BMD Gelagar Melintang**

## 2. Perhitungan dimensi profil

Profil yang digunakan adalah IWF 912x302x18x34 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi ( $h$ ) = 912 mm

Lebar ( $b$ )	= 302 mm
Tebal badan ( $tw$ )	= 18 mm
Tebal sayap ( $tf$ )	= 34 mm
Berat ( $q$ )	= 286 kg/m
Luas penampang ( $A$ )	= 15740 mm <sup>2</sup>
Momen inersia X ( $I_x$ )	= 4980000000 mm <sup>4</sup>
Momen inersia Y ( $I_y$ )	= 1570000000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi X ( $r_x$ )	= 370 mm
Radius girasi Y ( $r_y$ )	= 65,6 mm
Modulus elastis X ( $S_x$ )	= 10900000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis Y ( $S_y$ )	= 1040000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis X ( $Z_x$ )	= 12220816 mm <sup>3</sup>
Faktor reduksi ( $\Theta$ )	= 0,9
Tegangan leleh baja ( $F_y$ )	= 245 MPa
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa

a. Cek klasifikasi profil sayap

$$\lambda = \frac{0,5 \times b}{tf}$$

$$= \frac{0,5 \times 302}{34}$$

$$= 4,44$$

$$\lambda_{pf} = 0,38 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= 0,38 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$= 10,857$$

$$\lambda_{rf} = \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

$$= \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$= 28,571$$

$$\lambda \leq \lambda_{pf} \ \& \ \lambda \leq \lambda_{rf} \quad \text{PROFIL SAYAP KOMPAK}$$

b. Cek klasifikasi profil badan

$$\begin{aligned}\lambda &= \frac{h}{tw} \\ &= \frac{912}{18} \\ &= 50,67\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{pw} &= 3,76 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 3,76 \times \sqrt{\frac{200000}{245}} \\ &= 107,429\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda_{rw} &= 5,7 \times \sqrt{\frac{E}{f_y}} \\ &= 5,7 \times \sqrt{\frac{200000}{245}} \\ &= 162,857\end{aligned}$$

$\lambda \leq \lambda_{pw}$  &  $\lambda \leq \lambda_{rw}$  PROFIL BADAN KOMPAK

Berdasarkan SNI 1729-2015 profil IWF gelagar memanjang direncanakan menggunakan peraturan F2, hal ini dikarenakan profil badan dan profil sayap mempunyai penampang kompak. Kondisi batas yang perlu dievaluasi adalah kondisi batas yield (Y), dan lateral torsional buckling (LTB).

c. Kuat lentur penampang pada kondisi plastis (Y)

$$\begin{aligned}M_p &= Z_x \times F_y \\ &= 12220816 \times 245\end{aligned}$$

$$= 2994,09 \text{ kNm}$$

d. Kuat lentur penampang pada kondisi lateral torsional buckling (LTB)

1) Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}C_w &= \frac{I_y \times h_o^2}{4} \\ &= \frac{157000000 \times (912-34)^2}{4} \\ &= 3,03 \times 10^{13}\end{aligned}$$

2) Radius girasi efektif

$$r_{ts} = \sqrt{\frac{I_y \times h_o}{2 \times S_x}}$$



$$= \sqrt{\frac{157000000 \times (912-34)}{2 \times 10900000}}$$

$$= 79,52 \text{ mm}$$

3) Konstanta torsi

$$J = \frac{1}{3} \times [(2 \times t^3 \times b) + (tw^3 \times ho)]$$

$$= \frac{1}{3} \times [(2 \times 34^3 \times 302) + \{18^3 \times (912 - 34)\}]$$

$$= 1733034,67 \text{ mm}^4$$

4) Panjang tidak dibreis secara lateral kondisi batas leleh

$$L_p = 1,76 \times r_y \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$= 1,76 \times 65,6 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$= 3298,74 \text{ mm}$$

5) Panjang tidak dibreis secara lateral kondisi batas tekuk torsi lateral

$$L_r = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \cdot F_y} \times \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot ho}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$$A = 1,95 \times r_{ts} \times \frac{E}{0,7 \cdot F_y}$$

$$= 1,95 \times 79,52 \times \frac{200000}{0,7 \cdot 245}$$

$$= 180829,516$$

$$B = \sqrt{\frac{J}{S_x \cdot ho} + \sqrt{\left(\frac{J}{S_x \cdot ho}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot F_y}{E}\right)^2}}$$

$$= \sqrt{\frac{1733034,67}{10900000 \cdot (912-34)} + \sqrt{\left(\frac{1733034,67}{10900000 \cdot (912-34)}\right)^2 + 6,76 \left(\frac{0,7 \cdot 245}{200000}\right)^2}}$$

$$= 0,0492$$

$$L_r = A \times B$$

$$= 180829,516 \times 0,0492$$

$$= 8891,83 \text{ mm}$$

6) Panjang struktur yang ditinjau

$$L_b = 1750 \text{ mm}$$

Berdasarkan SNI 1729-2015 rumus momen nominal rencana yang digunakan adalah sebagaimana di bawah ini, hal ini dikarenakan nilai

$$L_b \leq L_p$$

7) Momen nominal terhadap kondisi pelelehan

$$\begin{aligned} M_n &= Z_x \times F_y \\ &= 12220816 \times 245 \\ &= 2994,09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka  $M_n$  pakai untuk cek keamanan profil adalah 2994,09 kNm

e. Cek keamanan profil

$$\begin{aligned} M_n &= 2994,09 \text{ kNm} \\ M_u &= 2611,09 \text{ kNm} \\ \phi M_n &\geq M_u \\ 0,9 \times 2994,09 &\geq 2611,09 \\ 2694,68 &\geq 2611,09 \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

f. Kuat geser balok

1) Rasio tinggi tebal

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{h}{tw} \\ &= \frac{912}{18} \\ &= 50,67 \\ \lambda_{pf} &= 2,24 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}} \\ &= 2,24 \times \sqrt{\frac{200000}{245}} \\ &= 64 \end{aligned}$$

Karena  $\lambda < \lambda_{pf}$  maka nilai  $\phi$  dan  $C_v$  masing-masing adalah 1

2) Cek keamanan profil terhadap geser

$$\begin{aligned} V_u &= 1002,34 \text{ kN} \\ V_n &= \phi \times 0,6 \times F_y \times A_{web} \times C_v \\ &= 1 \times 0,6 \times 245 \times 912 \times 18 \times 1 \\ &= 2413,152 \text{ kN} \\ V_n &> V_u \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

### 5.1.5. Rangka

Rangka utama merupakan struktur utama yang mendukung seluruh beban yang bekerja pada struktur jembatan rangka baja, baik beban eksternal maupun beban akibat berat sendiri yang diterima batang-batang pada rangka sehingga mengalami gaya tarik dan gaya tekan.

#### 1. Pembebanan

##### a. Beban sendiri ( $MS$ )

##### 1) Akibat pelat gelagar memanjang tepi

##### a) Beban sendiri pelat tepi

$$\text{Lebar } (b) = 1,875 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h) = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 24 \times 1,875 \times 0,2 \\ &= 9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### b) Total beban sendiri ( $MS$ )

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ total}} &= Q_{MS \text{ pelat}} \\ &= 9 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### 2) Akibat pelat gelagar memanjang tengah

##### a) Beban sendiri pelat tengah

$$\text{Lebar } (b) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai } (h) = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

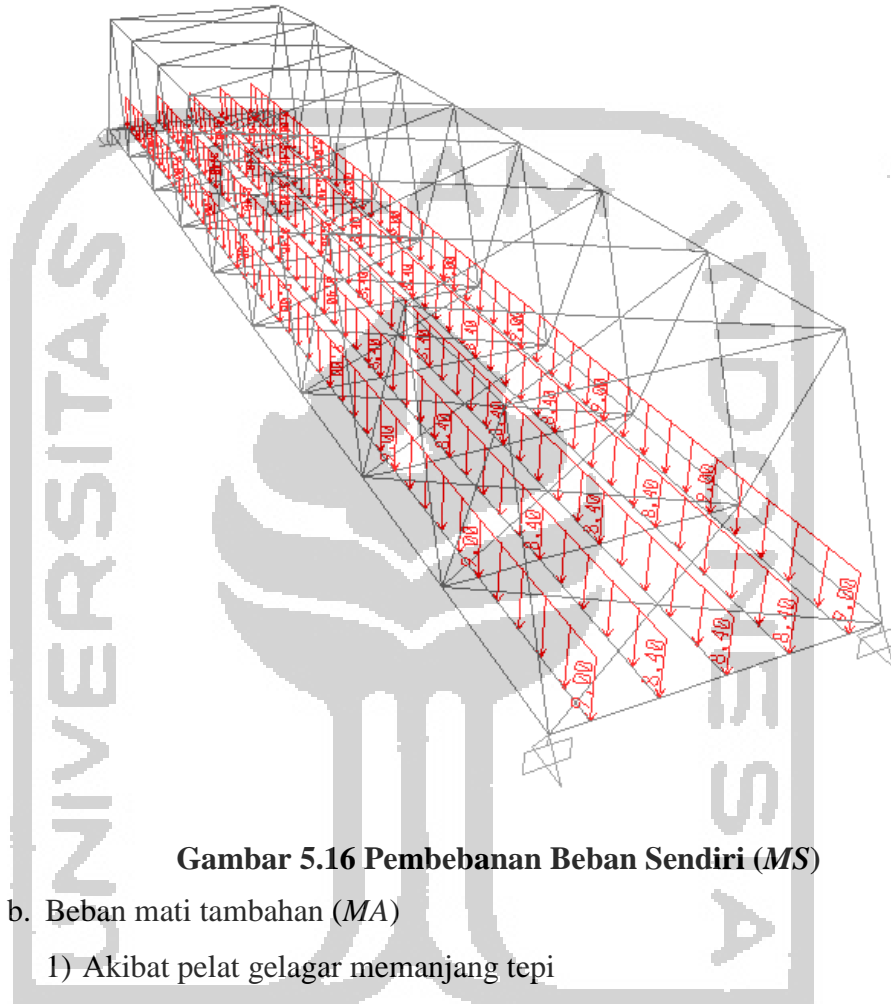
Berat sendiri pelat

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ pelat}} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 24 \times 1,75 \times 0,2 \\ &= 8,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

##### b) Total beban sendiri ( $MS$ )

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ total}} &= Q_{MS \text{ pelat}} \\ &= 8,4 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gambar di bawah ini merupakan gambar pembebanan beban sendiri pada gelagar memanjang yang kemudian akan membebani ke struktur utama melalui gelagar melintang.



**Gambar 5.16 Pembebanan Beban Sendiri (MS)**

b. Beban mati tambahan (MA)

1) Akibat pelat gelagar memanjang tepi

a) Berat sendiri aspal

$$\text{Lebar } (b) = 0,875 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ aspal}} &= \gamma_a \times b \times h \\ &= 22 \times 0,875 \times 0,05 \\ &= 0,96 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar } (b) = 1,875 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times b \times h \\ &= 10 \times 1,875 \times 0,05 \\ &= 0,94 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Berat sendiri trotoar

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

$$\text{Tebal trotoar } (h) = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis beton } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ trotoar}} &= \gamma_b \times b \times h \\ &= 24 \times 1 \times 0,2 \\ &= 4,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d) Total beban mati tambahan (MA)

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ total}} &= Q_{MS \text{ air}} + Q_{MS \text{ aspal}} + Q_{MS \text{ trotoar}} \\ &= 0,94 + 0,96 + 4,8 \\ &= 6,7 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Akibat pelat gelagar memanjang tengah

a) Berat sendiri aspal

$$\text{Lebar } (b) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis aspal } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri aspal

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ aspal}} &= \gamma_a \times b \times h \\ &= 22 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 1,925 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Berat sendiri air hujan

$$\text{Lebar } (b) = 1,75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal air hujan } (h) = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Berat jenis air } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

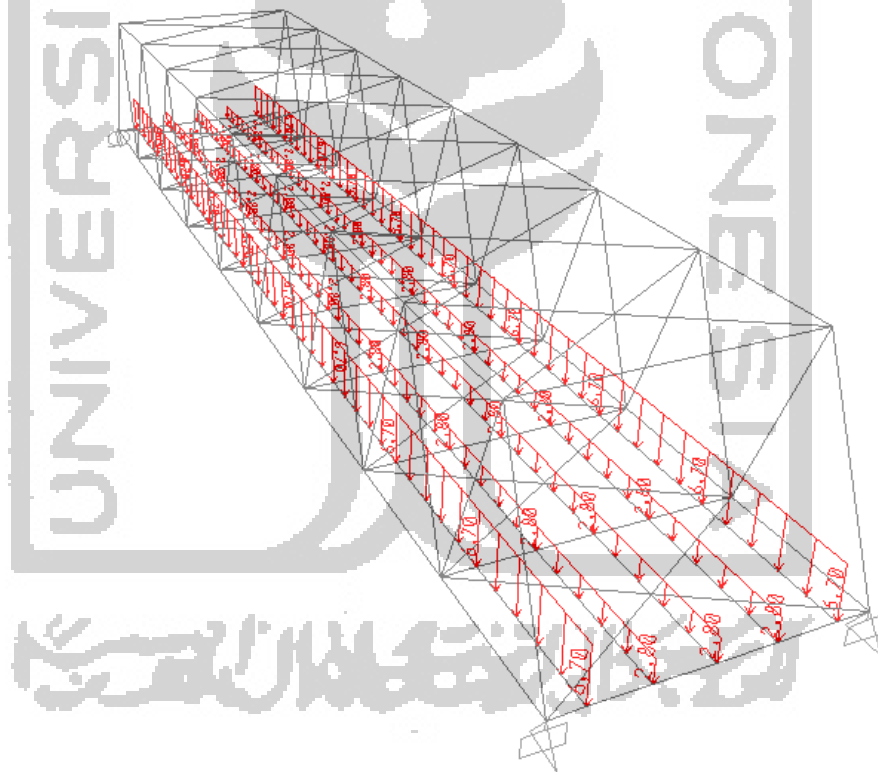
Berat sendiri air hujan

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ air hujan}} &= \gamma_w \times b \times h \\ &= 10 \times 1,75 \times 0,05 \\ &= 0,875 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Total beban mati tambahan (*MA*)

$$\begin{aligned} Q_{MS \text{ total}} &= Q_{MS \text{ air}} + Q_{MS \text{ aspal}} \\ &= 0,875 + 1,925 \\ &= 2,8 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Gambar di bawah ini merupakan gambar pembebanan beban mati tambahan pada gelagar memanjang yang kemudian akan membebani ke struktur utama melalui gelagar melintang.



**Gambar 5.17 Pembebanan Beban Mati Tambahan (*MA*)**

c. Beban lajur “D” (*TD*)

a) Beban terbagi merata (*BTR*)

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (r) = 1,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 q &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right) \\
 &= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{45} \right) \\
 &= 7,5 \text{ kPa} \\
 &= 7,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban terbagi merata tepi

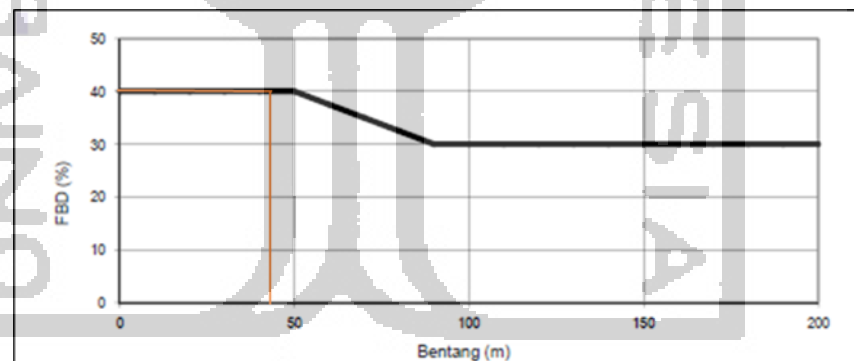
$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times \frac{r}{2} \\
 &= 7,5 \times \frac{1,75}{2} \\
 &= 6,5625 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Beban terbagi merata tengah

$$\begin{aligned}
 Q_{BTR} &= q \times r \\
 &= 7,5 \times 1,75 \\
 &= 13,125 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Beban garis tegak (BGT)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$



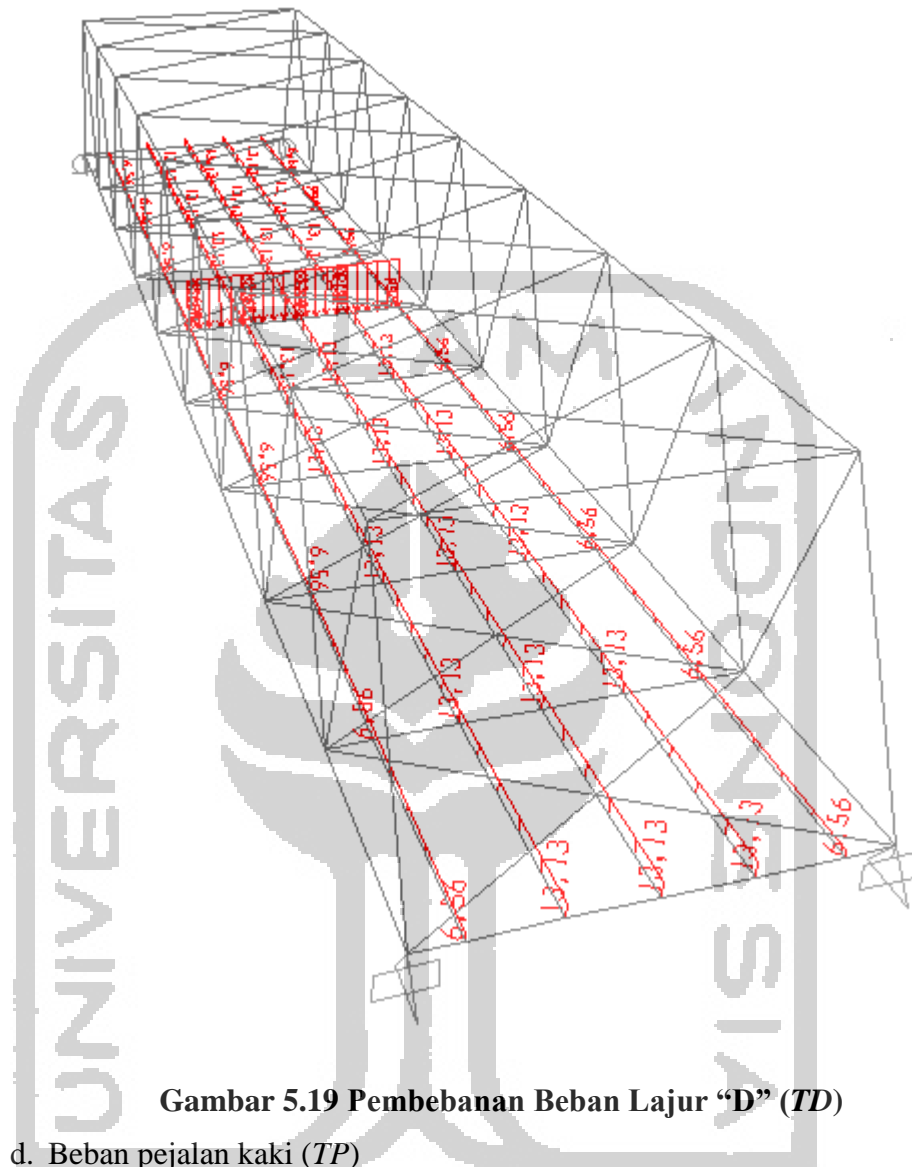
**Gambar 5.18 FBD untuk BGT Bentang 45 m**

Faktor beban dinamis (FBD)= 40%

Beban garis tegak

$$\begin{aligned}
 Q_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \\
 &= (1 + 40\%) \times 49 \\
 &= 68,6 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Gambar di bawah ini merupakan gambar pembebanan beban lajur “D”



**Gambar 5.19 Pembebanan Beban Lajur “D” (TD)**

d. **Beban pejalan kaki (TP)**

Menurut SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa.

Intensitas beban pejalan kaki ( $A_{TP}$ ) = 5 kN/m<sup>2</sup>

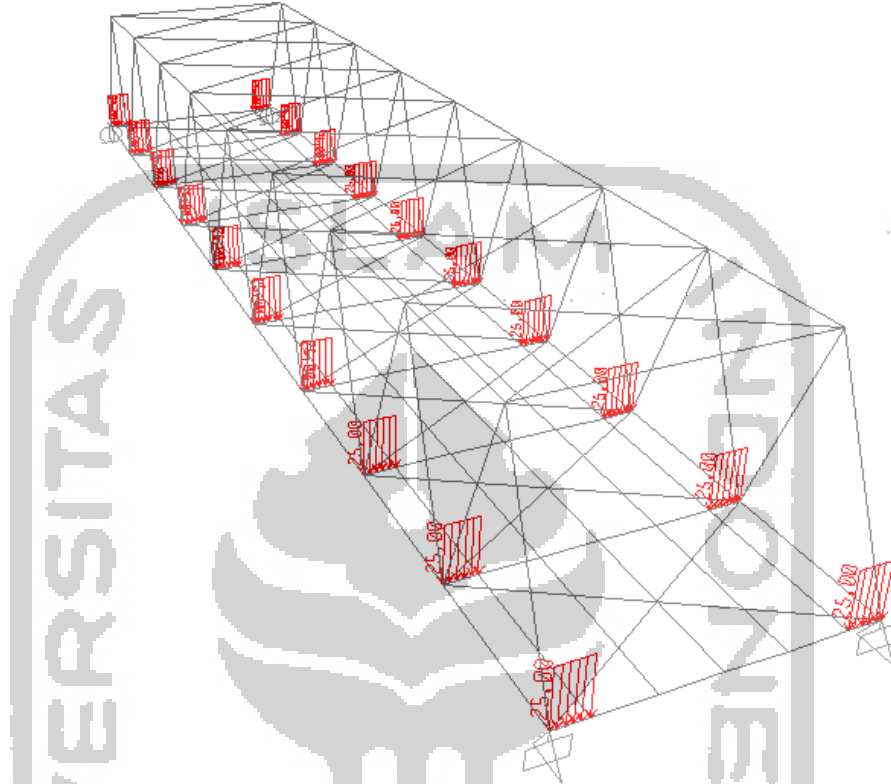
Panjang satu segmen jembatan ( $L$ ) = 5 m

Beban pejalan kaki

$$\begin{aligned}
 Q_{TP} &= A_{TP} \times L \\
 &= 5 \times 5 \\
 &= 25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$



Gambar di bawah ini merupakan pembebanan beban pejalan kaki pada jembatan.



**Gambar 5.20 Pembebanan Beban Pejalan Kaki (TP)**

e. Beban gaya rem ( $TB$ )

Menurut SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

1) Gaya rem 1

$$\text{Berat gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

Beban gaya rem 1

$$\begin{aligned} P_{TB1} &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya rem 2

$$\text{Berat truk rencana } (PTT) = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban terbagi rata } (Q_{BTR}) = 13,125 \text{ kN/m}$$

Lebar lalu lintas ( $b$ ) = 7 m

Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned} P_{TB2} &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times b) \\ &= (5\% \times 500) + (13,125 \times 7) \\ &= 116,875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka nilai pembebanan pada rangka akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai  $P_{TB}$  terbesar, yaitu:

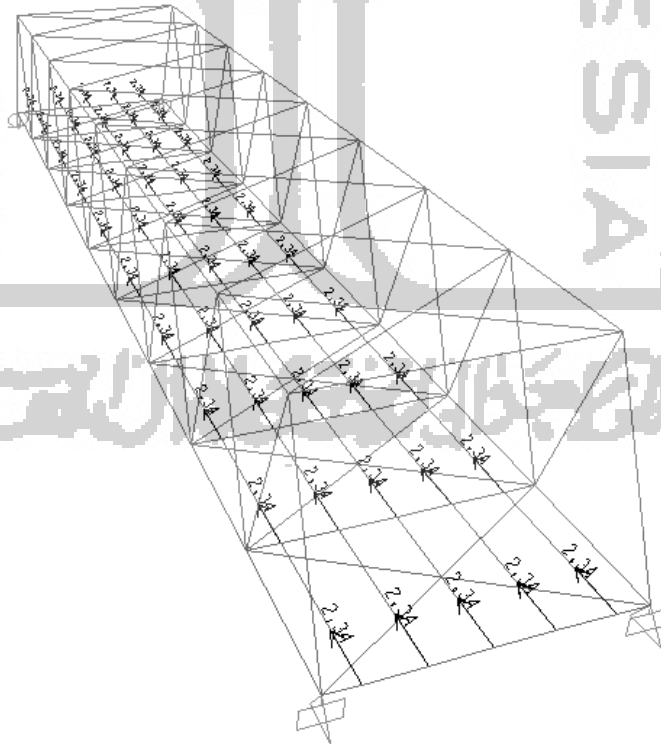
$$P_{TB} = 116,875 \text{ kN}$$

Nilai gaya rem kemudian dibagi sesuai dengan jumlah joint yang ada di jembatan.

Jumlah joint ( $n$ ) = 50 buah

Beban gaya rem per joint

$$\begin{aligned} P_{TB} &= \frac{PTB}{n} \\ &= \frac{116,875}{50} \\ &= 2,33 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5.21** Pembebanan Beban Rem ( $TB$ )

f. Beban angin (*EW*)

## 1) Tekanan angin horizontal

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

$$\text{Kecepatan angin di elevasi 10 m } (V_{10}) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m } (V_B) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Elevasi struktur dari permukaan tanah } (Z) = 26,3 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan } (V_0) = 17,6 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan angin di hulu jembatan } (Z_0) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tekanan angin dasar angin tekan } (P_{BT}) = 0,0024 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekanan angin dasar angin hisap } (P_{BH}) = 0,0012 \text{ MPa}$$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \times 17,6 \times \left( \frac{126}{126} \right) \times \ln \left( \frac{26,3}{1} \right) \\ &= 143,86 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang tekan

$$\begin{aligned} P_{DT} &= P_{BT} \times \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left( \frac{143,86}{126} \right)^2 \\ &= 0,00313 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada bidang hisap

$$\begin{aligned} P_{DH} &= P_{BH} \times \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0012 \times \left( \frac{143,86}{126} \right)^2 \\ &= 0,00156 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang batang atas } (la) = 40 \text{ m}$$

$$\text{Panjang batang bawah } (lb) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi jembatan } (h) = 6,5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah joint } (n) = 19 \text{ buah}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned}
 Ab &= (30\% \times \frac{la+lb}{2} \times h) \\
 &= (30\% \times \frac{40+45}{2} \times 6,5) \\
 &= 82,875 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang tekan

$$\begin{aligned}
 P_{EWT} &= \frac{Ab \times PDT}{L} \\
 &= \frac{82,875 \times 0,00313}{45} \\
 &= 5,762 \text{ kN/m} > 4400 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang tekan tidak boleh diambil lebih dari 4400 kN/m

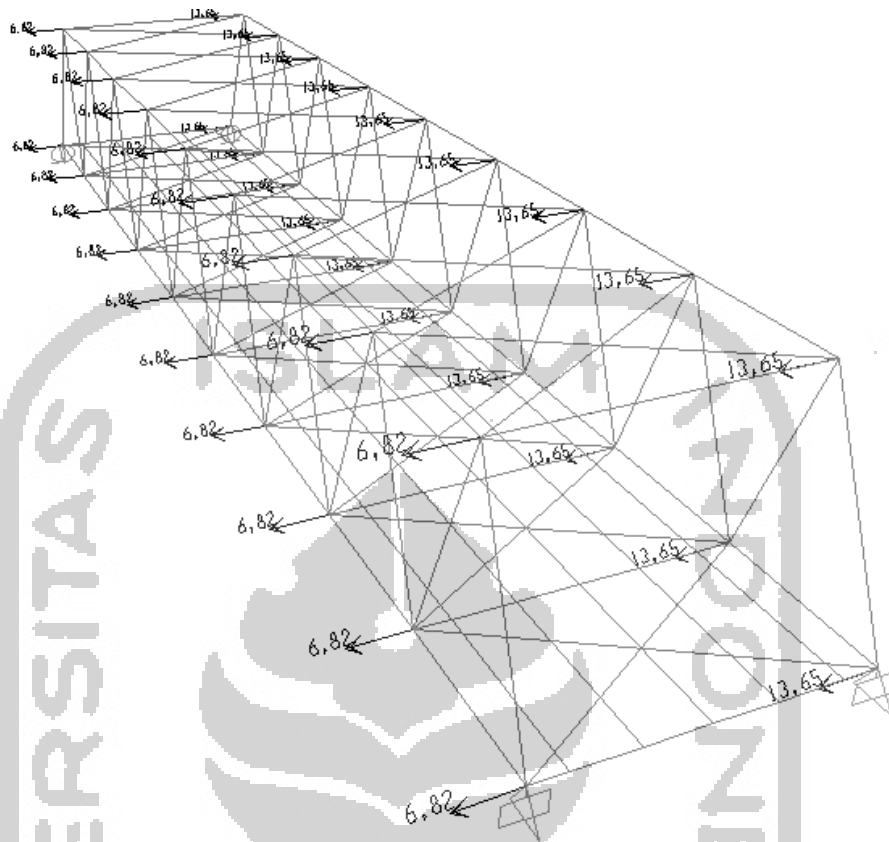
$$\begin{aligned}
 &= \frac{5,762 \text{ kN/m} \times 45 \text{ m}}{19} \\
 &= 13,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada bidang hisap

$$\begin{aligned}
 P_{EWH} &= \frac{Ab \times PDH}{L} \\
 &= \frac{82,875 \times 0,00156}{45} \\
 &= 2,881 \text{ kN/m} > 2200 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Menurut SNI 1725-2016 pasal 9.6.1.1 gaya angin horizontal pada bidang hisap tidak boleh diambil lebih dari 2200 kN/m

$$\begin{aligned}
 &= \frac{2,881 \text{ kN/m} \times 45 \text{ m}}{19} \\
 &= 6,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.22 Pembebanan Angin pada Struktur ( $EWs$ )**

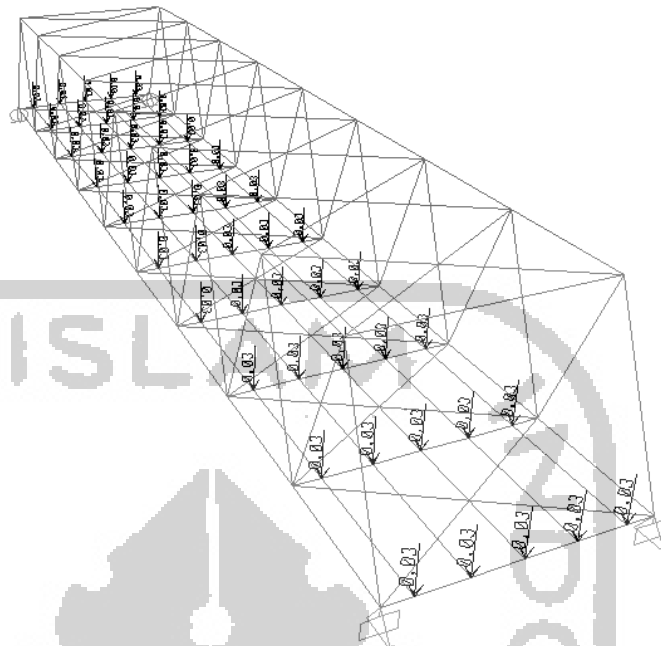
2) Beban angin kendaraan ( $EwI$ )

Tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, di mana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm di atas permukaan jalan dengan jarak antar roda kendaraan 1,75 m.

$$\begin{aligned}
 P_{EW} &= h/x \cdot T_{EW} \\
 &= 1,8/1,75 \cdot 1,46 \\
 &= 3 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$n \text{ joint} = 50 \text{ joint}$$

$$\begin{aligned}
 P_{EW} &= 3/50 \\
 &= 0,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.23 Pembebanan Angin Kendaraan (EWI)**

g. Beban gempa ( $EQ$ )

Beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2008, besarnya beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan:

$EQ$  = gaya gempa horizontal (kN)

$C_{sm}$  = koefisien respons gempa elastis

$R_d$  = faktor modifikasi respons

$W_t$  = berat total struktur

Berdasarkan SNI 2833-2008, waktu periode alami pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_p}}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3}$$

Keterangan:

$T$  = waktu periode alami (detik)

$Wt$  = berat total struktur (kN)

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/s<sup>2</sup>)

$Kp$  = kekakuan struktur

$Ec$  = modulus elastisitas beton (kPa)

$I$  = momen inersia (m<sup>4</sup>)

$Lb$  = tinggi struktur (m)

a) Berat struktur atas ( $Wt$ )

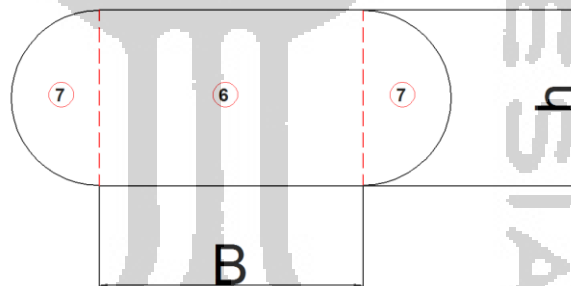
**Tabel 5.6 Berat Sendiri Struktur Atas**

Nama	Berat sendiri	Berat jenis	Panjang	Lebar	Tebal	Berat	Jumlah	Total
	(kN/m)	(kN/m <sup>3</sup> )	(m)	(m)	(m)	(kN)	(buah)	(kN)
Rangka atas	4,07		5			20,36	16	325,69
Rangka bawah	4,07		5			20,36	18	366,41
Rangka diagonal	4,07		6,96			28,35	36	1020,7
Ikatan angin atas miring	0,92		10,30			9,49	16	151,96
Ikatan angin atas lurus	0,92		9,00			8,31	2	16,61
Ikatan angin bawah	0,92		10,30			9,49	18	170,96

Gelagar memanjang	1,216		5			6,08	45	273,6
Gelagar melintang	2,805		9			25,25	10	252,50
Pelat		24	45	9	0,2	1944		1944
Trotoar		24	45	2	0,2	432		432
Lapisan aspal		22	45	9	0,05	445,5		445,5
Air hujan		10	45	9	0,05	202,5		202,5
Railing	0,0498		45				4	8,967
							Wt =	5611,3

b) Kekakuan struktur ( $K_p$ )

Untuk menghitung kekakuan struktur, perlu diketahui terlebih dahulu dimensi dan bentuk kolom pilar. Bentuk kolom pilar dapat dilihat pada Gambar 5.24 di bawah ini.



Gambar 5.24 Kolom Pilar

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis beton } (Ec) = 4700 \times \sqrt{E'c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{25}$$

$$= 23500 \text{ MPa}$$

$$= 23500000 \text{ kPa}$$

$$\text{Tinggi kolom pilar } (hc) = 17 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom pilar } (h) = 2 \text{ m}$$

$$\text{Panjang kolom pilar } (B) = 3 \text{ m}$$

$$\text{Luas kolom pilar } (A) = (B \cdot h) + (1/4 \cdot \pi \cdot h^2)$$



$$= (3 \times 2) + (1/4 \times \pi \times 2^2)$$

$$= 9,14 \text{ m}^2$$

Lebar ekivalen pilar ( $be$ )

$$= \frac{A}{b5}$$

$$= \frac{9,14}{2}$$

$$= 4,57 \text{ m}$$

Momen inersia arah X ( $I_x$ )  $= \frac{1}{12} \times h^3 \times be$

$$= \frac{1}{12} \times 2^3 \times 4,57$$

$$= 3,047 \text{ m}^4$$

Momen inersia arah Y ( $I_y$ )  $= \frac{1}{12} \times h \times be^3$

$$= \frac{1}{12} \times 2 \times 4,57^3$$

$$= 15,92 \text{ m}^4$$

Kekakuan struktur arah Y ( $K_{py}$ )  $= 3 \times Ec \times \frac{I}{hc^3}$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{15,92}{17^3}$$

$$= 228384,55 \text{ kN/m}$$

Kekakuan struktur arah X ( $K_{px}$ )  $= 3 \times Ec \times \frac{I}{hc^3}$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{3,047}{17^3}$$

$$= 43726,32 \text{ kN/m}$$

c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami arah Y ( $T_y$ )  $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot K_p}}$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{5611,3}{9,81 \times 228384,55}}$$

$$= 0,315 \text{ detik}$$

Waktu periode alami arah X ( $T_x$ )  $= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot K_p}}$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{5611,3}{9,81 \times 43726,32}}$$

$$= 0,719 \text{ detik}$$

d) Akselerasi puncak di batuan dasar ( $A$ )

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.7 di bawah ini.

**Tabel 5.7 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3.

Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

e) Koefisien tanah (S)

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.8 di bawah ini.

**Tabel 5.8 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan pilar Jembatan Lemah Abang berada di tanah teguh, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1.

f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis arah X

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1}{0,719^{2/3}} \\
 &= 0,449
 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 2,5 \times A \\ &= 2,5 \times 0,3 \\ &= 0,75 \end{aligned}$$

Karena nilai  $C_{sm}$  minimum lebih kecil dari nilai  $C_{sm}$ , maka menurut SNI 2833-2008 nilai koefisien respons gempa elastis yang dipakai adalah  $C_{sm} = 0,464$

Koefisien respons gempa elastis arah Y

$$\begin{aligned} C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1}{0,315^{2/3}} \\ &= 0,778 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 2,5 \times A \\ &= 2,5 \times 0,3 \\ &= 0,75 \end{aligned}$$

Karena nilai  $C_{sm}$  minimum lebih besar dari nilai  $C_{sm}$ , maka menurut SNI 2833-2008 nilai koefisien respons gempa elastis yang dipakai adalah  $C_{sm} = 0,75$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.9 di bawah ini.

**Tabel 5.9 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8

Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom				

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon untuk pilar kolom tunggal  $R_d = 3$

h) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 EQ_x &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,449}{3} \times 5611,3 \\
 &= 838,99 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Input pada program SAP2000 seperti berikut:

Joint = 8 buah

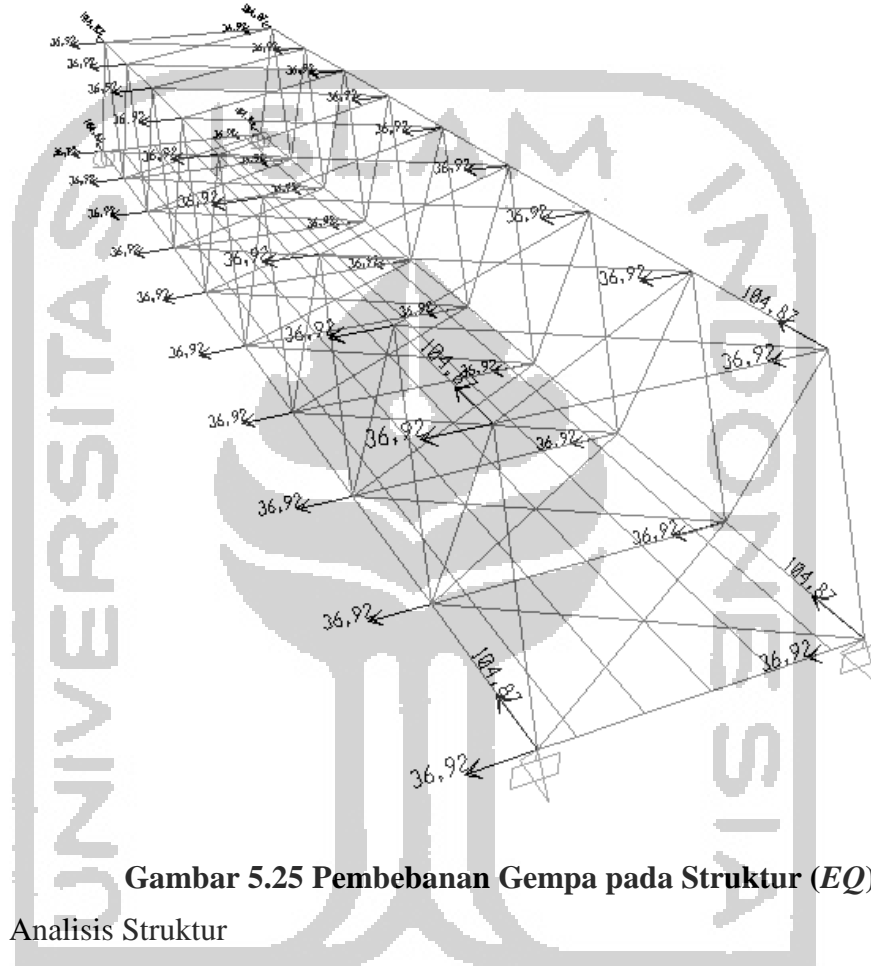
$$\begin{aligned}
 \text{Input} &= \frac{EQ_x}{\text{joint}} \\
 &= \frac{838,99}{8} \\
 &= 104,87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 EQ_y &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,75}{3} \times 5611,3 \\
 &= 1402,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Input pada program SAP2000 seperti berikut:

Joint = 38 buah

$$\begin{aligned}
 \text{Input} &= \frac{EQ_y}{\text{joint}} \\
 &= \frac{1402,81}{38} \\
 &= 36,92 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



**Gambar 5.25 Pembebanan Gempa pada Struktur (EQ)**

## 2. Analisis Struktur

Beban-belan pada jembatan yang sudah dihitung sebelumnya kemudian diinput ke program SAP 2000 v.14 untuk dianalisis dengan kombinasi beban yang sudah ditentukan pada SNI 1725-2016. Kombinasi pembebanan untuk perencanaan Jembatan Lemah Abang adalah sebagai berikut:

$$\text{Kuat I} = 1,3 MS + 2 MA + 1,8 TD + 1,8 TB + 1,8 TP$$

$$\text{Kuat II} = 1,3 MS + 2 MA + 1,4 TD + 1,4 TB + 1,4 TP$$

$$\text{Kuat III} = 1,3 MS + 2 MA + 1,4 EW_s$$

$$\text{Kuat IV} = 1,3 MS + 2 MA$$

$$\text{Kuat V} = 1,3 MS + 2 MA + 0,4 EW_s + EW_L$$

$$\text{Ekstrem I} = 1,3 MS + 2 MA + EQ$$

Ekstrem II =  $1,3 MS + 2 MA + 0,5 TD + 0,5 TB + 0,5 TP$

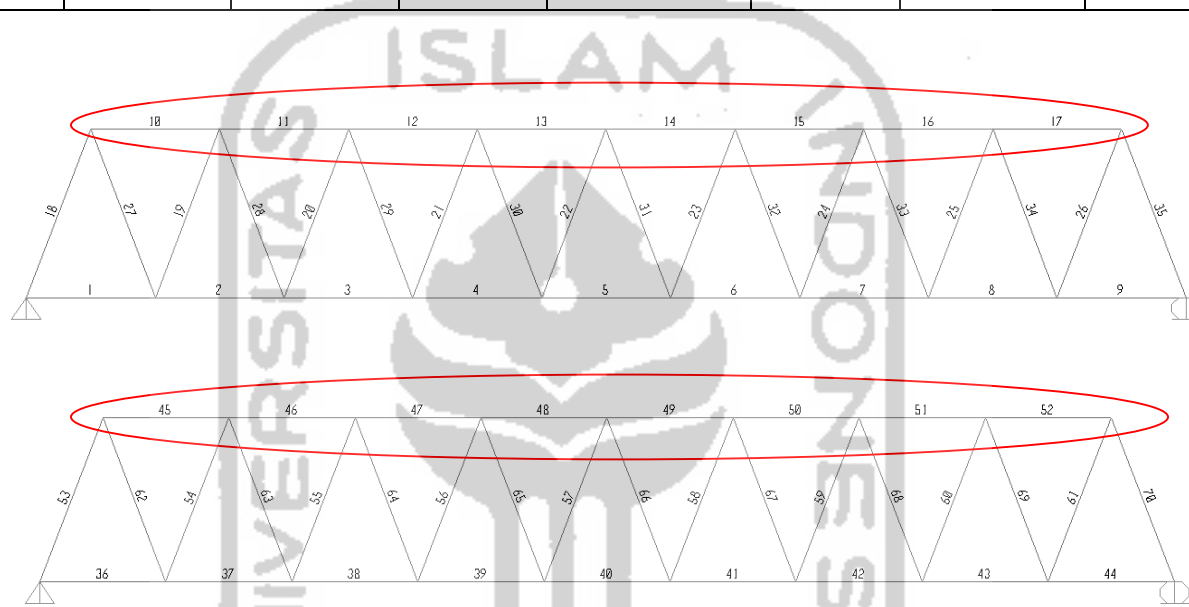
Di bawah ini adalah tabel rekapitulasi hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada perencanaan Jembatan Lemah Abang.



Tabel 5.10 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Rangka Atas

Frame	Gaya Aksial (kN)								
	<i>MS</i>	<i>MA</i>	<i>TD</i>	<i>TP</i>	<i>TB</i>	<i>EWs</i>	<i>EWI</i>	<i>EQ</i>	Komb Kuat I
10	-653,94	-502,56	-485,760	-76,92	$-7,11 \times 10^{-14}$	-32,29	0,000022	-87,64	-2868,07
11	-1146,55	-881,62	-871,074	-134,62	$-1,14 \times 10^{-13}$	-54,75	0,000035	-167,27	-5064,00
12	-1474,95	-1134,33	-1154,738	-173,08	$-1,63 \times 10^{-13}$	-61,62	0,000044	-207,47	-6576,17
13	-1639,15	-1260,69	-1338,129	-192,31	$-1,63 \times 10^{-13}$	-87,85	0,000046	-224,53	-7407,06
14	-1639,15	-1260,69	-1419,871	-192,31	$-1,71 \times 10^{-13}$	-108,90	0,000043	-329,73	-8416,36
15	-1474,95	-1134,33	-1216,646	-173,08	$-1,14 \times 10^{-13}$	-120,67	0,000035	-271,75	-6687,60
16	-1146,55	-881,62	-911,772	-134,62	$-8,53 \times 10^{-14}$	-83,35	0,000024	-125,95	-5137,25
17	-653,94	-502,56	-506,625	-76,92	$-4,26 \times 10^{-14}$	-10,53	0,000012	-151,25	-2905,63
45	-653,94	-502,56	-485,760	-76,92	$-4,97 \times 10^{-14}$	6,88	-0,000022	-3,91	-2868,07
46	-1146,55	-881,62	-871,074	-134,62	$-4,26 \times 10^{-14}$	25,85	-0,000035	67,74	-5064,00
47	-1474,95	-1134,33	-1154,738	-173,08	$-5,68 \times 10^{-14}$	41,85	-0,000044	156,57	-6576,17
48	-1639,15	-1260,69	-1338,129	-192,31	$-4,97 \times 10^{-14}$	82,41	-0,000046	220,93	-7407,06
49	-1639,15	-1260,69	-1419,871	-192,31	$-1,42 \times 10^{-14}$	92,56	-0,000043	250,46	-8416,36
50	-1474,95	-1134,33	-1216,646	-173,08	$-4,26 \times 10^{-14}$	42,86	-0,000035	92,62	-6687,60

51	-1146,55	-881,62	-911,772	-134,62	$-2,84 \times 10^{-14}$	49,00	-0,000024	141,88	-5137,25
52	-653,94	-502,56	-506,625	-76,92	0	-7,16	-0,000012	-0,01	-2905,63



Gambar 5.26 Penomoran Frame Rangka Atas

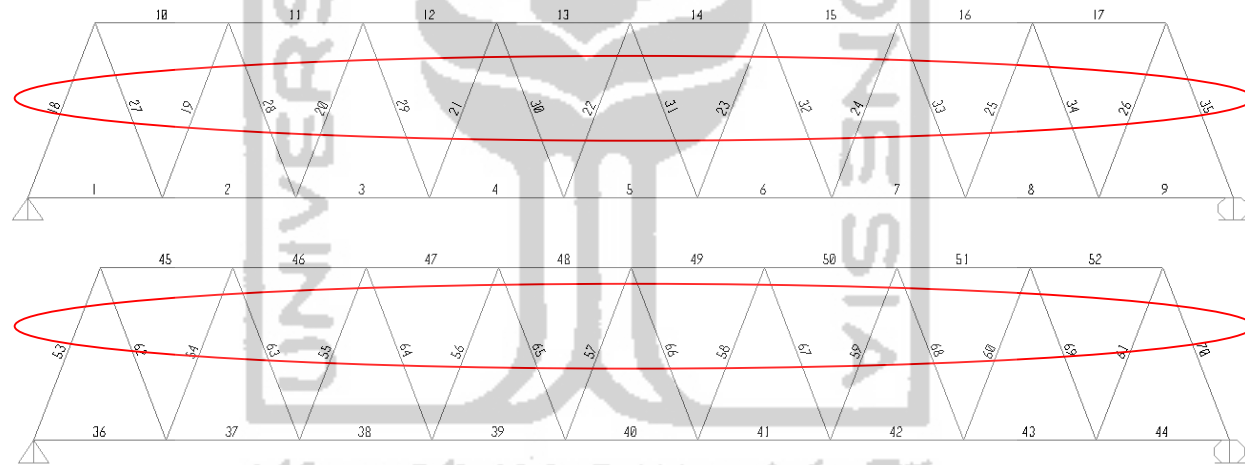


Tabel 5.11 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Rangka Diagonal

Frame	Gaya Aksial (kN)								
	<i>MS</i>	<i>MA</i>	<i>TD</i>	<i>TP</i>	<i>TB</i>	<i>EWs</i>	<i>EWl</i>	<i>EQ</i>	Komb Kuat I
18	-938,32	-727,470	-676,82	- 107,14	-8,845 x 10 <sup>-14</sup>	-20,134	0,000031	241,236	-4085,90
19	-717,60	-559,454	-536,20	-80,36	-8,171 x 10 <sup>-14</sup>	-19,199	0,000019	257,697	-3161,58
20	-488,89	-383,462	-395,58	-53,57	-6,395 x 10 <sup>-14</sup>	-14,486	0,000012	255,234	-2210,95
21	-260,18	-207,469	-254,96	-26,79	-2,842 x 10 <sup>-14</sup>	-10,340	0,000003	260,618	-1260,31
22	-31,48	-31,477	-114,33	0,00	-7,105 x 10 <sup>-15</sup>	-6,967	-0,000005	278,487	-309,67
23	197,23	144,515	283,54	26,79	-7,105 x 10 <sup>-15</sup>	-1,471	-0,000011	289,184	1104,01
24	425,94	320,508	424,16	53,57	2,487 x 10 <sup>-14</sup>	-5,511	-0,000015	292,966	2054,65
25	654,64	496,500	564,78	80,36	4,796 x 10 <sup>-14</sup>	-13,699	-0,000017	302,923	3005,29
26	883,35	672,492	705,41	107,14	6,617 x 10 <sup>-14</sup>	-8,923	-0,000016	284,869	4483,89
27	883,35	672,492	676,82	107,14	9,592 x 10 <sup>-14</sup>	20,134	-0,000031	-241,236	3904,47
28	654,64	496,500	536,20	80,36	9,237 x 10 <sup>-14</sup>	13,215	-0,000019	-258,395	2953,84
29	425,94	320,508	395,58	53,57	6,395 x 10 <sup>-14</sup>	14,486	-0,000012	-255,234	2003,20
30	197,23	144,515	254,96	26,79	2,842 x 10 <sup>-14</sup>	9,336	-0,000003	-260,872	1052,56
31	-31,48	-31,477	114,33	0,00	2,132 x 10 <sup>-14</sup>	6,967	0,000005	-278,487	101,92

32	-260,18	-207,469	-283,54	-26,79	0	4,165	0,000011	-288,544	-1311,76
33	-488,89	-383,462	-424,16	-53,57	$-2,842 \times 10^{-14}$	5,511	0,000015	-292,966	-2262,40
34	-717,60	-559,454	-564,78	-80,36	$-4,974 \times 10^{-14}$	13,699	0,000017	-302,923	-3213,03
35	-938,32	-727,470	-705,41	-	$-6,75 \times 10^{-14}$	8,923	0,000016	-284,869	-4649,71
53	-938,32	-727,470	-676,82	107,14	$-3,816 \times 10^{-14}$	9,267	-0,000031	321,513	-4085,90
54	-717,60	-559,454	-536,20	-80,36	$-3,553 \times 10^{-14}$	8,815	-0,000019	314,984	-3161,58
55	-488,89	-383,462	-395,58	-53,57	$-3,197 \times 10^{-14}$	12,821	-0,000012	324,964	-2210,95
56	-260,18	-207,469	-254,96	-26,79	$7,105 \times 10^{-15}$	12,756	-0,000003	334,342	-1260,31
57	-31,48	-31,477	-114,33	0,00	$7,105 \times 10^{-15}$	12,908	0,000005	334,666	-309,67
58	197,23	144,515	283,54	26,79	$2,842 \times 10^{-14}$	15,723	0,000011	338,288	1104,01
59	425,94	320,508	424,16	53,57	$-7,105 \times 10^{-15}$	13,655	0,000015	326,506	2054,65
60	654,64	496,500	564,78	80,36	$1,776 \times 10^{-15}$	12,157	0,000017	321,482	3005,29
61	883,35	672,492	705,41	107,14	$1,199 \times 10^{-14}$	10,035	0,000016	322,771	4483,89
62	883,35	672,492	676,82	107,14	$3,908 \times 10^{-14}$	-9,267	0,000031	-321,513	3904,47
63	654,64	496,500	536,20	-80,36	$3,553 \times 10^{-14}$	-8,815	0,000019	-314,984	2953,84
64	425,94	320,508	395,58	53,57	$4,263 \times 10^{-14}$	-12,821	0,000012	-324,964	2003,20

65	197,23	144,515	254,96	26,79	0	-13,775	0,000003	-335,852	1052,56
66	-31,48	-31,477	114,33	0,00	$-1,421 \times 10^{-14}$	-12,908	-0,000005	-334,666	101,92
67	-260,18	-207,469	-283,54	-26,79	$2,132 \times 10^{-14}$	-15,206	-0,000011	-333,618	-1311,76
68	-488,89	-383,462	-424,16	-53,57	0	-13,655	-0,000015	-326,506	-2262,40
69	-717,60	-559,454	-564,78	-80,36	0	-12,157	-0,000017	-321,482	-3213,03
70	-938,32	-727,470	-705,41	-107,14	$-2,132 \times 10^{-14}$	-10,035	-0,000016	-322,771	-4649,71

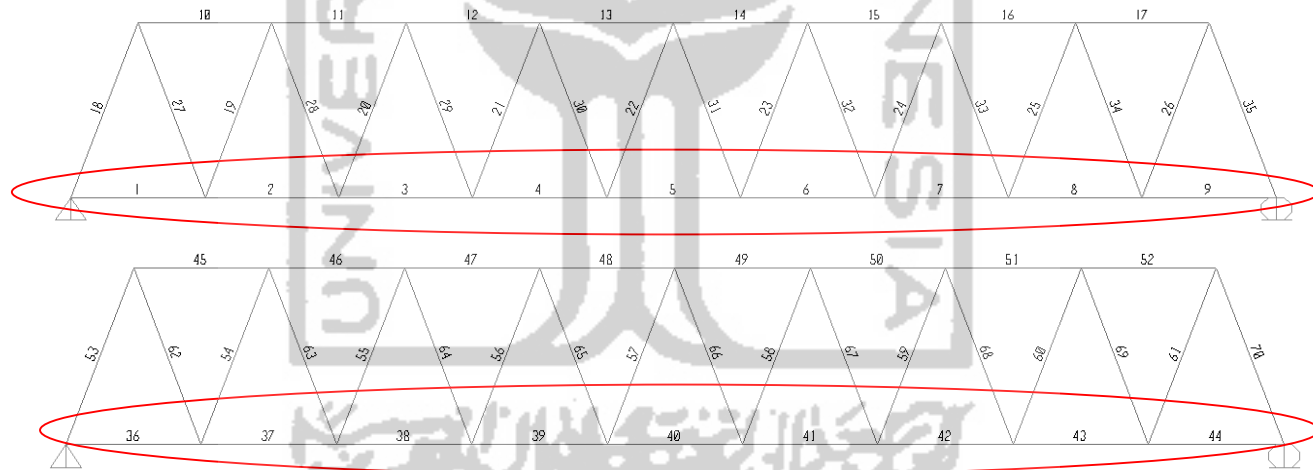


Gambar 5.27 Penomoran Frame Rangka Diagonal

Tabel 5.12 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Rangka Bawah

Frame	Gaya Aksial (kN)								
	<i>MS</i>	<i>MA</i>	<i>TD</i>	<i>TP</i>	<i>TB</i>	<i>EW<sub>s</sub></i>	<i>EW<sub>I</sub></i>	<i>EQ</i>	Komb Kuat I
1	222,213	172,037	156,135	247,983	7,867	384,537	3,148	4373,43	974,04
2	758,402	584,638	561,634	171,317	10,638	299,176	2,429	3721,29	3344,22
3	1138,129	876,834	870,794	113,114	11,464	229,149	1,818	3095,51	5060,29
4	1366,178	1052,319	1087,512	67,044	11,099	163,075	1,305	2532,18	6145,24
5	1445,742	1113,549	1214,633	32,454	9,986	111,406	0,882	2013,15	7679,86
6	1378,114	1061,518	1164,972	5,504	8,399	64,821	0,543	1513,93	6316,22
7	1163,053	896,042	938,384	-8,82	6,509	34,128	0,287	1058,50	5249,08
8	798,636	615,644	621,66	-13,886	4,43	10,593	0,111	638,78	3563,85
9	282,279	218,332	212,527	-6,377	2,24	-0,55	0,015	256,54	1248,69
36	222,213	172,037	156,135	247,983	7,867	-337,199	-3,148	2317,935	974,04

37	758,402	584,638	561,634	171,317	10,638	-249,289	-2,429	2152,777	3344,22
38	1138,129	876,834	870,794	113,114	11,464	-177,326	-1,818	1949,755	5060,29
39	1366,178	1052,319	1087,512	67,044	11,099	-117,559	-1,305	1732,729	6145,24
40	1445,742	1113,549	1214,633	32,454	9,986	-70,178	-0,882	1491,565	7679,86
41	1378,114	1061,518	1164,972	5,504	8,399	-35,153	-0,543	1224,35	6316,22
42	1163,053	896,042	938,384	-8,82	6,509	-10,298	-0,287	937,78	5249,08
43	798,636	615,644	621,66	-13,886	4,43	0,731	-0,111	611,992	3563,85
44	282,279	218,332	212,527	-6,377	2,24	0,68	-0,015	254,643	1248,69



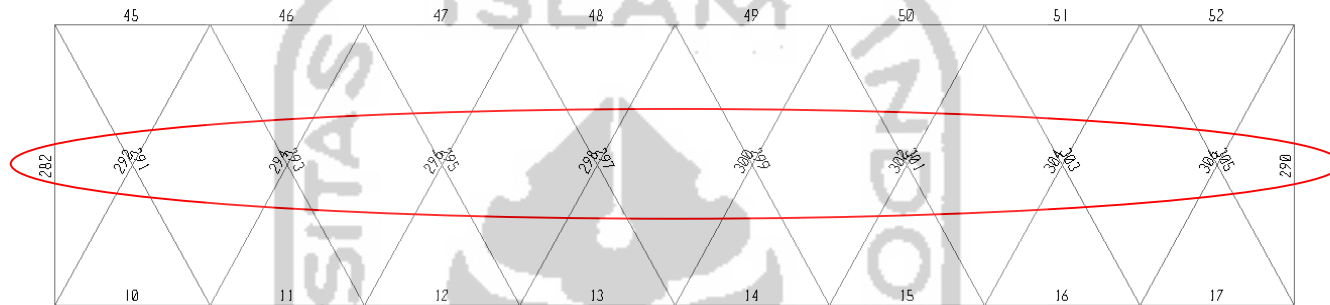
**Gambar 5.28 Penomoran Frame Rangka Bawah**

Tabel 5.13 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Ikatan Angin Atas

Frame	Gaya Aksial (kN)								
	<i>MS</i>	<i>MA</i>	<i>TD</i>	<i>TP</i>	<i>TB</i>	<i>EW<sub>s</sub></i>	<i>EW<sub>I</sub></i>	<i>EQ</i>	Komb Ekstrem I
282	$-2,27 \times 10^{-13}$	0	0,31	$-2,84 \times 10^{-14}$	$4,44 \times 10^{-16}$	-32	$-8,88 \times 10^{-16}$	-128	-128
290	0	0	-0,31	0	$-8,88 \times 10^{-16}$	-32	0	0	0
291	$-2,84 \times 10^{-13}$	$-9,95 \times 10^{-14}$	-0,354	$-3,55 \times 10^{-14}$	0	0	$1,78 \times 10^{-15}$	0	$-5,684 \times 10^{-13}$
292	0	0	-0,354	$5,68 \times 10^{-14}$	0	64	$1,78 \times 10^{-15}$	128	128
293	$-1,99 \times 10^{-13}$	$-1,49 \times 10^{-13}$	0,354	0	$6,66 \times 10^{-16}$	-32	$4,44 \times 10^{-16}$	-128	-256

294	0	0	0,354	0	0	32	$-8,88 \times 10^{-16}$	128	128
295	$-9,59 \times 10^{-14}$	$4,97 \times 10^{-14}$	-0,354	$1,24 \times 10^{-14}$	$1,11 \times 10^{-15}$	-32	$8,88 \times 10^{-16}$	0	-2,522E-14
296	$-2,27 \times 10^{-13}$	0	-0,354	0	$-8,88 \times 10^{-16}$	0	$-8,88 \times 10^{-16}$	0	$-2,956 \times 10^{-13}$
297	$8,53 \times 10^{-14}$	$-5,68 \times 10^{-14}$	0,354	$3,19 \times 10^{-14}$	$1,55 \times 10^{-15}$	-64	$1,78 \times 10^{-15}$	0	-2,842E-15
298	$-2,27 \times 10^{-13}$	0	0,354	$-1,42 \times 10^{-14}$	$-1,78 \times 10^{-15}$	-32	$-1,11 \times 10^{-15}$	-128	-128
299	$1,71 \times 10^{-13}$	$2,84 \times 10^{-14}$	-0,354	$1,42 \times 10^{-14}$	$1,11 \times 10^{-15}$	0	$8,60 \times 10^{-16}$	128	128
300	$-1,14 \times 10^{-13}$	$-1,14 \times 10^{-13}$	-0,354	$-4,26 \times 10^{-14}$	$-8,88 \times 10^{-16}$	0	$-1,94 \times 10^{-15}$	128	128
301	$2,84 \times 10^{-13}$	$2,27 \times 10^{-13}$	0,354	$3,55 \times 10^{-14}$	$1,55 \times 10^{-15}$	32	$1,78 \times 10^{-15}$	0	$8,242 \times 10^{-13}$
302	$-1,14 \times 10^{-13}$	$-1,14 \times 10^{-13}$	0,354	$-4,26 \times 10^{-14}$	0	0	$-1,11 \times 10^{-15}$	0	$-3,752 \times 10^{-13}$
303	$1,14 \times 10^{-13}$	$5,68 \times 10^{-14}$	-0,354	$1,42 \times 10^{-14}$	$1,33 \times 10^{-15}$	0	$1,33 \times 10^{-15}$	-128	-128
304	$-3,41 \times 10^{-13}$	$-1,71 \times 10^{-13}$	-0,354	$-4,26 \times 10^{-14}$	$-8,88 \times 10^{-16}$	-64	$-1,78 \times 10^{-15}$	0	$-7,844 \times 10^{-13}$
305	$3,41 \times 10^{-13}$	$3,98 \times 10^{-13}$	0,354	$2,84 \times 10^{-14}$	$2,22 \times 10^{-15}$	96	$4,44 \times 10^{-16}$	128	384

306	0	$-5,68 \times 10^{-14}$	0,354	$7,10 \times 10^{-15}$	$-8,88 \times 10^{-16}$	-64	$-1,78 \times 10^{-15}$	0	$-1,137 \times 10^{-13}$
-----	---	-------------------------	-------	------------------------	-------------------------	-----	-------------------------	---	--------------------------



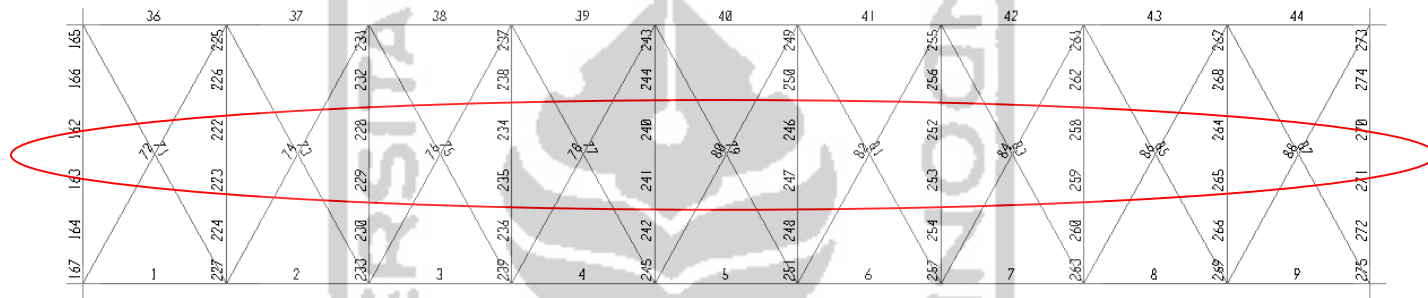
**Gambar 5.29 Penomoran Frame Ikatan Angin Atas**



Tabel 5.14 Rekapitulasi Gaya Aksial pada Ikatan Angin Bawah

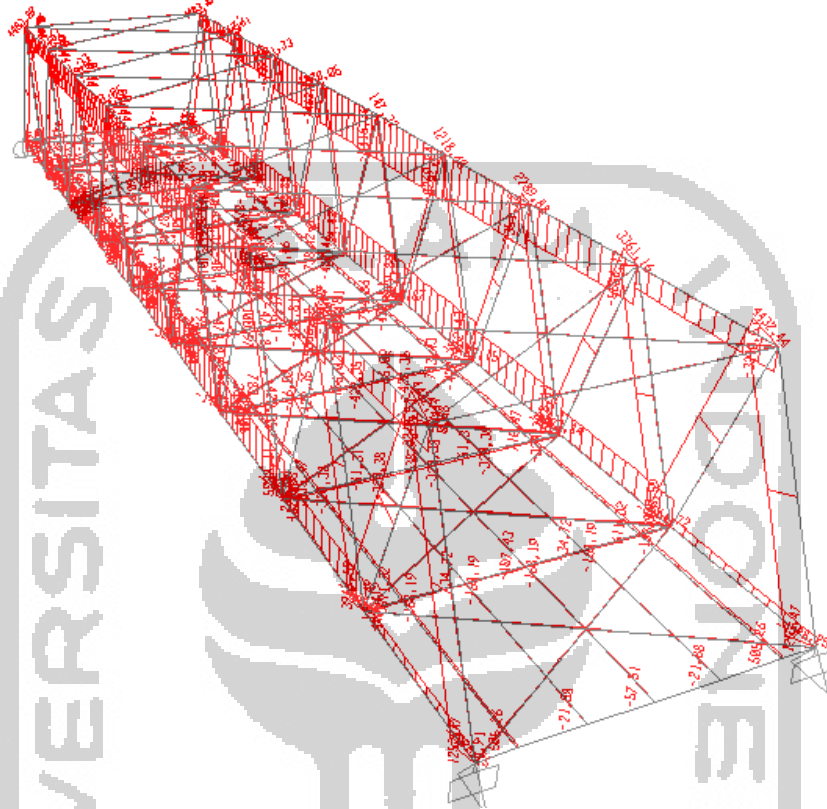
Frame	Gaya Aksial (kN)								
	<i>MS</i>	<i>MA</i>	<i>TD</i>	<i>TP</i>	<i>TB</i>	<i>EWs</i>	<i>EWI</i>	<i>EQ</i>	Komb Ekstrem I
71	11,40	8,84	7,87	1,30	0,492	-100,81	-0,772	-72,287	-320,827
72	11,40	8,84	7,87	1,30	0,492	103,16	0,772	508,524	452,852
73	41,59	32,06	30,72	4,84	0,576	-90,35	-0,686	-104,297	13,884
74	41,59	32,06	30,72	4,84	0,576	91,66	0,686	413,443	531,624
75	61,90	47,68	47,26	7,22	0,623	-79,21	-0,601	-91,937	83,894
76	61,90	47,68	47,26	7,22	0,623	80,86	0,601	363,757	539,588
77	74,17	57,13	58,89	8,66	0,601	-67,91	-0,515	-80,833	129,853
78	74,17	57,13	58,89	8,66	0,601	69,25	0,515	310,465	521,151
79	78,45	60,42	66,16	9,16	0,54	-56,36	-0,429	-67,828	155,004
80	78,45	60,42	66,16	9,16	0,54	57,52	0,429	256,816	479,647
81	74,81	57,62	63,49	8,73	0,453	-45,18	-0,343	-55,397	157,105
82	74,81	57,62	63,49	8,73	0,453	45,62	0,343	202,797	415,299
83	63,22	48,71	50,85	7,38	0,351	-33,89	-0,257	-42,979	136,625
84	63,22	48,71	50,85	7,38	0,351	34,08	0,257	150,508	330,112
85	43,79	33,76	33,98	5,10	0,239	-22,91	-0,172	-30,829	93,613

86	43,79	33,76	33,98	5,10	0,239	22,36	0,172	98,23	222,672
87	14,00	10,84	10,45	1,61	0,121	-11,98	-0,086	-18,903	20,968
88	14,00	10,84	10,45	1,61	0,121	10,64	0,086	45,265	85,136

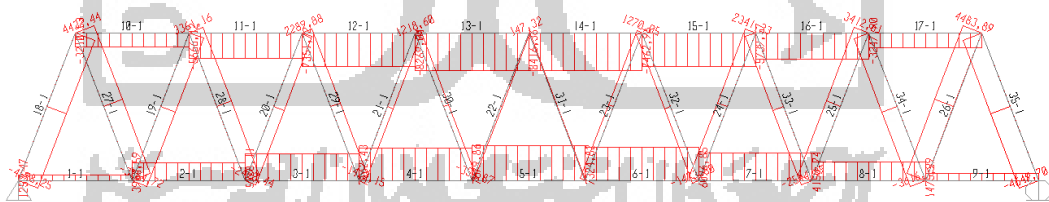


Gambar 5.30 Penomoran Frame Ikatan Angin Bawah

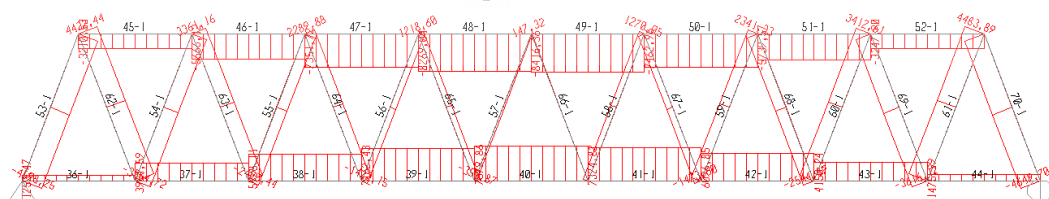
Hasil analisis struktur di atas dapat dilihat dalam bentuk gambar seperti pada Gambar 5.31 sampai Gambar 5.36 di bawah ini.



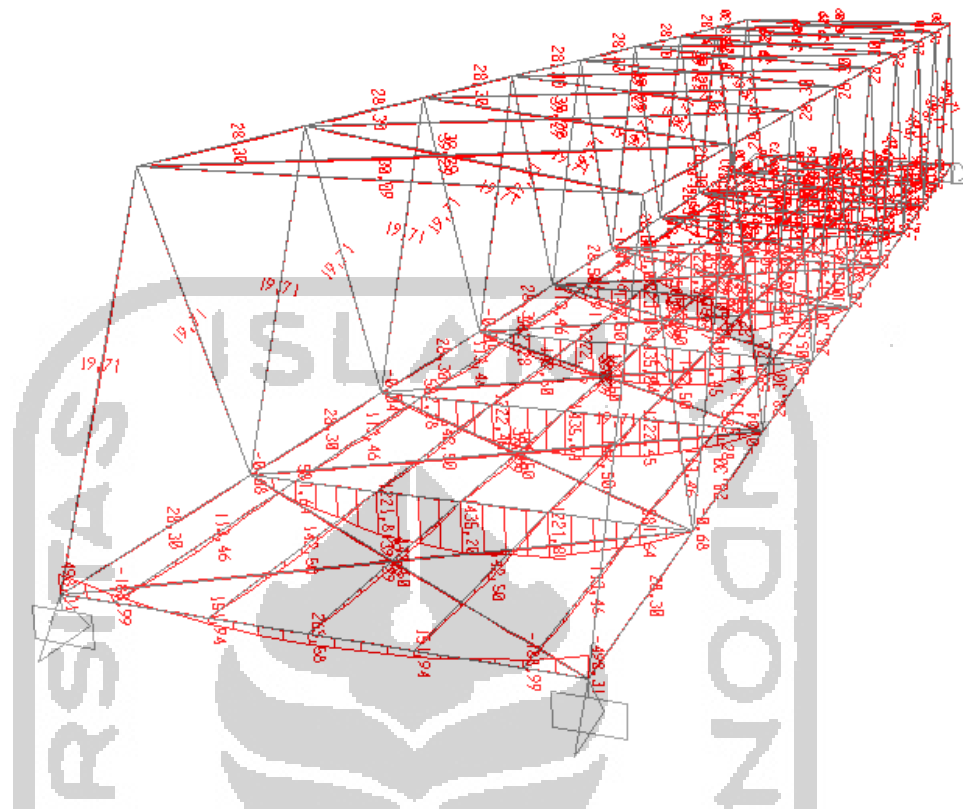
**Gambar 5.31 Hasil Analisis Struktur NFD Kombinasi Kuat I**



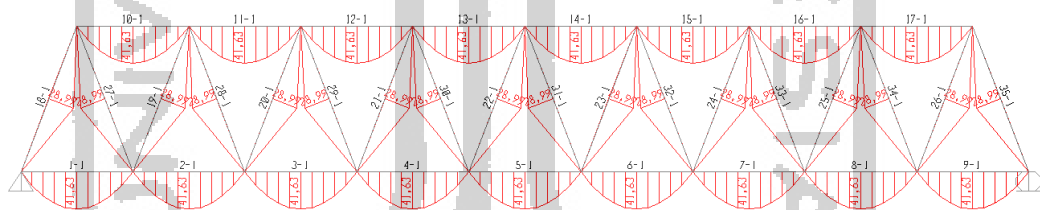
**Gambar 5.32 NFD Struktur Secara 2D Kanan Kombinasi Kuat I**



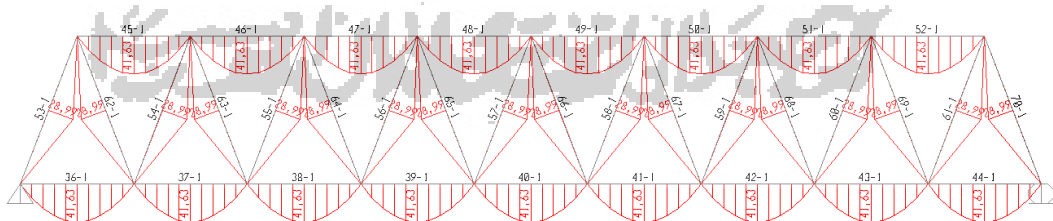
**Gambar 5.33 NFD Struktur Secara 2D Kiri Kombinasi Kuat I**



**Gambar 5.34 Hasil Analisis Struktur BMD Secara 3D Kombinasi Kuat I**



**Gambar 5.35 BMD Struktur Secara 2D Kanan Kombinasi Kuat I**



**Gambar 5.36 BMD Struktur Secara 2D Kiri Kombinasi Kuat I**

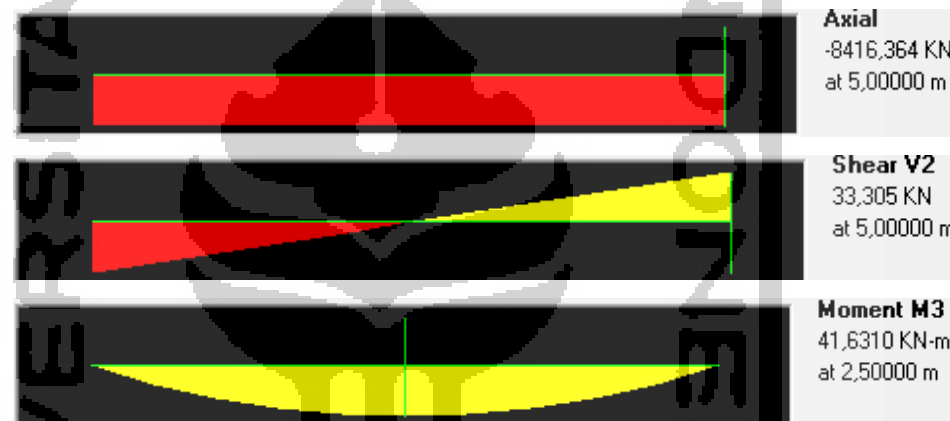
Hasil BMD yang ditunjukkan oleh gambar di atas merupakan BMD akibat berat sendiri profil karena struktur rangka sebenarnya secara teori tidak mempunyai nilai momen (BMD).

### 3. Desain Profil Struktur Rangka Baja

Profil struktur rangka baja didesain dengan menggunakan hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 yang sesuai dengan perilaku batangnya itu sendiri, apakah berperilaku tekan atau berperilaku tarik. Desain profil struktur rangka baja ini mengacu pada peraturan SNI 1729-2015 tentang Spesifikasi untuk Bangunan Gedung Baja Struktural.

#### a. Batang atas

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang atas Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.37 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Batang Atas**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar -8416,364 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada batang atas frame nomor 14 & 49 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu batang atas jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tekan. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 458 x 417 x 30 x 50 dengan standar JIS 3101 SS400.

Tinggi ( $h$ )	= 458 mm
Lebar ( $b$ )	= 417 mm
Tebal badan ( $tw$ )	= 30 mm
Tebal sayap ( $tf$ )	= 50 mm
Berat ( $q$ )	= 415 kg/m

Luas tampang ( $A$ )	= 52860 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 1870000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 605000000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $r_x$ )	= 188 mm
Radius girasi y ( $r_y$ )	= 107 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 8170000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 2900000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 9468030 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 5324650 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

1) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{0,5b}{t_f} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 417}{50} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$4,17 \leq 16$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

2) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{458 - (2 \times 50)}{35} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$16 \leq 42,57$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

Karena sayap dan badan pada profil IWF 458 x 417 x 30 x 50 tidak langsing, maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi lentur, di mana di dalam SNI 1729-2015 dua keadaan batas tersebut diatur dalam pasal E3 & E4.

## 3) Keadaan batas tekuk lentur (E3)

## a) Rasio kelangsingan batang

$$\frac{K \times L}{r_y} = \frac{1 \times 5000}{107}$$

$$= 46,73$$

## b) Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(KL/r)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{46,73^2}$$

$$= 903,98 \text{ MPa}$$

## c) Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{903,98} \dots 2,25$$

$$0,271 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

## d) Tegangan kritis

$$F_{cr} = (0,658 \frac{F_y}{F_e}) \times F_y$$

$$= (0,658 \frac{245}{903,98}) \times 245$$

$$= 218,73 \text{ MPa}$$

## e) Kuat tekan nominal

$$P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 218,73 \times 52860$$

$$= 10405,68 \text{ kN}$$

## 4) Keadaan batas tekuk torsi lentur (E4)

## a) Konstanta pembengkokan

$$C_w = \frac{I_y \times h_o^2}{4}$$

$$= \frac{605000000 \times (458-50)^2}{4}$$

$$= 2,518 \times 10^{13}$$

b) Konstanta torsi

$$\begin{aligned} J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t^3 \times b) + (tw^3 \times ho)] \\ &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 50^3 \times 417) + \{30^3 \times (458 - 50)\}] \\ &= 38422000 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

c) Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$\begin{aligned} F_e &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x + I_y} \\ &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times 2.10^5 \times 2,5.10^{13}}{(1 \times 5000)^2} \right) + (77200 \times 38422000) \right] \times \frac{1}{187.10^7 + 605.10^6} \\ &= 5214,52 \text{ MPa} \end{aligned}$$

d) Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{5214,52} \dots 2,25$$

$$0,047 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini tekuk inelastis, maka rumus  $F_{cr}$  seperti di bawah ini.

e) Tegangan kritis

$$F_{cr} = (0,658 \frac{F_y}{F_e}) \times F_y$$

$$= (0,658 \frac{245}{5214,52}) \times 245$$

$$= 240,23 \text{ MPa}$$

f) Kuat tekan nominal

$$P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 240,23 \times 52860$$

$$= 11428,66 \text{ kN}$$

5) Kuat tekan nominal yang dipakai



Kuat tekan nominal yang dipakai adalah nilai kuat tekan nominal terkecil di antara E3 dan E4. Dalam kasus ini nilai terkecil berasal dari E3 yaitu sebesar 10405,68 kN. Selain itu, karena  $E3 < E4$  maka tekuk yang terjadi dalam perencanaan batang atas adalah tekuk lentur..

6) Cek keamanan profil

$$P_u < P_n$$

$$8416,4 < 10405,68 \quad \text{OK AMAN!}$$

b. Batang diagonal

1) Batang tekan

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang diagonal batang tekan jembatan Lemah Abang



**Gambar 5.38 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Batang Diagonal**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar -4649,703 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada batang diagonal frame nomor 35 & 70 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu batang diagonal jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tekan.

Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 458 x 417 x 30 x 50 dengan standar JIS 3101 SS400

Tinggi ( $h$ ) = 458 mm

Lebar ( $b$ ) = 417 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 30 mm

Tebal sayap ( $tf$ )	= 50 mm
Berat ( $q$ )	= 415 kg/m
Luas tampang ( $A$ )	= 52860 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 1870000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 605000000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $r_x$ )	= 188 mm
Radius girasi y ( $r_y$ )	= 107 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 8170000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 2900000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 9468030 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 5324650 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

a) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{0,5b}{tf} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 458}{50} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$4,17 \leq 16$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_o}{tw} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{458 - (2 \times 50)}{30} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$16 \leq 42,57$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing. Karena sayap dan badan pada profil IWF 458 x 417 x 30 x 50 tidak langsing, maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan

adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi lentur, di mana di dalam SNI 1729-2015 dua keadaan batas tersebut diatur dalam pasal E3 & E4.

c) Keadaan batas tekuk lentur (E3)

i. Rasio kelangsingan batang

$$\frac{K \times L}{r_y} = \frac{1 \times 6960}{107}$$

$$= 65,09$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(KL/r)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{65,09^2}$$

$$= 465,97 \text{ MPa}$$

iii. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{465,97} \dots 2,25$$

$$0,53 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini

iv. Tegangan kritis

$$F_{cr} = (0,658^{\frac{F_y}{F_e}}) \times F_y$$

$$= (0,658^{\frac{245}{465,97}}) \times 245$$

$$= 196,61 \text{ MPa}$$

v. Kuat tekan nominal

$$P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 196,61 \times 52860$$

$$= 9353,52 \text{ kN}$$

d) Keadaan batas tekuk torsi lentur (E4)

i. Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h o^2}{4} \\
 &= \frac{605000000 \times (458-50)^2}{4} \\
 &= 2,518 \times 10^{13}
 \end{aligned}$$

ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t f^3 \times b) + (t w^3 \times h o)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 50^3 \times 417) + \{30^3 \times (458 - 50)\}] \\
 &= 38422000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$\begin{aligned}
 F_e &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x + I_y} \\
 &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times 2.10^5 \times 2,5.10^{13}}{(1 \times 6960)^2} \right) + (77200 \times 38422000) \right] \times \frac{1}{1,9.10^9 + 6.10^8} \\
 &= 4081,82 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

iv. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{4081,82} \dots 2,25$$

$$0,06 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

v. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) \times F_y \\
 &= \left( 0,658 \frac{245}{4081,82} \right) \times 245 \\
 &= 238,92 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

vi. Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 238,92 \times 52860 \\
 &= 11366,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e) Kuat tekan nominal yang dipakai

Kuat tekan nominal yang dipakai adalah nilai kuat tekan nominal terkecil di antara E3 dan E4. Dalam kasus ini nilai terkecil berasal dari E3 yaitu sebesar 9353,22 kN. Selain itu, karena  $E3 < E4$  maka tekuk yang terjadi dalam perencanaan batang atas adalah tekuk lentur

f) Cek keamanan profil

$$P_u < P_n$$

$$4649,7 < 9353,22 \quad \text{OK AMAN!}$$

2) Batang tarik

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang diagonal batang tarik jembatan Lemah Abang



**Gambar 5.39 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Batang Diagonal**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar 4483,9 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada batang diagonal frame nomor 26 & 61 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu batang diagonal jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tarik.

Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 458 x 417 x 30 x 50 dengan standar JIS 3101 SS400

Tinggi ( $h$ ) = 458 mm

Lebar ( $b$ ) = 417 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 30 mm

Tebal sayap ( $tf$ )	= 50 mm
Berat ( $q$ )	= 415 kg/m
Luas tampang ( $A$ )	= 52860 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 1870000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 605000000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $rx$ )	= 188 mm
Radius girasi y ( $ry$ )	= 107 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 8170000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 2900000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 9468030 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 5324650 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

a) Luas penampang bersih

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - (dh \times tf) \\
 &= 52860 - (38 \times 50) \\
 &= 50960 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 30 \\
 &= 90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\approx 100 \text{ mm}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned}
 L &= (n/4 - 1) \times s \\
 &= (24/4 - 1) \times 100 \\
 &= 500 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d) Faktor shear lag

$$\begin{aligned}
 U &= 1 - \frac{cy}{L} \\
 &= 1 - \frac{72}{500}
 \end{aligned}$$

$$= 0,856$$

e) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 50960 \times 0,856 \\ &= 43621,76 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik kriteria leleh penampang utuh

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 245 \times 52860 \\ &= 11655,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 400 \times 43621,76 \\ &= 13086,53 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat batang tarik pakai  $P_n = 11655,63 \text{ kN}$

g) Cek keamanan

$$\begin{aligned} P_u &< P_n \\ 4483,9 &< 11655,63 \quad \text{OK AMAN!} \end{aligned}$$

c. Batang bawah

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang bawah jembatan Lemah Abang.



Gambar 5.40 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Batang Bawah

Nilai gaya aksial terbesar sebesar 6617,982 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada batang bawah frame nomor 5 & 40 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu batang bawah jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tarik. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 458 x 417 x 30 x 50 dengan standar JIS 3101 SS400

Tinggi ( $h$ )	= 458 mm
Lebar ( $b$ )	= 417 mm
Tebal badan ( $tw$ )	= 30 mm
Tebal sayap ( $tf$ )	= 50 mm
Berat ( $q$ )	= 415 kg/m
Luas tampang ( $A$ )	= 52860 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 1870000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 605000000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $r_x$ )	= 188 mm
Radius girasi y ( $r_y$ )	= 107 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 8170000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 2900000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 9468030 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 5324650 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

a) Luas penampang bersih

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (dh \times tf) \\ &= 52860 - (38 \times 50) \\ &= 50960 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 30 \end{aligned}$$



$$= 90 \text{ mm}$$

$$\approx 90 \text{ mm}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned} L &= (n/4 - 1) \times s \\ &= (44/4 - 1) \times 90 \\ &= 900 \text{ mm} \end{aligned}$$

d) Faktor shear lag

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{cy}{L} \\ &= 1 - \frac{72}{900} \\ &= 0,92 \end{aligned}$$

e) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} Ae &= An \times U \\ &= 50960 \times 0,92 \\ &= 46883,2 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik kriteria leleh penampang utuh

$$\begin{aligned} Pn &= \phi \times Fy \times Ag \\ &= 0,9 \times 245 \times 52860 \\ &= 11655,63 \text{ kN} \end{aligned}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} Pn &= \phi \times Fu \times Ae \\ &= 0,75 \times 400 \times 46883,2 \\ &= 14064,96 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat batang tarik pakai  $Pn = 11655,63 \text{ kN}$

g) Cek keamanan

$$\begin{aligned} Pu &< Pn \\ 7679,86 &< 11655,63 \quad \text{OK AMAN!} \end{aligned}$$

d. Ikatan Angin Atas

1) Batang tekan

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari ikatan angin atas batang tekan Jembatan Lemah Abang



**Gambar 5.41 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Ikatan Angin Atas**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar -576 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada ikatan angin atas frame nomor 306 jembatan batang baja Lemah Abang, oleh karena itu ikatan angin atas jembatan batang baja Lemah Abang didesain profil tekan. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 300 x 300 x 10 x 15 dengan JIS 3101 SS400

Tinggi ( $h$ ) = 300 mm

Lebar ( $b$ ) = 300 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 10 mm

Tebal sayap ( $tf$ ) = 15 mm

Berat ( $q$ ) = 94 kg/m

Luas tampang ( $A$ ) = 11980 mm<sup>2</sup>

Inersia x ( $I_x$ ) = 204000000 mm<sup>4</sup>

Inersia y ( $I_y$ ) = 67500000 mm<sup>4</sup>

Radius girasi x ( $r_x$ ) = 131 mm

Radius girasi y ( $r_y$ ) = 75,1 mm

Modulus elastis x ( $S_x$ ) = 1360000 mm<sup>3</sup>

Modulus elastis y ( $S_y$ ) = 450000 mm<sup>3</sup>

$$\text{Modulus plastis } x (Z_x) = 2300000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus plastis } y (Z_y) = 776000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas } (E) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan putus } (F_u) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh } (F_y) = 245 \text{ MPa}$$

a) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{0,5b}{t_f} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 300}{15} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$10 \leq 16$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_o}{t_w} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{300 - (2 \times 15)}{10} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$27 \leq 42,57$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing

Karena sayap dan badan pada profil IWF 300 x 300 x 10 x 15 tidak langsing, maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan

adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi lentur, di mana di dalam SNI 1729-2015 dua keadaan batas tersebut diatur dalam pasal

E3 & E4.

c) Keadaan batas tekuk lentur (E3)

i. Rasio kelangsingan batang

$$\frac{K \times L}{r_y} = \frac{1 \times 10300}{75,1}$$

$$= 137,09$$

## ii. Tegangan tekuk elastis

$$\begin{aligned}
 F_e &= \frac{\pi^2 x E}{(KL/r)^2} \\
 &= \frac{\pi^2 x 200000}{137,09^2} \\
 &= 105,03 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## iii. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{105,03} \dots 2,25$$

$$2,33 > 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih besar dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk elastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

## iv. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= 0,877 x F_e \\
 &= 0,877 x 105,03 \\
 &= 92,11 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## v. Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= \phi x F_{cr} x A_g \\
 &= 0,9 x 92,11 x 11980 \\
 &= 993,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## d) Keadaan batas tekuk torsi lentur (E4)

## i. Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y x h_o^2}{4} \\
 &= \frac{67500000 x (300-15)^2}{4} \\
 &= 1,37 x 10^{12}
 \end{aligned}$$

## ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} x [(2 x t^3 x b) + (t w^3 x h_o)] \\
 &= \frac{1}{3} x [(2 x 15^3 x 300) + \{10^3 x (300 - 15)\}] \\
 &= 770000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

iii. Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$F_e = \left[ \left( \frac{\pi^2 x E x C_w}{(KL)^2} \right) + (G x J) \right] x \frac{1}{I_x + I_y}$$

$$= \left[ \left( \frac{\pi^2 x 200000 x 1,37.10^{12}}{(1 x 10300)^2} \right) + (77200 x 770000) \right] x \frac{1}{204.10^6 + 675.10^5}$$

$$= 1186,87 \text{ MPa}$$

iv. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{1186,87} \dots 2,25$$

$$0,21 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

v. Tegangan kritis

$$F_{cr} = \left( 0,658 \frac{F_y}{F_e} \right) x F_y$$

$$= \left( 0,658 \frac{245}{1186,87} \right) x 245$$

$$= 224,72 \text{ MPa}$$

vi. Kuat tekan nominal

$$P_n = \phi x F_{cr} x A_g$$

$$= 0,9 x 224,72 x 11980$$

$$= 2422,94 \text{ kN}$$

e) Kuat tekan nominal yang dipakai

Kuat tekan nominal yang dipakai adalah nilai kuat tekan nominal terkecil di antara E3 dan E4. Dalam kasus ini nilai terkecil berasal dari E3 yaitu sebesar 993,12 kN. Selain itu, karena  $E3 < E4$  maka tekuk yang terjadi dalam perencanaan batang atas adalah tekuk lentur.

f) Cek keamanan profil

$$P_u < P_n$$

$$576 < 993,12 \quad \text{OK AMAN!}$$

2) Batang tarik

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang ikatan angin atas batang tarik Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.42 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Ikatan Angin Atas**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar 384 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada ikatan angin atas frame nomor 282 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu ikatan angin atas jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tarik. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 300 x 300 x 10 x 15 dengan JIS 3101 SS400.

Tinggi ( $h$ ) = 300 mm

Lebar ( $b$ ) = 300 mm

Tebal badan ( $tw$ ) = 10 mm

Tebal sayap ( $tf$ ) = 15 mm

Berat ( $q$ ) = 94 kg/m

Luas tampang ( $A$ ) = 11980 mm<sup>2</sup>

Inersia x ( $I_x$ ) = 204000000 mm<sup>4</sup>

Inersia y ( $I_y$ ) = 67500000 mm<sup>4</sup>

Radius girasi x ( $r_x$ ) = 131 mm

Radius girasi y ( $r_y$ ) = 75,1 mm

Modulus elastis x ( $S_x$ ) = 1360000 mm<sup>3</sup>

Modulus elastis y ( $S_y$ ) = 450000 mm<sup>3</sup>

$$\text{Modulus plastis } x (Z_x) = 2300000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus plastis } y (Z_y) = 776000 \text{ mm}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas } (E) = 200000 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan putus } (F_u) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan leleh } (F_y) = 245 \text{ MPa}$$

a) Luas penampang bersih

$$\begin{aligned} A_n &= A_g - (dh \times t_f) \\ &= 11980 - (38 \times 15) \\ &= 11410 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \\ &\approx 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned} L &= (n/4 - 1) \times s \\ &= (8/4 - 1) \times 180 \\ &= 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

d) Faktor shear lag

$$\begin{aligned} U &= 1 - \frac{cy}{L} \\ &= 1 - \frac{33}{180} \\ &= 0,817 \end{aligned}$$

e) Luas penampang efektif

$$\begin{aligned} A_e &= A_n \times U \\ &= 11410 \times 0,817 \\ &= 9318,17 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

f) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik kriteria leleh penampang utuh

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times F_y \times A_g \\ &= 0,9 \times 245 \times 11980 \end{aligned}$$

$$= 2641,59 \text{ kN}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$\begin{aligned} P_n &= \phi \times F_u \times A_e \\ &= 0,75 \times 400 \times 9318,17 \\ &= 2795,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat batang tarik pakai  $P_n = 2641,59 \text{ kN}$

g) Cek keamanan

$$\begin{aligned} P_u &< P_n \\ 256 &< 2641,59 \quad \text{OK AMAN!} \end{aligned}$$

e. Ikatan angin bawah

1) Batang tekan

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari ikatan angin bawah batang tekan Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.43 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Ikatan Angin Bawah**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar -369,963 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada ikatan angin bawah frame nomor 71 jembatan batang baja Lemah Abang, oleh karena itu ikatan angin bawah jembatan batang baja Lemah Abang didesain profil tekan. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:  
Profil yang digunakan adalah IWF 300 x 300 x 10 x 15 dengan JIS 3101 SS400.

$$\text{Tinggi } (h) = 300 \text{ mm}$$



Lebar ( $b$ )	= 300 mm
Tebal badan ( $tw$ )	= 10 mm
Tebal sayap ( $tf$ )	= 15 mm
Berat ( $q$ )	= 94 kg/m
Luas tampang ( $A$ )	= 11980 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 204000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 67500000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $r_x$ )	= 131 mm
Radius girasi y ( $r_y$ )	= 75,1 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 1360000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 450000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 2300000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 776000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

a) Cek kelangsingan sayap

$$\frac{0,5b}{tf} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{0,5 \times 300}{15} \leq 0,56 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$10 \leq 16$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

b) Cek kelangsingan badan

$$\frac{h_o}{tw} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{E}{F_y}}$$

$$\frac{300 - (2 \times 15)}{10} \leq 1,49 \times \sqrt{\frac{200000}{245}}$$

$$27 \leq 42,57$$

Karena rasio lebar tebal lebih kecil dari batas tidak langsing, maka menurut tabel B4.1a profil IWF ini termasuk ke profil tidak langsing.

Karena sayap dan badan pada profil IWF 300 x 300 x 10 x 15 tidak langsing, maka keadaan batas yang direncanakan untuk profil tekan adalah keadaan batas tekuk lentur dan tekuk torsi lentur, di mana di dalam SNI 1729-2015 dua keadaan batas tersebut diatur dalam pasal E3 & E4.

c) Keadaan batas tekuk lentur (E3)

i. Rasio kelangsingan batang

$$\frac{K \times L}{r_y} = \frac{1 \times 10300}{75,1}$$

$$= 137,09$$

ii. Tegangan tekuk elastis

$$F_e = \frac{\pi^2 \times E}{(KL/r)^2}$$

$$= \frac{\pi^2 \times 200000}{137,09^2}$$

$$= 105,03 \text{ MPa}$$

iii. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{105,03} \dots 2,25$$

$$2,33 > 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih besar dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk elastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

iv. Tegangan kritis

$$F_{cr} = 0,877 \times F_e$$

$$= 0,877 \times 105,03$$

$$= 92,11 \text{ MPa}$$

v. Kuat tekan nominal

$$P_n = \phi \times F_{cr} \times A_g$$

$$= 0,9 \times 92,11 \times 11980$$

$$= 993,12 \text{ kN}$$

d) Keadaan batas tekuk torsi lentur (E4)

## i. Konstanta pembengkokan

$$\begin{aligned}
 C_w &= \frac{I_y \times h_o^2}{4} \\
 &= \frac{67500000 \times (300-15)^2}{4} \\
 &= 1,37 \times 10^{12}
 \end{aligned}$$

## ii. Konstanta torsi

$$\begin{aligned}
 J &= \frac{1}{3} \times [(2 \times t_f^3 \times b) + (t_w^3 \times h_o)] \\
 &= \frac{1}{3} \times [(2 \times 15^3 \times 300) + \{10^3 \times (300-15)\}] \\
 &= 770000 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

## iii. Tegangan tekuk elastis untuk sumbu simetri ganda

$$\begin{aligned}
 F_e &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times E \times C_w}{(KL)^2} \right) + (G \times J) \right] \times \frac{1}{I_x + I_y} \\
 &= \left[ \left( \frac{\pi^2 \times 200000 \times 1,37 \cdot 10^{12}}{(1 \times 10300)^2} \right) + (77200 \times 770000) \right] \times \frac{1}{204 \cdot 10^6 + 675 \cdot 10^5} \\
 &= 1186,87 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## iv. Jenis tekuk

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2,25 \text{ atau } \frac{F_y}{F_e} > 2,25$$

$$\frac{245}{1186,87} \dots 2,25$$

$$0,21 \leq 2,25$$

karena nilai perbandingan antara  $F_y$  dan  $F_e$  lebih kecil dari 2,25 maka menurut SNI 1729-2015 pasal E3 jenis tekuknya adalah tekuk inelastis dan rumus  $F_{cr}$  yang dipakai seperti di bawah ini.

## v. Tegangan kritis

$$\begin{aligned}
 F_{cr} &= (0,658^{\frac{F_y}{F_e}}) \times F_y \\
 &= (0,658^{\frac{245}{1186,87}}) \times 245 \\
 &= 224,72 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

## vi. Kuat tekan nominal

$$\begin{aligned}
 P_n &= \phi \times F_{cr} \times A_g \\
 &= 0,9 \times 224,72 \times 11980 \\
 &= 2422,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e) Kuat tekan nominal yang dipakai

Kuat tekan nominal yang dipakai adalah nilai kuat tekan nominal terkecil di antara E3 dan E4. Dalam kasus ini nilai terkecil berasal dari E3 yaitu sebesar 993,12 kN. Selain itu, karena  $E3 < E4$  maka tekuk yang terjadi dalam perencanaan batang atas adalah tekuk lentur

f) Cek keamanan profil

$$P_u < P_n$$

$$369,9 < 993,12 \quad \text{OK AMAN!}$$

2) Batang tarik

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai gaya dalam maksimum dari batang ikatan angin bawah batang tarik Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.44 Gambar & Nilai Gaya Dalam Maksimum Ikatan Angin Bawah**

Nilai gaya aksial terbesar sebesar 452,896 kN didapatkan dari hasil analisis struktur SAP 2000 v.14 pada ikatan angin bawah frame nomor 76 jembatan rangka baja Lemah Abang, oleh karena itu ikatan angin bawah jembatan rangka baja Lemah Abang didesain profil tarik. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut:

Profil yang digunakan adalah IWF 300 x 300 x 10 x 15 dengan JIS 3101 SS400.

Tinggi ( $h$ ) = 300 mm

Lebar ( $b$ ) = 300 mm

Tebal badan ( $tw$ )	= 10 mm
Tebal sayap ( $tf$ )	= 15 mm
Berat ( $q$ )	= 94 kg/m
Luas tampang ( $A$ )	= 11980 mm <sup>2</sup>
Inersia x ( $I_x$ )	= 204000000 mm <sup>4</sup>
Inersia y ( $I_y$ )	= 67500000 mm <sup>4</sup>
Radius girasi x ( $r_x$ )	= 131 mm
Radius girasi y ( $r_y$ )	= 75,1 mm
Modulus elastis x ( $S_x$ )	= 1360000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastis y ( $S_y$ )	= 450000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis x ( $Z_x$ )	= 2300000 mm <sup>3</sup>
Modulus plastis y ( $Z_y$ )	= 776000 mm <sup>3</sup>
Modulus elastisitas ( $E$ )	= 200000 MPa
Tegangan putus ( $F_u$ )	= 400 MPa
Tegangan leleh ( $F_y$ )	= 245 MPa

a) Luas penampang bersih

$$\begin{aligned}
 A_n &= A_g - (dh \times tf) \\
 &= 11980 - (38 \times 15) \\
 &= 11410 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

b) Jarak spasi baut minimum

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 30 \\
 &= 90 \text{ mm} \\
 &\approx 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Panjang total antar baut

$$\begin{aligned}
 L &= (n/4 - 1) \times s \\
 &= (8/4 - 1) \times 180 \\
 &= 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

d) Faktor shear lag

$$U = 1 - \frac{cy}{L}$$

$$= 1 - \frac{33}{180}$$

$$= 0,817$$

e) Luas penampang efektif

$$Ae = An \times U$$

$$= 11410 \times 0,817$$

$$= 9318,17 \text{ mm}^2$$

f) Kuat tarik nominal

i. Kuat tarik kriteria leleh penampang utuh

$$Pn = \phi \times Fy \times Ag$$

$$= 0,9 \times 245 \times 11980$$

$$= 2641,59 \text{ kN}$$

ii. Kuat tarik kriteria fraktur penampang berlubang

$$Pn = \phi \times Fu \times Ae$$

$$= 0,75 \times 400 \times 9318,17$$

$$= 2795,45 \text{ kN}$$

Kuat batang tarik pakai  $Pn = 2641,59 \text{ kN}$

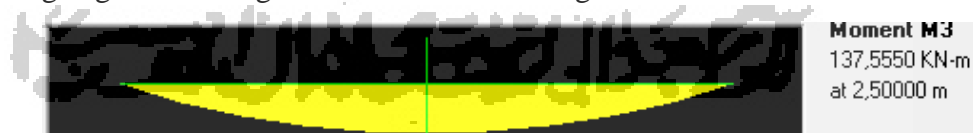
g) Cek keamanan

$$Pu < Pn$$

$$452,82 < 2641,59 \quad \text{OK AMAN!}$$

f. Gelagar memanjang

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai momen maksimum dari gelagar melintang Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.45 Momen Maksimum Gelagar Memanjang**

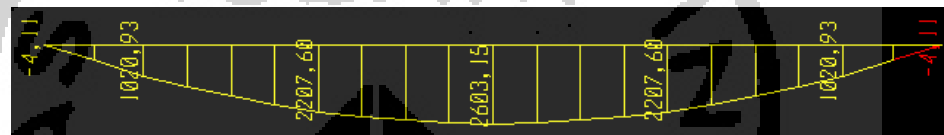
Dari perhitungan gelagar memanjang pendahuluan, sudah didapatkan nilai momen nominal penampang gelagar memanjang (IWF 440x300x11x18) sebesar 1307,72 kNm. Nilai momen ultimate pada gelagar memanjang yang didapatkan setelah dilakukan analisis struktur di program SAP2000

seperti yang ditunjukkan gambar di atas sebelumnya adalah sebesar 137,56 kNm.

$$\begin{array}{l} Mu < Mn \\ 137,5 < 1307,72 \quad \text{OK AMAN!} \end{array}$$

g. Gelagar melintang

Berikut di bawah ini adalah gambar dan nilai momen maksimum dari gelagar melintang Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.46 Momen Maksimum Gelagar Melintang**

Dari perhitungan gelagar melintang pendahuluan, sudah didapatkan nilai momen nominal penampang gelagar melintang (IWF 912x302x18x34) sebesar 2694,69 kNm. Nilai momen ultimate pada gelagar melintang yang didapatkan setelah dilakukan analisis struktur di program SAP2000 adalah sebesar 2603,15 kNm.

$$\begin{array}{l} Mu < Mn \\ 2603,15 < 2694,69 \quad \text{OK AMAN!} \end{array}$$

#### 5.1.6. Sambungan

Jenis sambungan yang digunakan untuk menyatukan seluruh pertemuan antar batang batang pada Jembatan Lemah Abang adalah jenis sambungan baut yang nantinya akan disatukan dengan pelat buhul. Adapun langkah-langkah perencanaannya adalah sebagai berikut.

##### 1. Baut

###### a. Sambungan baut antar batang utama

Berikut ini adalah perhitungan untuk batang nomor 14 & 49.

Adapun data-data perencanaannya adalah sebagai berikut ini:

$$\begin{array}{l} \text{Gaya aksial ultimate } (Pu) & = 8416,36 \text{ kN} \\ \text{Ukuran baut } (db) & = 30 \text{ mm} \\ \text{Ukuran lubang } (dh) & = 38 \text{ mm} \end{array}$$

Tipe baut	= A325
Kuat tarik nominal baut ( $Fnt$ )	= 620 MPa
Kuat geser nominal baut ( $Fnv$ )	= 372 MPa

## 1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned}
 Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\
 &= 706,85 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

## 2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned}
 \phi Rn &= 0,75 \times Fnv \times Ab \\
 &= 0,75 \times 372 \times 706,85 \\
 &= 197,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 3) Jumlah baut

$$\begin{aligned}
 nb &= \frac{Pu}{\phi Rn} \\
 &= \frac{8416,36}{197,21} \\
 &= 42,68 \text{ buah} \\
 &\approx 44 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

## 4) Jarak baut ke tepi sambungan

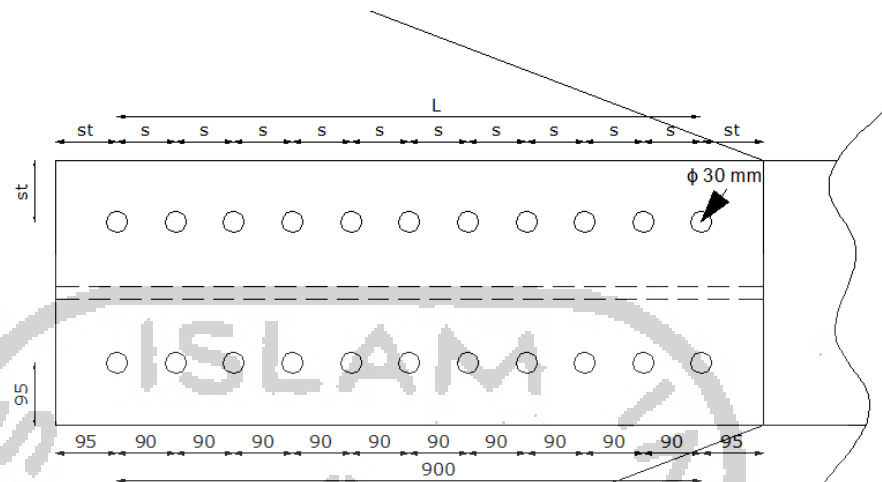
$$\begin{aligned}
 st &= 1,25 \times db \\
 &= 1,25 \times 30 \\
 &= 37,5 \text{ mm} \\
 &\approx 95 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

## 5) Jarak spasi antar baut

$$\begin{aligned}
 s &= 3 \times db \\
 &= 3 \times 30 \\
 &= 90 \text{ mm} \\
 &\approx 90 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Berikut di bawah ini adalah gambar hasil desain sambungan baut pada batang atas.





**Gambar 5.47 Hasil Desain Sambungan Baut pada Batang Atas**

Berikut di bawah ini adalah rekapitulasi perhitungan jumlah baut untuk batang utama lainnya

**Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Baut**

Batang	Gaya batang	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	(kN)	(kN)	(buah)	(buah)	
1	974,044	197,21	4,94	44	Batang bawah
2	3344,222	197,21	16,96	44	Batang bawah
3	5060,293	197,21	25,66	44	Batang bawah
4	6145,238	197,21	31,16	44	Batang bawah
5	7679,859	197,21	33,54	44	Batang bawah
6	6316,224	197,21	32,03	44	Batang bawah
7	5249,079	197,21	26,62	44	Batang bawah
8	3563,848	197,21	18,07	44	Batang bawah
9	1248,693	197,21	6,33	44	Batang bawah
10	- 2868,068	197,21	14,54	44	Batang atas

11	- 5063,995	197,21	25,68	44	Batang atas
12	- 6576,166	197,21	33,35	44	Batang atas
13	- 7407,057	197,21	37,56	44	Batang atas
14	- 8416,364	197,21	42,67	44	Batang atas
15	- 6687,601	197,21	33,91	44	Batang atas
16	- 5137,253	197,21	26,05	44	Batang atas
17	- 2905,625	197,21	14,73	44	Batang atas
18	-4085,9	197,21	20,72	24	Batang diagonal
19	- 3161,584	197,21	16,03	24	Batang diagonal
20	- 2210,946	197,21	11,21	24	Batang diagonal
21	- 1260,309	197,21	6,39	24	Batang diagonal
22	-309,671	197,21	1,57	24	Batang diagonal
23	1104,011	197,21	5,60	24	Batang diagonal
24	2054,648	197,21	10,42	24	Batang diagonal
25	3005,286	197,21	15,24	24	Batang diagonal
26	4483,89	197,21	20,06	24	Batang diagonal
27	3904,474	197,21	19,80	24	Batang diagonal
28	2953,837	197,21	14,98	24	Batang diagonal
29	2003,199	197,21	10,16	24	Batang diagonal
30	1052,561	197,21	5,34	24	Batang diagonal

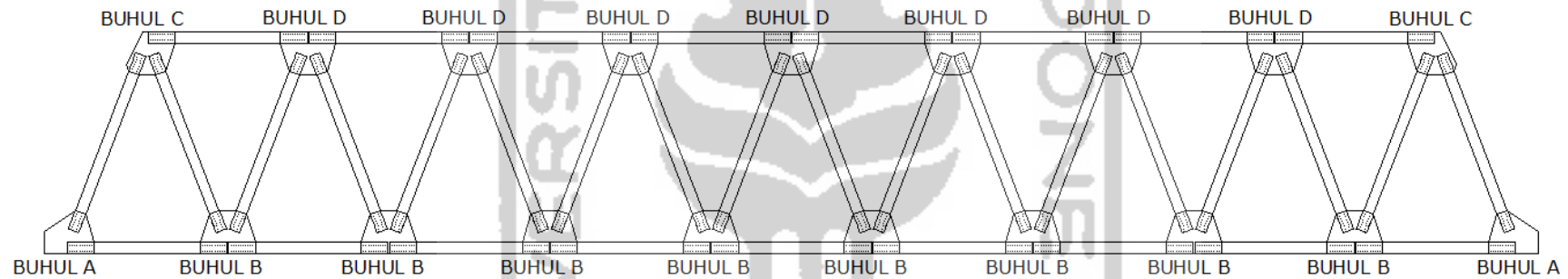
31	101,924	197,21	0,52	24	Batang diagonal
32	- 1311,758	197,21	6,65	24	Batang diagonal
33	- 2262,396	197,21	11,47	24	Batang diagonal
34	- 3213,033	197,21	16,29	24	Batang diagonal
35	-4649,71	197,21	20,98	24	Batang diagonal
36	974,044	197,21	4,94	44	Batang bawah
37	3344,222	197,21	16,96	44	Batang bawah
38	5060,293	197,21	25,66	44	Batang bawah
39	6145,238	197,21	31,16	44	Batang bawah
40	7679,86	197,21	33,54	44	Batang bawah
41	6316,224	197,21	32,03	44	Batang bawah
42	5249,079	197,21	26,62	44	Batang bawah
43	3563,848	197,21	18,07	44	Batang bawah
44	1248,693	197,21	6,33	44	Batang bawah
45	- 2868,068	197,21	14,54	44	Batang atas
46	- 5063,995	197,21	25,68	44	Batang atas
47	- 6576,166	197,21	33,35	44	Batang atas
48	- 7407,057	197,21	37,56	44	Batang atas
49	- 8416,364	197,21	42,67	44	Batang atas
50	- 6687,601	197,21	33,91	44	Batang atas

51	- 5137,253	197,21	26,05	44	Batang atas
52	- 2905,625	197,21	14,73	44	Batang atas
53	-4085,9	197,21	20,72	24	Batang diagonal
54	- 3161,584	197,21	16,03	24	Batang diagonal
55	- 2210,946	197,21	11,21	24	Batang diagonal
56	- 1260,309	197,21	6,39	24	Batang diagonal
57	-309,671	197,21	1,57	24	Batang diagonal
58	1104,011	197,21	5,60	24	Batang diagonal
59	2054,648	197,21	10,42	24	Batang diagonal
60	3005,286	197,21	15,24	24	Batang diagonal
61	4483,89	197,21	20,06	24	Batang diagonal
62	3904,474	197,21	19,80	24	Batang diagonal
63	2953,837	197,21	14,98	24	Batang diagonal
64	2003,199	197,21	10,16	24	Batang diagonal
65	1052,561	197,21	5,34	24	Batang diagonal
66	101,924	197,21	0,52	24	Batang diagonal
67	- 1311,758	197,21	6,65	24	Batang diagonal
68	- 2262,396	197,21	11,47	24	Batang diagonal
69	- 3213,033	197,21	16,29	24	Batang diagonal
70	-4137,35	197,21	20,98	24	Batang diagonal

Hasil desain sambungan baut pada batang utama Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.48 di bawah ini.

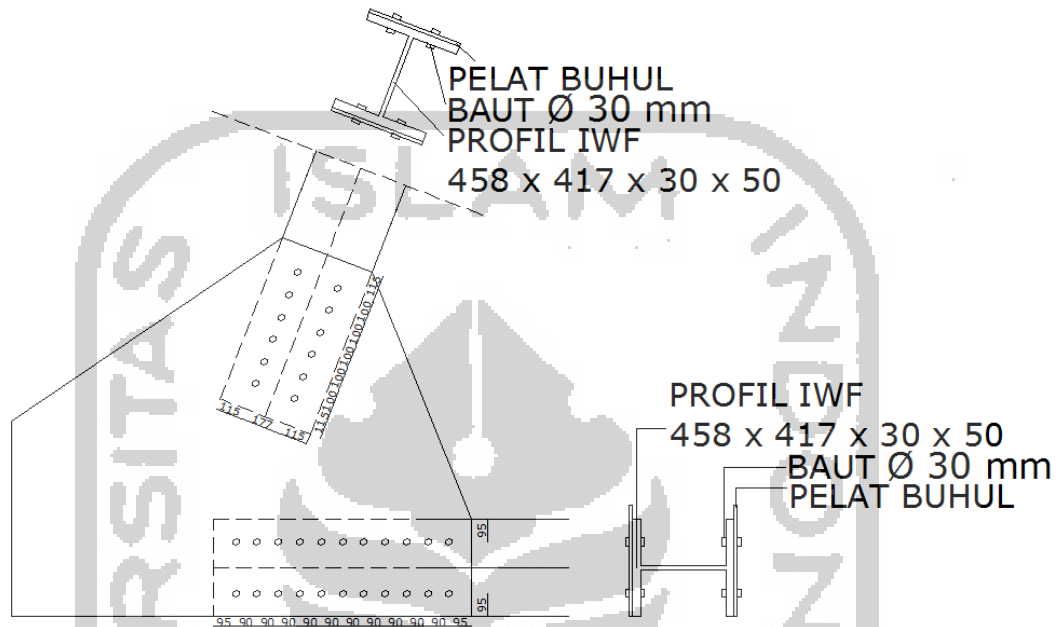


Berikut di bawah ini adalah desain sambungan baut batang utama secara keseluruhan dapat dilihat pada Gambar 5.48 di bawah ini.

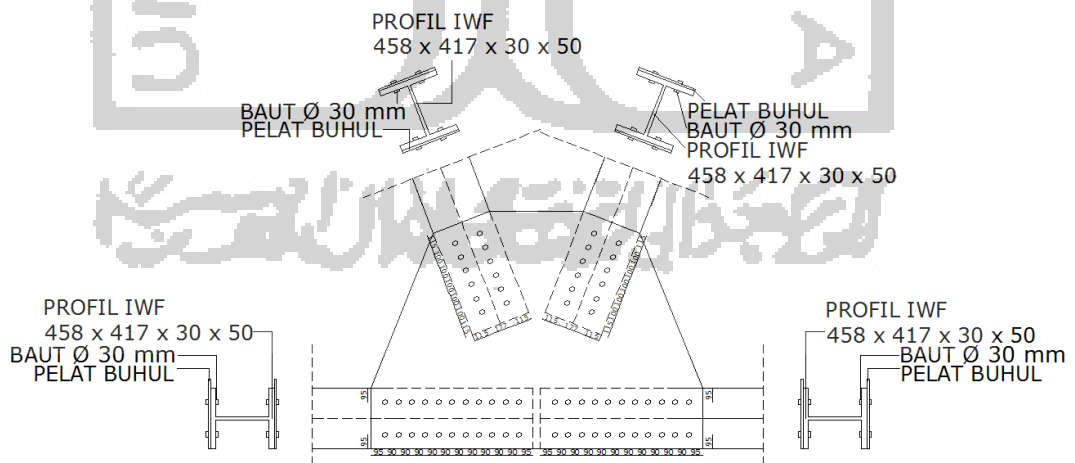


**Gambar 5.48 Desain Sambungan Batang Utama**

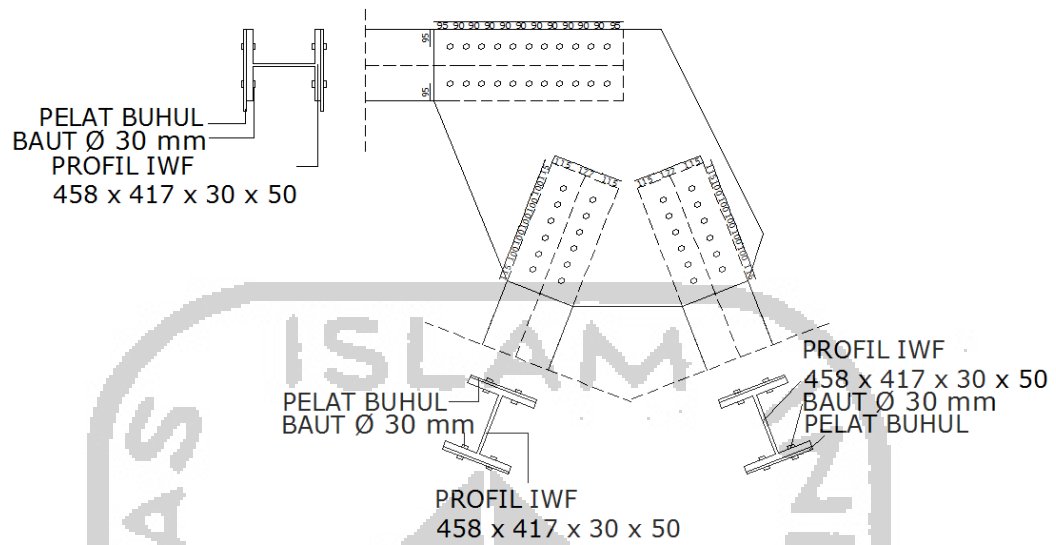
Berikut di bawah ini adalah detail dari buhul-buhul tipe A, B, C, dan D



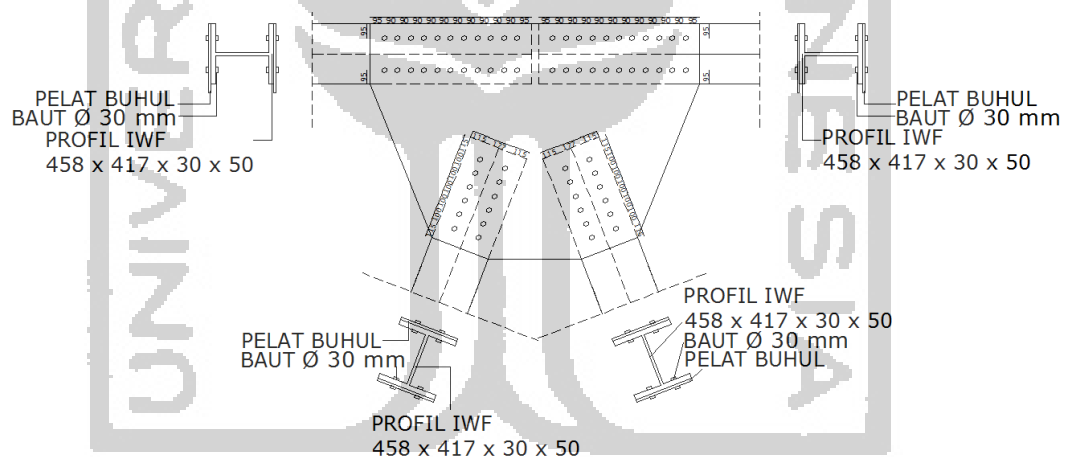
**Gambar 5.49 Detail Buhul A**



**Gambar 5.50 Detail Buhul B**



**Gambar 5.51 Detail Buhul C**



**Gambar 5.52 Detail Buhul D**

b. Sambungan ikatan angin

Berikut ini adalah perhitungan untuk batang nomor 76. Adapun data-data perencanaannya adalah sebagai berikut ini:

$$\text{Gaya aksial ultimate } (P_u) = 452,824 \text{ kN}$$

$$\text{Ukuran baut } (d_b) = 30 \text{ mm}$$

$$\text{Ukuran lubang } (d_h) = 38 \text{ mm}$$

$$\text{Tipe baut} = \text{A325}$$



Kuat tarik nominal baut ( $F_{nt}$ ) = 620 MPa

Kuat geser nominal baut ( $F_{nv}$ ) = 372 MPa

1) Luas penampang baut

$$\begin{aligned} Ab &= \frac{1}{4} \times \pi \times db^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 30^2 \\ &= 706,85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Kapasitas satu baut

$$\begin{aligned} \phi R_n &= 0,75 \times F_{nv} \times Ab \\ &= 0,75 \times 372 \times 706,85 \\ &= 197,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Jumlah baut

$$\begin{aligned} nb &= \frac{P_u}{\phi R_n} \\ &= \frac{452,852}{197,21} \\ &= 2,29 \text{ buah} \\ &\approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

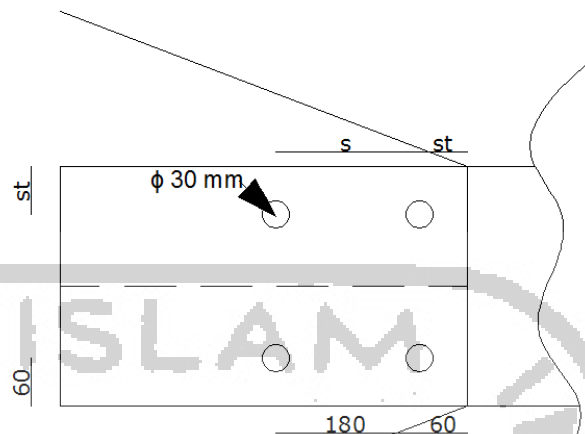
4) Jarak baut ke tepi sambungan

$$\begin{aligned} st &= 1,25 \times db \\ &= 1,25 \times 30 \\ &= 37,5 \text{ mm} \\ &\approx 60 \text{ mm} \end{aligned}$$

5) Jarak spasi antar baut

$$\begin{aligned} s &= 3 \times db \\ &= 3 \times 30 \\ &= 90 \text{ mm} \\ &\approx 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

Berikut di bawah ini adalah gambar hasil desain sambungan baut pada ikatan angin atas.



**Gambar 5.53 Hasil Desain Sambungan Baut pada Ikatan Angin Atas**

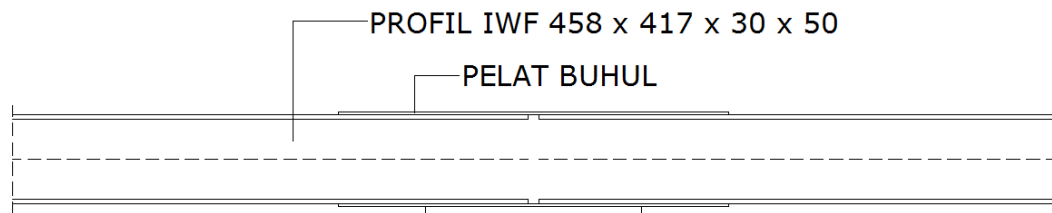
Berikut di bawah ini adalah rekapitulasi perhitungan jumlah baut untuk ikatan angin lainnya.

**Tabel 5.16 Rekapitulasi Perhitungan Jumlah Baut Ikatan Angin**

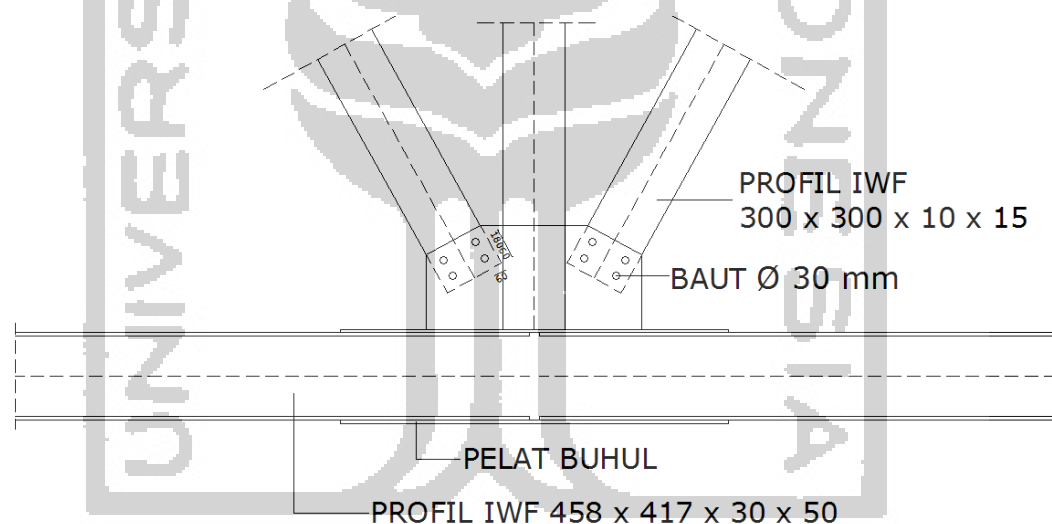
Batang	Gaya batang	Kapasitas satu baut	Jumlah baut	Jumlah baut pakai	Keterangan
	(kN)	(kN)	(buah)	(buah)	
71	-39,776	197,21	0,20	8	Ikatan angin bawah
72	541,035	197,21	2,74	8	Ikatan angin bawah
73	13,884	197,21	0,07	8	Ikatan angin bawah
74	531,624	197,21	2,70	8	Ikatan angin bawah
75	83,894	197,21	0,43	8	Ikatan angin bawah
76	452,824	197,21	2,74	8	Ikatan angin bawah
77	129,853	197,21	0,66	8	Ikatan angin bawah
78	521,151	197,21	2,64	8	Ikatan angin bawah
79	155,004	197,21	0,79	8	Ikatan angin bawah
80	479,647	197,21	2,43	8	Ikatan angin bawah
81	157,105	197,21	0,80	8	Ikatan angin bawah

82	415,299	197,21	2,11	8	Ikatan angin bawah
83	136,625	197,21	0,69	8	Ikatan angin bawah
84	330,112	197,21	1,67	8	Ikatan angin bawah
85	93,613	197,21	0,47	8	Ikatan angin bawah
86	222,672	197,21	1,13	8	Ikatan angin bawah
87	20,968	197,21	0,11	8	Ikatan angin bawah
88	85,136	197,21	0,43	8	Ikatan angin bawah
291	$-5,7 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
292	89,6	197,21	0,45	8	Ikatan angin atas
293	-44,8	197,21	0,23	8	Ikatan angin atas
294	44,8	197,21	0,23	8	Ikatan angin atas
295	-44,8	197,21	0,23	8	Ikatan angin atas
296	$-2,9 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
297	-89,6	197,21	0,45	8	Ikatan angin atas
298	-44,8	197,21	0,23	8	Ikatan angin atas
299	$2,78 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
300	$-3,7 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
301	44,8	197,21	0,23	8	Ikatan angin atas
302	$-3,7 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
303	$2,62 \times 10^{-13}$	197,21	0,00	8	Ikatan angin atas
304	-89,6	197,21	0,45	8	Ikatan angin atas
305	134,4	197,21	0,68	8	Ikatan angin atas
306	-576	197,21	0,45	8	Ikatan angin atas

Hasil desain detail sambungan baut pada ikatan angin jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.54 dan 5.55 di bawah ini.



**Gambar 5.54 Detail Buhul Ikatan Angin Atas**



**Gambar 5.55 Detail Buhul Ikatan Angin Bawah**

2. Kekuatan sambungan baut

Pada perhitungan kekuatan sambungan baut ini, digunakan perhitungan kekuatan sambungan baut untuk batang atas sebagai contoh. Untuk perhitungan batang yang lain nantinya akan direkapitulasi.

Nilai gaya aksial diambil yang terbesar dari seluruh nilai gaya aksial batang atas sesuai dengan yang ditunjukkan pada Tabel 5.16 sebelumnya. Adapun data-data perencanaannya adalah sebagai berikut ini:

Luas penampang profil ( $A_g$ )	= 52860 mm <sup>2</sup>
Tebal profil ( $t$ )	= 50 mm
Ukuran baut ( $db$ )	= 30 mm
Ukuran lubang ( $dh$ )	= 38 mm
Jumlah baut ( $nb$ )	= 44 buah
Jarak baut ke tepi sambungan ( $st$ )	= 95 mm
Jarak spasi antar baut ( $s$ )	= 90 mm
Panjang total antar baut ( $L$ )	= 900 mm

a. Kuat geser blok

$$\begin{aligned}
 A_{nv} &= [(L + st) - \{dh \times (n-0,5)\}] \times t \\
 &= [(900 + 95) - \{38 \times (11-0,5)\}] \times 50 \\
 &= 30750 \text{ mm}^2 \\
 A_{nt} &= (st - 0,5dh) \times t \\
 &= (95 - 0,5 \times 38) \times 50 \\
 &= 2850 \text{ mm}^2 \\
 A_{gv} &= (L + st) \times t \\
 &= (900 + 95) \times 50 \\
 &= 49750 \text{ mm}^2 \\
 U_{bs} &= 1 \\
 R_{nf} &= 4 \times [(0,6 \cdot F_u \cdot A_{nv}) + (U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})] \\
 &= 4 \times [(0,6 \times 400 \times 30750) + (1 \times 400 \times 2850)] \\
 &= 34080 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

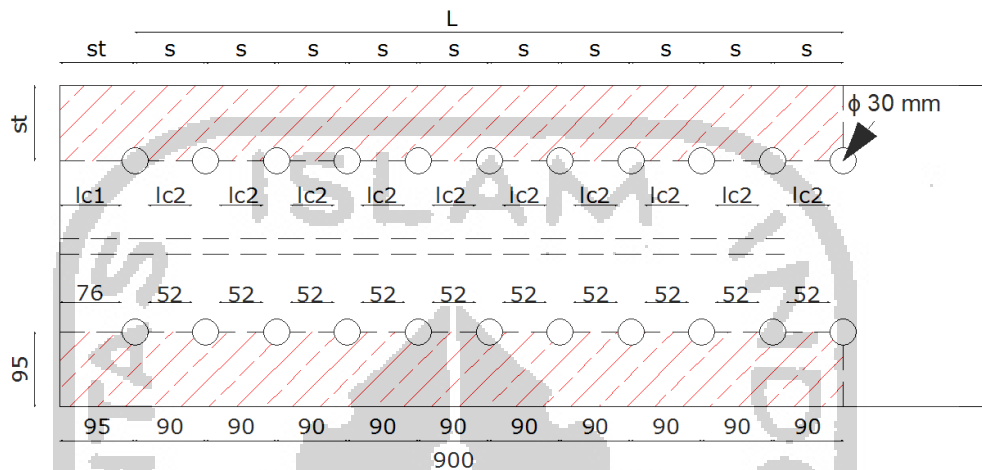
$$\begin{aligned}
 R_{ny} &= 4 \times [(0,6 \cdot F_y \cdot A_{gv}) + (U_{bs} \cdot F_u \cdot A_{nt})] \\
 &= 4 \times [(0,6 \times 245 \times 49750) + (1 \times 400 \times 2850)] \\
 &= 33813 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Nilai yang diambil adalah terkecil yaitu  $R_{ny} = 33813$  kN. Maka dari itu, nilai kuat geser blok adalah sebagai berikut

$$\begin{aligned}
 \phi R_n &= 0,75 \times 33813 \\
 &= 25359,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kuat tumpu pelat

Perhitungan kuat tumpu pelat berdasarkan faktor-faktor yang ada di Gambar 5.56 di bawah ini.



**Gambar 5.56 Kuat Tumpu Pelat Batang Atas**

$$\begin{aligned}
 lc1 &= st - \frac{1}{2} dh \\
 &= 95 - \frac{1}{2} 38 \\
 &= 76 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 lc2 &= s - dh \\
 &= 90 - 38 \\
 &= 52 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rna &= 1,5 \cdot lc1 \cdot t \cdot Fu \leq 3 \cdot db \cdot t \cdot Fu \\
 &= 1,5 \cdot 76 \cdot 50 \cdot 400 \leq 3 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 400 \\
 &= 2280 > 1800
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1800 \text{ kN} \\
 Rnb &= 1,5 \cdot lc2 \cdot t \cdot Fu \leq 3 \cdot db \cdot t \cdot Fu \\
 &= 1,5 \cdot 52 \cdot 50 \cdot 400 \leq 3 \cdot 30 \cdot 50 \cdot 400 \\
 &= 1560 \leq 1800
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1560 \text{ kN} \\
 \phi Rn &= 4 \times \{0,75 \times [(1 \times Rna) + (10 \times Rnb)]\} \\
 &= 52200 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapitulasi nilai kekuatan sambungan untuk batang atas

**Tabel 5.17 Rekapitulasi Kekuatan Sambungan Baut**

No	Jenis	$\phi R_n$
		(kN)
1	Kuat geser blok	25359,75
2	Kuat tumpu pelat	52200
$\phi R_n$ pakai =		25359,75

$$\phi R_n > P_u$$

$$25359,8 > 84416,346 \quad \text{OK AMAN!}$$

Karena nilai kuat sambungan lebih besar dari gaya aksial ultimate maka sambungan pada batang atas aman untuk digunakan.

Perhitungan kekuatan sambungan untuk batang lain menggunakan perhitungan dan metode yang sama, berikut ini adalah hasil rekapitulasi dari perhitungan kekuatan sambungan.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Kekuatan Sambungan Baut

Batang	Gaya Aksial	n baut/baris	Kuat Geser Blok								Kuat Tumpu Pelat					Kontrol $\phi Rn > Pu$
	$Pu$		$st$	$s$	$Agv$	$Anv$	$Ant$	$\phi Rnf$	$\phi Rny$	$\phi Rn$	$lc1$	$lc2$	$Rna$	$Rnb$	$\phi Rn$	
	(kN)		(mm)	(mm)	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(mm <sup>2</sup> )	(kN)	(kN)	(kN)	(mm)	(mm)	(kN)	(kN)	(kN)	
Batang Diagonal	4649,703	11	115	100	30750	21250	4800	28080	25761	19320,75	96	62	1800	1800	32400	AMAN
Batang Bawah	7679,859	11	95	90	49750	30750	2850	34080	33813	25359,75	76	52	1800	1560	47520	AMAN
Ikatan Angin Atas	256	2	60	180	12000	10100	2050	12976	10336	7752	41	142	1230	1800	9090	AMAN
Ikatan Angin Bawah	452,824	2	60	180	12000	10100	2050	12976	10336	7752	41	142	1230	1800	9090	AMAN



## 5.2. Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

Perencanaan struktur bawah Jembatan Lemah Abang terdiri atas perencanaan abutment, pilar, dan pondasi sumuran.

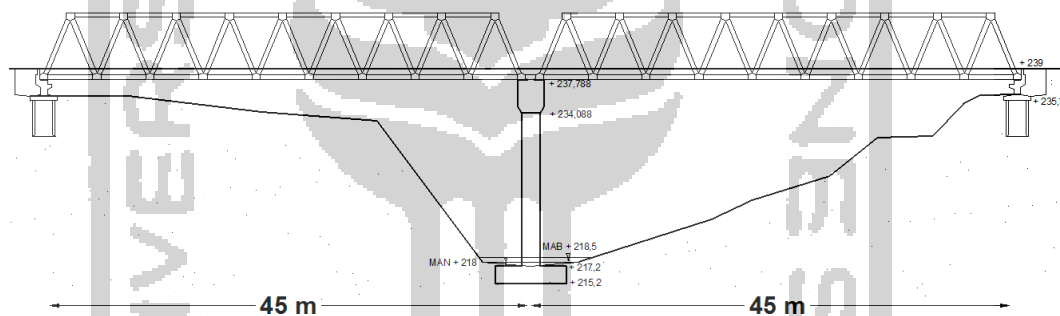
### 5.2.1. Abutment

Abutment jembatan merupakan bagian pangkal jembatan yang didesain berdasarkan pengaruh dari beban-beban vertikal dari struktur atas dan horizontal dari tekanan tanah dan gaya gempa.

#### 1. Data struktur jembatan

##### a. Data struktur atas jembatan

Struktur atas Jembatan Lemah Abang direncanakan menggunakan struktur rangka baja seperti Gambar 5.57 di bawah ini.



**Gambar 5.57** Tampang Melintang Jembatan Lemah Abang

Data spesifikasi struktur rangka baja jembatan adalah sebagai berikut:

Panjang jembatan ( $L$ ) = 90 m

Tinggi jembatan ( $h$ ) = 6,5 m

Lebar jembatan ( $b$ ) = 9 m

Lebar jalur lalu lintas ( $b1$ ) = 7 m

Lebar trotoar ( $b2$ ) = 1 m

Tebal trotoar ( $tt$ ) = 0,2 m

Tebal pelat lantai ( $ts$ ) = 0,2 m

Tebal lapisan aspal ( $ta$ ) = 0,05 m

Tebal genangan air hujan ( $th$ ) = 0,05 m

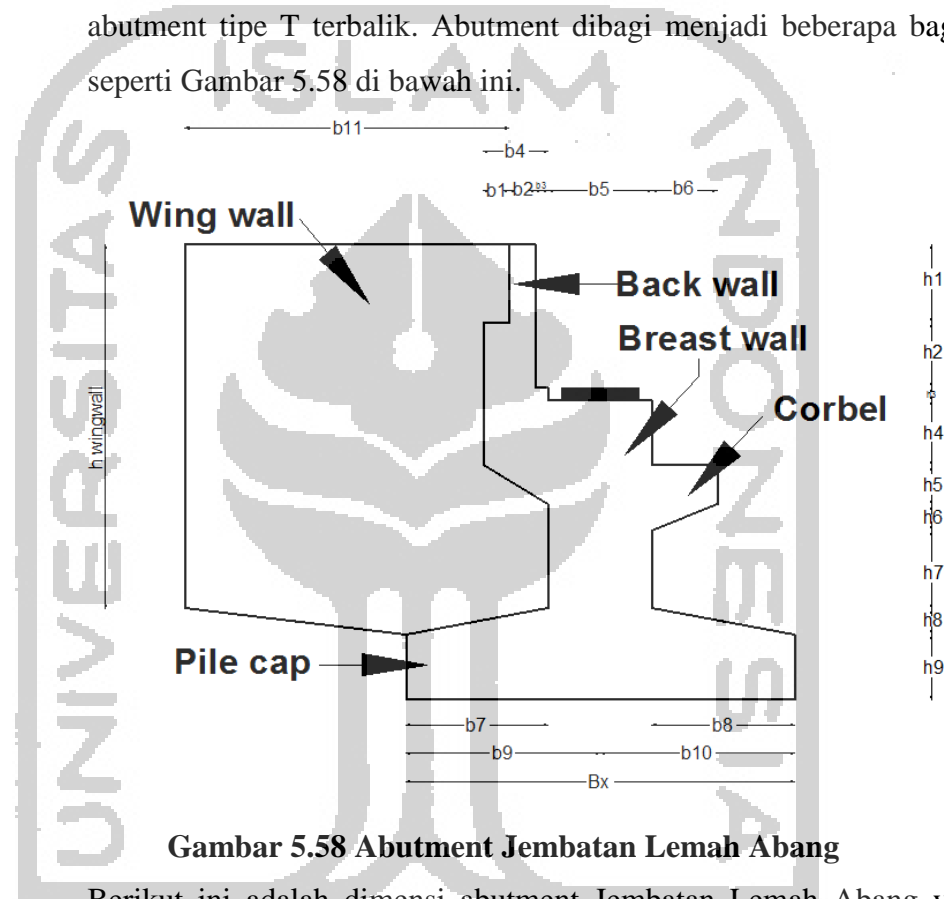
Berat volume beton bertulang ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Berat volume aspal ( $\gamma_a$ ) = 22 kN/m<sup>3</sup>

b. Data struktur bawah jembatan

1) Dimensi abutment

Tipe abutment yang digunakan untuk Jembatan Lemah Abang adalah abutment tipe T terbalik. Abutment dibagi menjadi beberapa bagian seperti Gambar 5.58 di bawah ini.



**Gambar 5.58 Abutment Jembatan Lemah Abang**

Berikut ini adalah dimensi abutment Jembatan Lemah Abang yang ditampilkan pada Tabel 5.19 di bawah ini.

**Tabel 5.19 Dimensi Abutment Jembatan Lemah Abang**

Notasi	h (m)	Notasi	b (m)
h1	0,6	b1	0,2
h2	0,5	b2	0,2
h3	0,1	b3	0,1
h4	0,5	b4	0,5

h5	0,3	b5	0,8
h6	0,2	b6	0,5
h7	0,6	b7	1,1
h8	0,2	b8	1,1
h9	0,5	b9	1,5
h tot	3,5	b10	1,5
h wing wall	3	b11	2,5
		Bx	3
		By	11

## 2) Mutu bahan dan material

Data-data material yang dibutuhkan untuk merencanakan abutment adalah sebagai berikut:

### a) Mutu material abutment

Berat volume beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 25 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

### b) Data tanah

Berikut ini adalah data Standard Penetration Test (SPT) pada Proyek Pembangunan Jalan dan Jembatan Lemah Abang yang dapat dilihat pada Tabel 5.20 di bawah ini.

**Tabel 5.20 Data Hasil Pengujian Standart Penetration Test (SPT)**

Kedalaman (m)	Tanah	SPT
1	Tanah lempung warna merah	20
2	Batu lempung lapuk abu-abu kehijauan	20
4	Batu lempung abu-abu	27
6		42
8		46
10		48

- i. Lapis 1 dengan kedalaman 2 m
  - Berat volume tanah ( $\gamma_s$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>
  - Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) = 35°
  - Kohesi ( $C$ ) = 12 kN/m<sup>2</sup>
- ii. Lapis 2 dengan kedalaman 4 m
  - Berat volume tanah ( $\gamma_s$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>
  - Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) = 35°
  - Kohesi ( $C$ ) = 16,2 kN/m<sup>2</sup>
- iii. Lapis 3 dengan kedalaman 10 m
  - Berat volume tanah ( $\gamma_s$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>
  - Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) = 40°
  - Kohesi ( $C$ ) = 28,8 kN/m<sup>2</sup>
- c) Wing wall
  - Berat volume beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>
  - Tebal wing wall ( $b_w$ ) = 0,25 m
  - Jumlah wing wall ( $n$ ) = 2 buah
  - Tebal total wing wall ( $2b_w$ ) = 0,5 m

## 2. Pembebanan

Pembebanan abutment jembatan pada umumnya dipengaruhi oleh beban struktur atas jembatan, gaya akibat tekanan tanah dan berat sendiri abutment. Pembebanan tersebut kemudian dikombinasikan untuk mengetahui nilai beban maksimum pada struktur tersebut, kemudian abutment dicek stabilitasnya. Pembebanan tersebut terdiri dari:

### a. Berat sendiri ( $MS$ )

#### 1) Berat sendiri struktur atas

##### a) Batang atas

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 4,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 16 \text{ buah}$$

Berat total batang atas

$$W_{MS} \text{ batang atas} = q \times L \times n$$

$$= 4,07 \times 5 \times 16$$

$$= 325,692 \text{ kN}$$

## b) Batang bawah

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 4,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 18 \text{ buah}$$

Berat total batang bawah

$$W_{MS} \text{ batang bawah} = q \times L \times n$$

$$= 4,07 \times 5 \times 18$$

$$= 366,404 \text{ kN}$$

## c) Batang diagonal

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 4,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 6,96 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 36 \text{ buah}$$

Berat total batang diagonal

$$W_{MS} \text{ batang diagonal} = q \times L \times n$$

$$= 4,07 \times 6,96 \times 36$$

$$= 1020,68 \text{ kN}$$

## d) Ikatan angin atas miring

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 0,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 10,3 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 16 \text{ buah}$$

Berat total ikatan angin atas miring

$$W_{MS} \text{ angin atas} = q \times L \times n$$

$$= 0,92 \times 10,3 \times 16$$

$$= 151,91 \text{ kN}$$

## e) Ikatan angin atas lurus

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 0,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 2 \text{ buah}$$

Berat total ikatan angin atas lurus

$$\begin{aligned}
 W_{MS} \text{ angin atas lurus} &= q \times L \times n \\
 &= 0,92 \times 9 \times 2 \\
 &= 16,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

f) Ikatan angin bawah

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 0,92 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 10,3 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 18 \text{ buah}$$

Berat total ikatan angin bawah

$$\begin{aligned}
 W_{MS} \text{ angin bawah} &= q \times L \times n \\
 &= 0,92 \times 10,3 \times 18 \\
 &= 170,9 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

g) Gelagar memanjang

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 1,22 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 45 \text{ buah}$$

Berat total gelagar memanjang

$$\begin{aligned}
 W_{MS} \text{ gel. memanjang} &= q \times L \times n \\
 &= 1,22 \times 5 \times 45 \\
 &= 273,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

h) Gelagar melintang

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 2,81 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 10 \text{ buah}$$

Berat total gelagar melintang

$$\begin{aligned}
 W_{MS} \text{ gel. melintang} &= q \times L \times n \\
 &= 2,8 \times 9 \times 10 \\
 &= 252,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

i) Pelat lantai

$$\text{Berat volume } (\gamma_b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (b) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) = 0,2 \text{ m}$$

Berat total pelat lantai

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ pelat lantai}} &= q \times L \times b \times h \\ &= 24 \times 45 \times 9 \times 0,2 \\ &= 1944 \text{ kN} \end{aligned}$$

j) Trotoar

$$\text{Berat volume } (\gamma b) = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (b) = 2 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) = 0,2 \text{ m}$$

Berat total trotoar

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ trotoar}} &= q \times L \times b \times h \\ &= 24 \times 45 \times 2 \times 0,2 \\ &= 432 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapan berat sendiri struktur atas Jembatan Lemah Abang.

**Tabel 5.21 Berat Sendiri Struktur Atas**

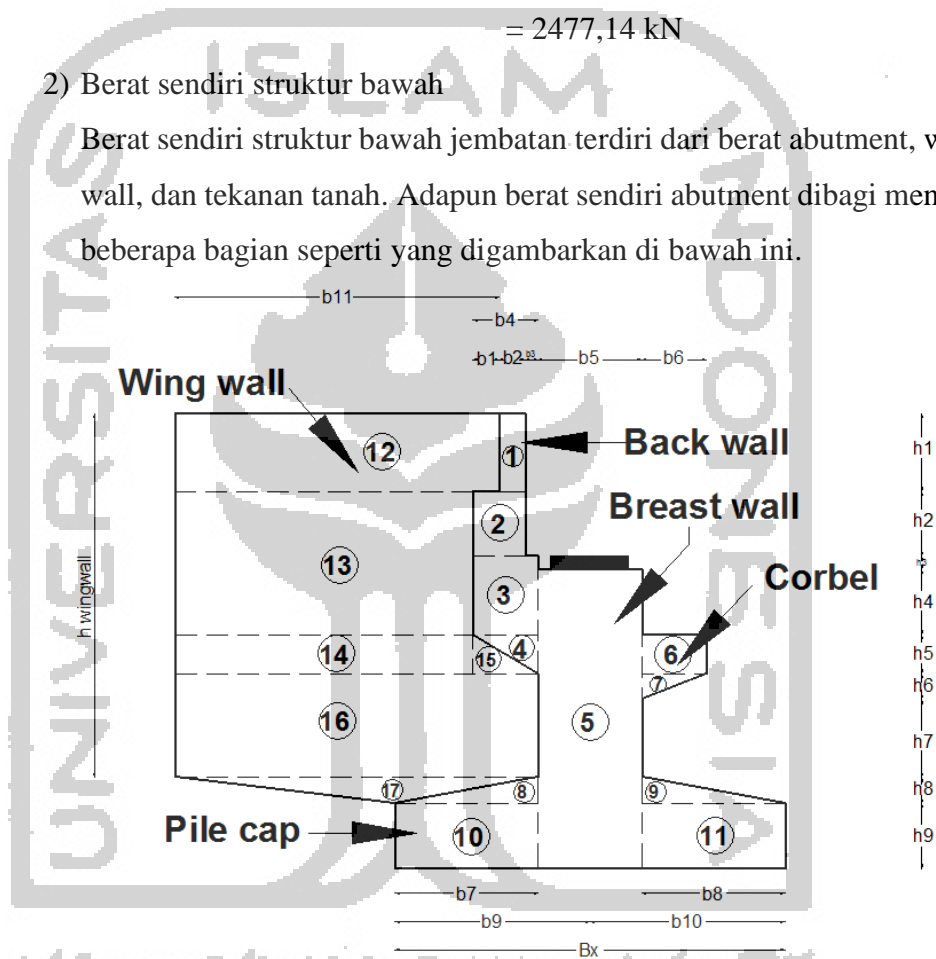
Berat Sendiri Struktur Atas		
Batang atas	325,69	kN
Batang bawah	366,41	kN
Batang diagonal	1020,68	kN
Ikatan angin atas miring	151,9	kN
Ikatan angin atas lurus	16,6	kN
Ikatan angin bawah -	170,9	kN
Gelagar memanjang	273,6	kN
Gelagar melintang	252,5	kN
Pelat	1944	kN
Trotoar	432	kN
<b>Berat total struktur atas (<math>W_{MS}</math>)</b>	<b>4954,282</b>	<b>kN</b>

Abutment jembatan hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka dari itu beban struktur atas pada abutment menjadi seperti berikut

$$\begin{aligned}
 P_{MS \text{ struktur atas}} &= \frac{1}{2} \times W_{MS} \\
 &= \frac{1}{2} \times 4954,282 \\
 &= 2477,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Berat sendiri struktur bawah

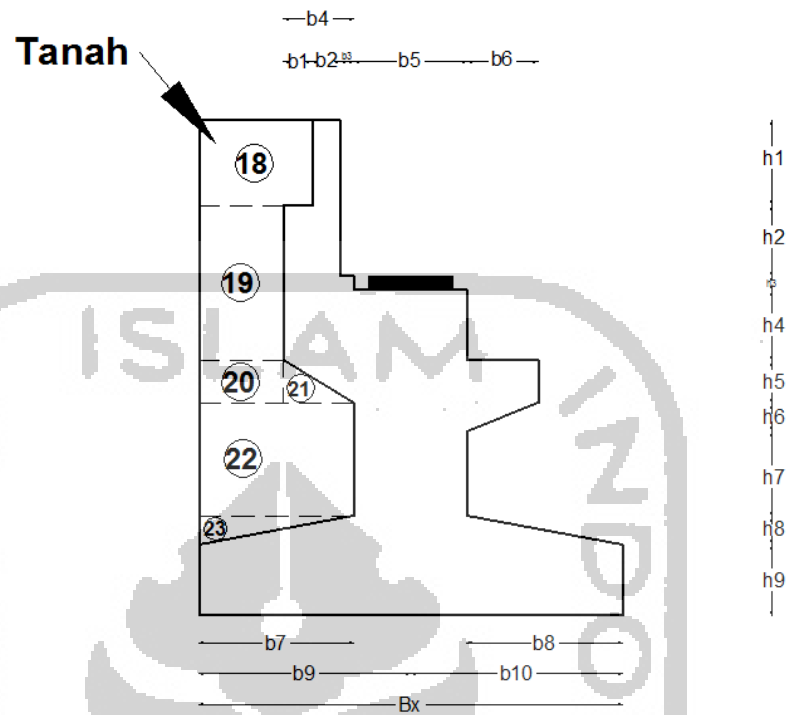
Berat sendiri struktur bawah jembatan terdiri dari berat abutment, wing wall, dan tekanan tanah. Adapun berat sendiri abutment dibagi menjadi beberapa bagian seperti yang digambarkan di bawah ini.



**Gambar 5.59** Bagian-bagian Abutment Jembatan dan Wing wall

Pembagian segmen tekanan tanah pada abutment dapat dilihat pada gambar di bawah ini.





**Gambar 5.60** Bagian-bagian Tekanan Tanah pada Abutment

Perhitungan gaya dan momen pada abutment dapat dilihat pada tabel di bawah ini.

**Tabel 5.22** Perhitungan Gaya dan Momen pada Abutment

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
	(m)	(m)					
<b>Abutment</b>							
1	0,2	0,6	1	-1	31,68	0,6	-19,008
2	0,4	0,5	1	-1	52,8	0,7	-36,96
3	0,5	0,6	1	-1	79,2	0,65	-51,48
4	0,5	0,3	0,5	-1	19,8	0,57	-11,22
5	0,8	2,3	1	0	485,76	0	0
6	0,5	0,3	1	1	39,6	0,65	25,74
7	0,5	0,2	0,5	1	13,2	0,57	7,48
8	1,1	0,2	0,5	-1	29,04	0,77	-22,264

9	1,1	0,2	0,5	1	29,04	0,77	22,264
10	1,1	0,5	1	-1	145,2	0,95	-137,94
11	1,1	0,5	1	1	145,2	0,95	137,94
<b>Wing wall</b>							
12	2,5	0,6	1	-1	18	1,95	-35,1
13	2,3	1,1	1	-1	30,36	2,05	-62,238
14	2,3	0,3	1	-1	8,28	2,05	-16,974
15	0,2	0,3	0,5	-1	0,36	0,47	-0,168
16	2,5	0,8	1	-1	24	1,65	-39,6
17	2,5	0,2	0,5	-1	3	1,23	-3,7
<b>Tanah</b>							
18	0,8	0,6	1	-1	89,76	1,1	-98,736
19	0,6	1,1	1	-1	123,42	1,2	-148,104
20	0,6	0,3	1	-1	33,66	1,2	-40,392
21	0,6	0,3	0,5	-1	16,83	0,6	-10,098
22	1,1	0,8	1	-1	164,56	0,95	-156,332
23	1,1	0,2	0,5	-1	20,57	1,13	-23,317
				<b>PMS</b>	<b>1576,3</b>	<b>MMS</b>	<b>-676,903</b>

Dari hasil perhitungan berat sendiri (MS) di atas, maka dapat direkapitulasi seperti Tabel 5.23 di bawah ini.

**Tabel 5.23 Rekapitulasi Berat Sendiri Abutment**

No	Jenis Struktur	Berat Sendiri	
		PMS	MMS
		(kN)	(kNm)
1	Struktur Atas	2477,14	0
2	Struktur Bawah	1576,32	-676,903
Jumlah		4053,461	-676,903

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan, yang merupakan elemen non-struktural jembatan.

a. Railing

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri profil } (q) &= 0,0498 \text{ kN/m} \\
 \text{Panjang } (L) &= 45 \text{ m} \\
 \text{Jumlah } (n) &= 4 \text{ buah} \\
 \text{Berat total railing} \\
 W_{MA \text{ railing}} &= q \times L \times n \\
 &= 0,049 \times 45 \times 4 \\
 &= 8,967 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Aspal

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume } (\gamma_a) &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Panjang } (L) &= 45 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 9 \text{ m} \\
 \text{Tebal } (h) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat total aspal} \\
 W_{MA \text{ aspal}} &= q \times L \times b \times h \\
 &= 22 \times 45 \times 9 \times 0,05 \\
 &= 445,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume } (\gamma_w) &= 10 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Panjang } (L) &= 45 \text{ m} \\
 \text{Lebar } (b) &= 9 \text{ m} \\
 \text{Tebal } (h) &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat total air hujan} \\
 W_{MA \text{ air hujan}} &= q \times L \times b \times h \\
 &= 10 \times 45 \times 9 \times 0,05 \\
 &= 202,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat masing-masing elemen beban mati tambahan di atas dapat dilihat di rekapitulasi di bawah ini pada Tabel 5.24.

**Tabel 5.24 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Abutment**

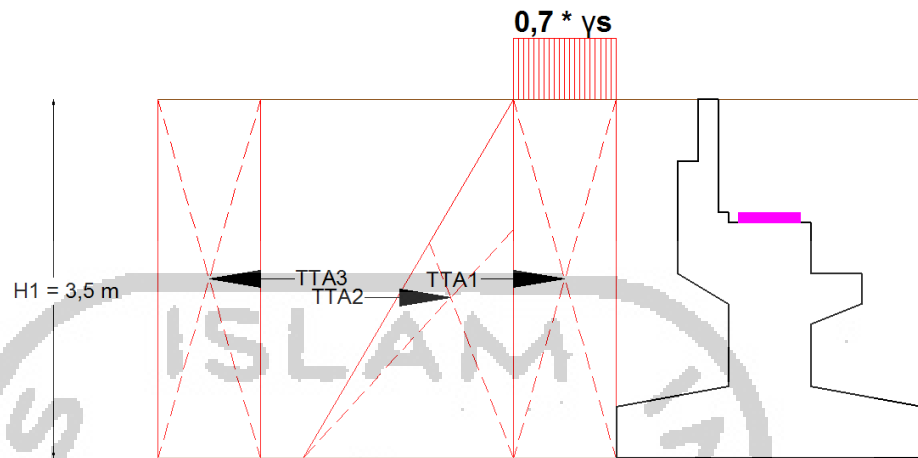
Beban Mati Tambahan		
Railing	8,967	kN
Aspal	445,5	kN
Air hujan	202,5	kN
<b>Berat total beban mati tambahan (<math>W_{MA}</math>)</b>	<b>656,967</b>	<b>kN</b>

Abutment jembatan hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka dari itu beban mati tambahan pada abutment menjadi seperti berikut

$$\begin{aligned}
 P_{MA} \text{ beban mati tambahan} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 656,967 \\
 &= 328,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Tekanan tanah ( $TA$ )

Tekanan tanah aktif mempengaruhi terjadinya guling pada abutment. Menurut SNI 1725-2016 tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Diagram tekanan tanah aktif yang terjadi pada abutment dapat dilihat pada Gambar 5.61 di bawah ini.



**Gambar 5.61 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Abutment**

Data tanah diketahui sebagai berikut:

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi } (C) = 12 \text{ kN/m}^2$$

Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari  $C'$  dan  $\phi'$  diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan  $K^R$

$$\text{Faktor reduksi untuk } \phi' (K_\phi^R) = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi untuk } C' (K_C^R) = 1$$

Sudut geser dalam terkoreksi lapis

$$\phi' = \tan^{-1} (K_\phi^R \times \tan \phi)$$

$$= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35^\circ)$$

$$= 26,11^\circ$$

Kohesi terkoreksi lapis

$$C' = K_C^R \times C$$

$$= 1 \times 12$$

$$= 12 \text{ kN/m}^2$$

Koefisien tanah aktif lapis

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

$$= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{26,11}{2} \right)$$

$$= 0,389$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pada abutment dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut ini.

**Tabel 5.25 Beban Horizontal akibat Tekanan Tanah Aktif**

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	TTA	Lengan	MMA
		(kN)	(m)	(kNm)
1	$T_{TA1} = 0,7 \times \gamma_s \times H \times K_a \times B_y$	178,12	1,75	311,7
2	$T_{TA2} = 1/2 \times \gamma_s \times H^2 \times K_a \times B_y$	445,29	1,17	519,51
3	$T_{TA3} = -2 \times \sqrt{K_a} \times H \times C' \times B_y$	-576,13	1,75	-1008,2

$$\text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = 47,278 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif } (M_{MA}) = -177,017 \text{ kNm}$$

d. Beban lajur "D" ( $TD$ )

Beban lajur "D" merupakan beban kendaraan yang terdiri dari beban terbagi merata ( $BTR$ ) dan beban garis terpusat ( $BGT$ )

1) Beban terbagi merata ( $BTR$ )

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas } (b_l) = 7 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{45} \right)$$

$$= 7,5 \text{ kPa}$$

$$= 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata

$$Q_{BTR} = q \times b_l$$

$$= 7,5 \times 7$$

$$= 52,5 \text{ kN/m}$$

Beban terbagi rata sepanjang 45 m

$$P_{BTR} = Q_{BTR} \times L$$

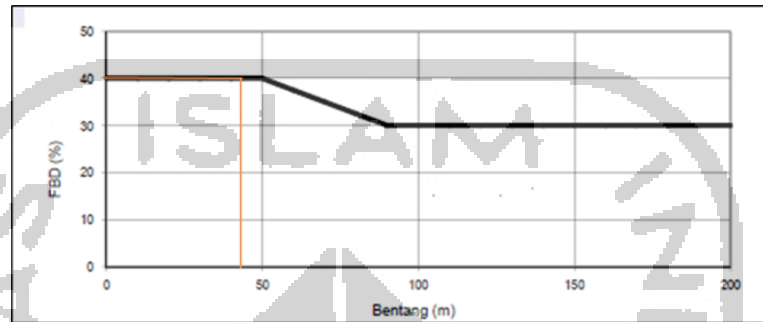
$$= 52,5 \times 45$$

$$= 2362,5 \text{ kN}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lebar jalur lalu lintas } (b) = 7 \text{ m}$$



**Gambar 5.62 FBD untuk BGT Bentang 45 m**

$$\text{Faktor beban dinamis } (FBD) = 40\%$$

Beban garis tegak

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times b \\ &= (1 + 40\%) \times 49 \times 7 \\ &= 480,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besar nilai beban lajur “D” pada jembatan sepanjang 45 m adalah jumlah dari  $P_{BTR}$  dan  $P_{BGT}$ . Besarnya beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 5.26 berikut ini.

**Tabel 5.26 Rekapitulasi Beban Lajur “D” pada Abutment**

Beban Lajur “D”		
BTR	2362,5	kN
BGT	480,2	kN
<b>Berat total beban lajur “D” (<math>W_{TD}</math>)</b>	<b>2842,7</b>	<b>kN</b>

Abutment jembatan hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka dari itu beban lajur “D” pada abutment menjadi seperti berikut

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{1}{2} \times W_{TD} \\ &= \frac{1}{2} \times 2842,7 \end{aligned}$$

$$= 1421,35 \text{ kN}$$

e. Beban pejalan kaki ( $TP$ )

Menurut SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

$$\text{Beban pejalan kaki } (Q_{TP}) = 5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Jumlah trotoar } (n) = 2 \text{ buah}$$

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar } (b_2) = 1 \text{ m}$$

Beban pejalan kaki sepanjang 45 m

$$T_{TP} = Q_{TP} \times n \times L \times b_2$$

$$= 5 \times 2 \times 45 \times 1$$

$$= 450 \text{ kN}$$

Abutment jembatan hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka dari itu beban pejalan kaki pada abutment menjadi seperti berikut

$$P_{TP} = \frac{1}{2} \times T_{TP}$$

$$= \frac{1}{2} \times 450$$

$$= 225 \text{ kN}$$

f. Beban rem ( $TB$ )

Berdasarkan SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

1) Gaya rem 1

$$\text{Berat gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

Beban gaya rem 1

$$T_{TB1} = 25\% \times T$$

$$= 25\% \times 225$$

$$= 56,25 \text{ kN}$$

2) Gaya rem 2



Berat truk rencana ( $PTT$ )	= 500 kN
Beban terbagi rata ( $Q_{BTR}$ )	= 52,5 kN/m
Lebar lalu lintas ( $b$ )	= 7 m
Beban gaya rem 2	

$$\begin{aligned}
 T_{TB2} &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times b) \\
 &= (5\% \times 500) + (52,5 \times 7) \\
 &= 392,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka nilai pembebanan pada rangka akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai  $P_{TB}$  terbesar, yaitu:

$$T_{TB} = 392,5 \text{ kN}$$

Lengan terhadap dasar abutment ( $Y_{TB}$ ) = 3,5 m

Momen pada dasar abutment akibat gaya rem

$$\begin{aligned}
 M_{TB} &= T_{TB} \times Y_{TB} \\
 &= 392,5 \times 3,5 \\
 &= 1373,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

g. Beban angin ( $EW$ )

1) Beban angin yang meniup bidang samping jembatan

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Kecepatan angin di elevasi 10 m ( $V_{10}$ ) = 126 km/jam

Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m ( $V_B$ ) = 126 km/jam

Elevasi struktur dari permukaan tanah ( $Z$ ) = 26,3 m

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan ( $V_0$ ) = 17,6 km/jam

Panjang gesekan angin di hulu jembatan ( $Z_0$ ) = 1 m

Tekanan angin dasar struktur rangka ( $P_B$ ) = 0,0024 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned}
 V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \\
 &= 2,5 \times 17,6 \times \left( \frac{126}{126} \right) \times \ln \left( \frac{26,3}{1} \right) \\
 &= 143,86 \text{ km/jam}
 \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada struktur bawah

$$\begin{aligned} P_D &= P_{BT} \times \left(\frac{VDZ}{VB}\right)^2 \\ &= 0,0024 \times \left(\frac{143,86}{126}\right)^2 \\ &= 0,00313 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Menurut SNI 1725-2016, beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin.

Panjang rangka atas ( $la$ ) = 40 m

Panjang rangka bawah ( $lb$ ) = 45 m

Tinggi jembatan ( $h$ ) = 6,5 m

Luas area beban angin

$$\begin{aligned} Ab &= \left(30\% \times \frac{la+lb}{2} \times h\right) \\ &= \left(30\% \times \frac{40+45}{2} \times 6,5\right) \\ &= 82,875 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya angin horizontal pada abutment

$$\begin{aligned} W_{EW} &= Ab \times P_D \\ &= 82,875 \times 0,00313 \\ &= 259,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Abutment jembatan hanya menahan setengah dari total panjang struktur atas jembatan, maka dari itu beban angin pada abutment menjadi seperti berikut

$$\begin{aligned} T_{EW} &= \frac{1}{2} \times W_{EW} \\ &= \frac{1}{2} \times 259,29 \\ &= 129,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap abutment } (Y_{EW}) &= \frac{h \text{ rangka}}{2} + h \text{ abutment} \\ &= \frac{6,5}{2} + 3,5 \\ &= 6,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada dasar abutment akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M_{EW} &= T_{EW} \times Y_{EW} \\ &= 129,64 \times 6,75 \end{aligned}$$

$$= 875,09 \text{ kNm}$$

2) Beban angin yang meniup kendaraan

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

$$\text{Beban angin akibat kendaraan } (P_{EW}) = 1,46 \text{ N/mm}$$

$$\text{Lebar jembatan } (b) = 9 \text{ m}$$

Beban angin pada abutment akibat kendaraan

$$\begin{aligned} P_{EW} &= P_{EW} \times b \\ &= 1,46 \times 9 \\ &= 13,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

h. Beban gempa ( $EQ$ )

Beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2008, besarnya beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan:

$EQ$  = gaya gempa horizontal (kN)

$C_{sm}$  = koefisien respons gempa elastis

$R_d$  = faktor modifikasi respons

$W_t$  = berat total struktur

Berdasarkan SNI 2833-2008, waktu periode alami pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_p}}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3}$$

Keterangan:

$T$  = waktu periode alami (detik)

$Wt$  = berat total struktur (kN)

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/s<sup>2</sup>)

$Kp$  = kekakuan struktur

$Ec$  = modulus elastisitas beton (kPa)

$I$  = momen inersia (m<sup>4</sup>)

$Lb$  = tinggi struktur (m)

1) Gempa arah memanjang jembatan (arah X)

a) Berat total struktur ( $Wt$ )

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri struktur atas} &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} \\ &= 2477,14 + 328,48 \\ &= 2805,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah} = 1576,32 \text{ kN}$$

Berat total struktur

$$\begin{aligned} Wt &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\ &= 2805,62 + 1576,32 \\ &= 4381,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur ( $Kp$ )

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{E'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang breast wall } (h) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall } (Lb) = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall } (b) = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Momen inersia } (I) = \frac{1}{12} \times h \times b^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 11 \times 0,8^3$$

$$= 0,469 \text{ m}^4$$

Kekakuan struktur

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3}$$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{0,469}{1,6^3}$$

$$= 8078125 \text{ kN/m}$$

c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{4381,94}{9,81 \times 8078125}}$$

$$= 0,047 \text{ detik}$$

d) Akselerasi puncak di batuan dasar ( $A$ )

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.27 di bawah ini.

**Tabel 5.27 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

e) Koefisien tanah ( $S$ )

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.28 di bawah ini

**Tabel 5.28 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan abutment Jembatan Lemah Abang berada di tanah sedang, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1,2.

f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1,2}{0,047^{2/3}} \\
 &= 3,33
 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 2,5 \times A \\
 &= 2,5 \times 0,3 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

Nilai koefisien respons gempa elastis dipakai nilai yang terkecil, maka nilai  $C_{sm} = 0,75$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.29 di bawah ini.

**Tabel 5.29 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi

Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3-4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
<p>Catatan:</p> <p>a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar</p> <p>b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor <math>R_d = 2,5</math> untuk hubungan pada kepala jembatan</p> <p>c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom</p>				

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 2,5$

h) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 EQ &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,75}{2,5} \times W_t \\
 &= 0,3 \times W_t
 \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah memanjang jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.30 berikut ini.

**Tabel 5.30 Distribusi Beban Gempa pada Abutment Arah Y**

No	Berat $W_t$	TEQ	y	MEQ
	(kN)	(kN)	(m)	(kNm)
Struktur atas				
$P_{MS}$	2477,14	743,14	3,5	2601,01
$P_{MA}$	328,48	98,55	3,5	344,91

Abutment				
1	31,68	9,50	3,2	30,41
2	52,8	15,84	2,65	41,98
3	79,2	23,76	2,35	55,84
4	19,8	5,94	2,13	12,67
5	485,76	145,73	1,15	167,59
6	39,6	11,88	1,65	19,6
7	13,2	3,96	1,43	5,68
8	29,04	8,71	0,57	4,94
9	29,04	8,71	0,57	4,94
10	145,2	43,56	0,25	10,89
11	145,2	43,56	0,25	10,89
Wing wall				
12	18	5,4	3,2	17,28
13	30,36	9,11	2,35	21,4
14	8,28	2,48	1,65	4,1
15	0,36	0,11	1,6	0,17
16	24	7,2	1,1	7,92
17	3	0,9	0,63	0,57
Tanah				
18	89,76	26,93	3,2	86,17
19	123,42	37,03	2,35	87,01
20	33,66	10,1	1,65	16,66
21	16,83	5,05	1,6	8,08
22	164,56	49,37	1,1	54,30
23	20,57	6,17	0,63	3,91
<b>TEQ =</b>		1322,68		3597,12

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa



$$\begin{aligned}
 Y_{EQ} &= \frac{MEQ}{TEQ} \\
 &= \frac{3597,12}{1322,68} \\
 &= 2,72 \text{ m}
 \end{aligned}$$

## 2) Gempa arah melintang jembatan (arah Y)

### a) Berat total struktur ( $W_t$ )

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri struktur atas} &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} \\
 &= 2477,14 + 328,48 \\
 &= 2805,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah} = 1576,32 \text{ kN}$$

Berat total struktur

$$\begin{aligned}
 W_t &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\
 &= 2805,62 + 1576,32 \\
 &= 4381,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

### b) Kekakuan struktur ( $K_p$ )

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus elastis beton } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{Ec} \\
 &= 4700 \times \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang breast wall } (h) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall } (Lb) = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall } (b) = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia } (I) &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,8 \times 11^3 \\
 &= 88,73 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Kekakuan struktur

$$\begin{aligned}
 K_p &= 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3} \\
 &= 3 \times 23500000 \times \frac{88,73}{1,6^3} \\
 &= 1527270508 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

### c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g.Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{4381,94}{9,81 \times 1527270508}} \\
 &= 0,0034 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

d) Akselerasi puncak di batuan dasar (A)

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.31 di bawah ini.

**Tabel 5.31 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

e) Koefisien tanah (S)

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.32 di bawah ini.

**Tabel 5.32 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan abutment Jembatan Lemah Abang berada di tanah sedang, maka dari itu nilai  $S$  adalah sebesar 1,2.

f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$\begin{aligned} C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\ &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1,2}{0,0034^{2/3}} \\ &= 19,11 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned} C_{sm} &= 2,5 \times A \\ &= 2,5 \times 0,3 \\ &= 0,75 \end{aligned}$$

Nilai koefisien respons gempa elastis yang dipakai adalah nilai terkecil, maka nilai  $C_{sm} = 0,75$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.33 di bawah ini.

**Tabel 5.33 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
Catatan:				
a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah				

pilar

- b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor  $R_d = 2,5$  untuk hubungan pada kepala jembatan
- c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 2,5$

h) Gaya gempa

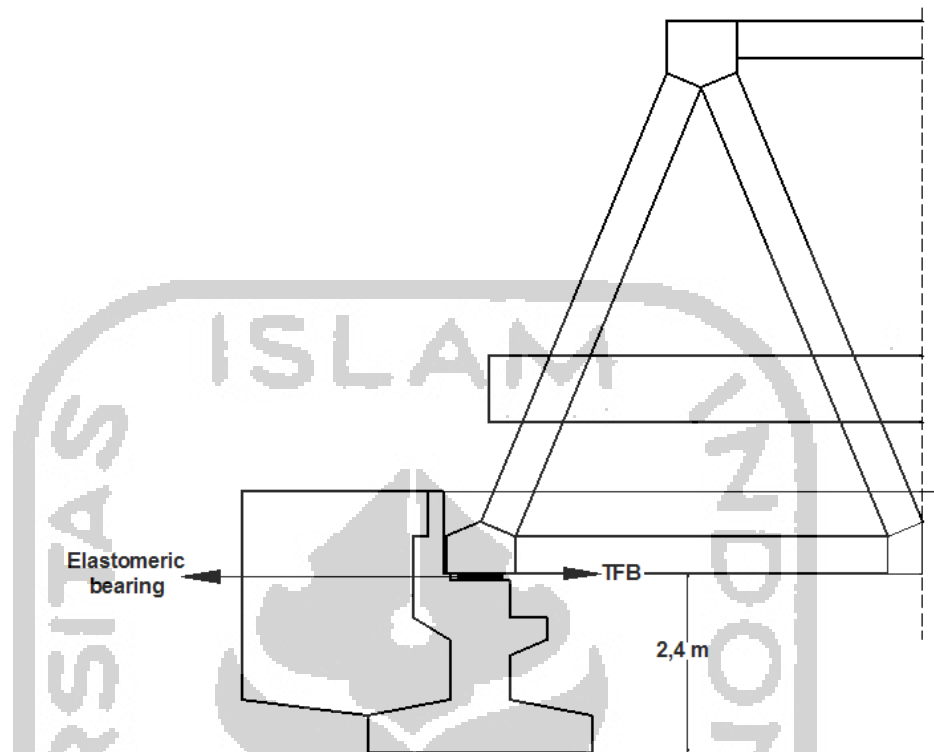
Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\ &= \frac{0,75}{2,5} \times 4381,94 \\ &= 1314,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\ &= 1314,58 \times 2,71 \\ &= 3575,09 \text{ kNm} \end{aligned}$$

i. Beban gesekan perletakan ( $BF$ )

Gambar gesekan perletakan pada Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.63 berikut ini.



**Gambar 5.63 Beban Gesekan Perletakan pada Abutment**

Beban sendiri struktur atas ( $P_{MS}$ ) = 4053,46 kN

Beban mati tambahan ( $P_{MA}$ ) = 328,48 kN

Koefisien gesek tumpuan ( $\mu$ ) = 0,18 (BMS 1992)

Tinggi elastomeric bearing ( $h_{els}$ ) = 0,1 m

Gaya gesekan pada perletakan

$$T_{BF} = \mu \times (P_{MS} + P_{MA})$$

$$= 0,18 \times (4053,46 + 328,48)$$

$$= 788,75 \text{ kN}$$

Lengan terhadap dasar abutment

$$Y_{BF} = h_{els} + h_4 + h_5 + h_6 + h_7 + h_8 + h_9$$

$$= 0,1 + 0,5 + 0,3 + 0,2 + 0,6 + 0,2 +$$

$$0,5$$

$$= 2,4 \text{ m}$$

Momen pada dasar abutment akibat gaya gesekan perletakan

$$M_{BF} = T_{BF} \times Y_{BF}$$

$$= 788,75 \times 2,4$$

$$= 1893,01 \text{ kNm}$$

j. Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada abutment berdasarkan perhitungan di atas dapat dilihat pada Tabel 5.34 di bawah ini.

**Tabel 5.34 Rekapitulasi Pembebanan pada Abutment**

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,90	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>		47,28		-177,02	
B	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	225				
6	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		1373,75	
C	Aksi lingkungan						
7	Beban angin	<i>EW</i>	13,14		128,74		868,96
8	Beban gempa	<i>EQ</i>		1322,6	1314,5	3597,12	3575,09
D	Aksi lainnya						
9	Gesekan	<i>BF</i>		788,75		1893,01	

k. Kombinasi pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada abutment Jembatan Lemah Abang kemudian dikombinasikan menggunakan lima kombinasi pada tabel-tabel berikut ini.

**Tabel 5.35 Kombinasi I Pembebanan Abutment**

Kombinasi I							
No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A Aksi tetap							
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,90	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>		47,28		-177,02	
B Beban lalu lintas							
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	225				
6	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		1373,75	
C Aksi lingkungan							
7	Beban angin	<i>EW</i>					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>					
D Aksi lainnya							
9	Gesekan	<i>BF</i>					
Jumlah			6028,29	439,78		519,83	

**Tabel 5.36 Kombinasi II Pembebanan Abutment**

Kombinasi II							
No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A Aksi tetap							

1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,90	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>		47,28		-177,017	
<b>B</b>	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	225				
6	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		1373,5	
<b>C</b>	Aksi lingkungan						
7	Beban angin	<i>EW</i>					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>					
<b>D</b>	Aksi lainnya						
9	Gesekan	<i>BF</i>		788,75		1893,01	
	Jumlah		6028,29	1228,53		2412,83	

**Tabel 5.37 Kombinasi III Pembebanan Abutment**

Kombinasi III							
No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
<b>A</b>	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,90	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>		47,28		-177,017	
<b>B</b>	Beban lalu lintas						



4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	225				
6	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		1373,75	
C	Aksi lingkungan						
7	Beban angin	<i>EW</i>	13,14		129,64		875,09
8	Beban gempa	<i>EQ</i>					
D	Aksi lainnya						
9	Gesekan	<i>BF</i>					
	Jumlah		6041,43	439,78	129,64	519,83	875,09

**Tabel 5.38 Kombinasi IV Pembebanan Abutment**

Kombinasi IV							
No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,90	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>		47,28		-177,02	
B	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	225				
6	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		1373,75	
C	Aksi lingkungan						

7	Beban angin	<i>EW</i>	13,14		129,64		875,09
8	Beban gempa	<i>EQ</i>					
D	Aksi lainnya						
9	Gesekan	<i>BF</i>		788,75		1893,01	
Jumlah			6041,43	1228,53	129,64	2412,83	875,09

**Tabel 5.39 Kombinasi V Pembebanan Abutment**

Kombinasi V							
No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	4053,46			-676,9	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	328,48				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>					
B	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>					
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>					
6	Gaya rem	<i>TB</i>					
C	Aksi lingkungan						
7	Beban angin	<i>EW</i>					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>		1322,6	1314,5	3597,12	3575,09
D	Aksi lainnya						
9	Gesekan	<i>BF</i>					
Jumlah			4381,945	1322,6	1314,5	2920,22	3575,09

**Tabel 5.40 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Abutment**

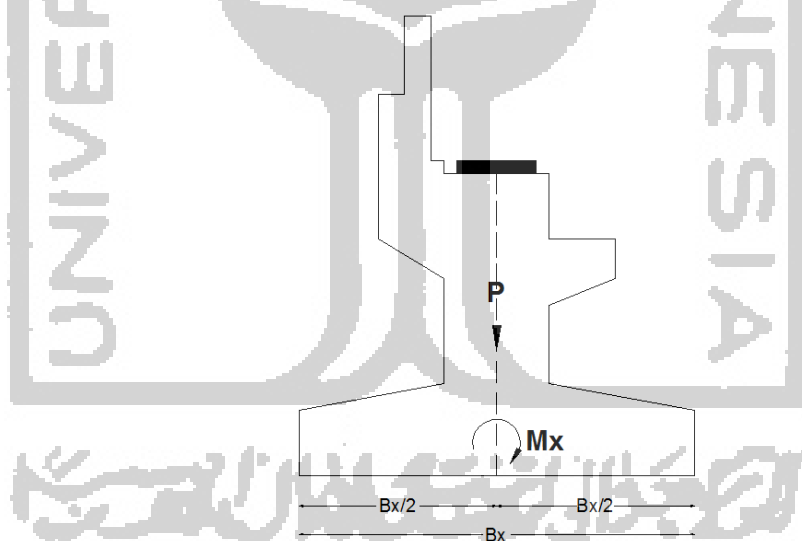
No	Kombinasi	Tegangan berlebihan	$P$	$T_x$	$T_y$	$M_x$	$M_y$
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi I	0%	6028,3	439,8	0	519,8	0
2	Kombinasi II	25%	6028,3	1228,5	0	2412,8	0
3	Kombinasi III	40%	6041,4	439,8	129,64	519,8	875,09
4	Kombinasi IV	40%	6041,4	1228,5	129,64	2412,8	875,09
5	Kombinasi V	50%	4381,9	1322,7	1314,5	2920,2	3575,09

## 3. Kontrol stabilitas

## a. Stabilitas terhadap guling

## 1) Arah X (memanjang jembatan)

Gambar momen guling akibat beban  $P$  dapat dilihat pada Gambar 5.64 berikut ini.

**Gambar 5.64 Stabilitas Guling Arah Memanjang**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas guling arah memanjang jembatan untuk kombinasi II

$$\begin{aligned}
 \text{Letak titik guling terhadap pusat pondasi (A)} &= \frac{Bx}{2} \\
 &= \frac{3}{2} \\
 &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Batas safety factor (SF)} &= 2,2 \\
 \text{Momen penahan guling (Mpx)} &= P \times A \times (1 + k) \\
 &= 6028,3 \times 1,5 \times (1 + 25\%) \\
 &= 11303,05 \text{ kNm} \\
 \text{Momen penyebab guling (Mx)} &= 2412,83 \text{ kNm} \\
 \text{Safety factor (SF)} &= \frac{Mpx}{Mx} \\
 &= \left| \frac{11303,05}{2412,83} \right| \\
 &= 4,68 > 2,2 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

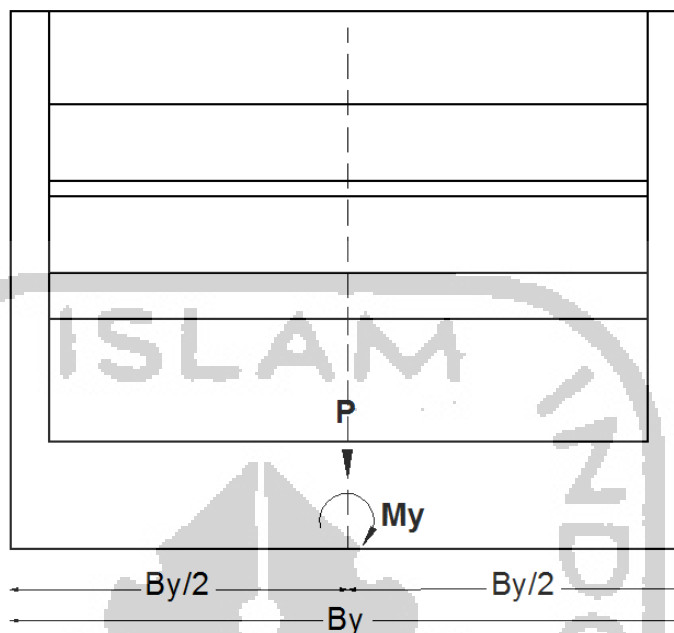
Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.41 berikut ini.

**Tabel 5.41 Stabilitas Guling Abutment Jembatan Arah Memanjang**

No	Kombinasi	$k$	$P$	$M_x$	$M_{px}$	$SF$	Keterangan
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	6028,3	519,83	9042,44	17,39	OK
2	Kombinasi II	25%	6028,3	2412,83	11303,05	4,68	OK
3	Kombinasi III	25%	6041,4	519,83	11327,69	21,79	OK
4	Kombinasi IV	40%	6041,4	2412,83	12687,01	5,26	OK
5	Kombinasi V	50%	4381,9	2920,22	9859,38	3,38	OK

## 2) Stabilitas guling arah Y (melintang jembatan)

Gambar momen guling akibat beban P dapat dilihat pada Gambar 5.65 berikut ini.



**Gambar 5.65 Stabilitas Guling Arah Melintang**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas guling arah melintang jembatan untuk kombinasi III

$$\begin{aligned} \text{Letak titik guling terhadap pusat pondasi (A)} &= \frac{By}{2} \\ &= \frac{11}{2} \\ &= 5,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Batas safety factor (SF)} = 2,2$$

$$\begin{aligned} \text{Momen penahan guling (Mpy)} &= P \times A \times (1 + k) \\ &= 6041,4 \times 5,5 \times (1 + 25\%) \\ &= 41534,86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen penyebab guling (My)} = 875,09 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Safety factor (SF)} &= \frac{Mpy}{My} \\ &= \left| \frac{41534,86}{875,09} \right| \\ &= 47,46 > 2,2 \text{ OK!} \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.42 berikut ini.

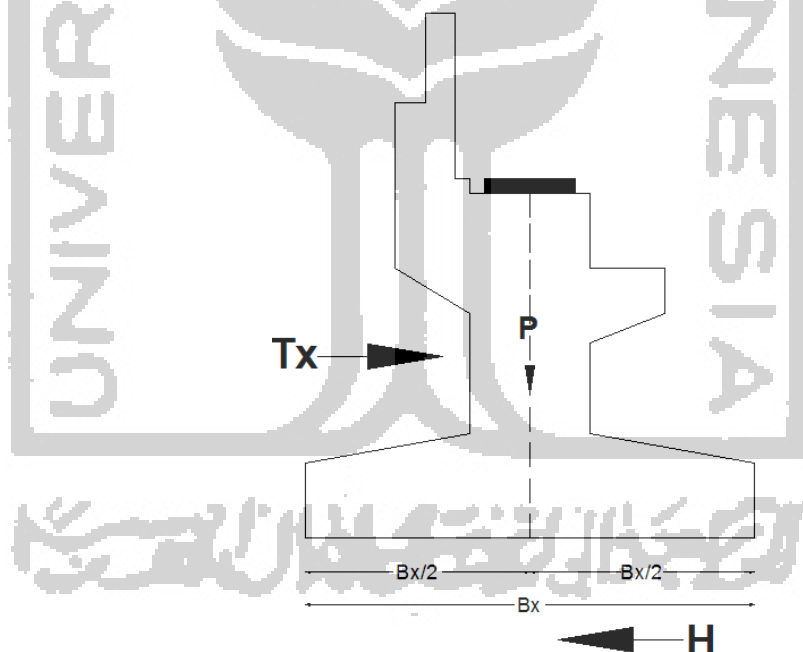
**Tabel 5.42 Stabilitas Guling Abutment Jembatan Arah Melintang**

No	Kombinasi	$k$	$P$	$M_y$	$M_{py}$	$SF$	Keterangan
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	6028,3	0	33155,62	-	-
2	Kombinasi II	25%	6028,3	0	41444,53	-	-
3	Kombinasi III	25%	6041,4	875,09	41534,86	47,46	OK
4	Kombinasi IV	40%	6041,4	875,09	46519,05	53,16	OK
5	Kombinasi V	50%	4381,9	3575,09	36151,04	10,11	OK

b. Stabilitas terhadap geser

1) Stabilitas geser arah X (memanjang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas geser pada abutment arah memanjang jembatan.

**Gambar 5.66 Stabilitas Geser Arah Memanjang**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas geser arah memanjang jembatan untuk kombinasi I.

Lebar abutment arah memanjang ( $B_x$ ) = 3 m

Lebar abutment arah melintang ( $B_y$ ) = 11 m

Batas safety factor ( $SF$ ) = 2,2

Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) =  $35^\circ$

Kohesi ( $C$ ) = 12 kN/m<sup>2</sup>

Gaya penyebab geser ( $H$ ) =  $[(C \times Bx \times By) + (P \times \tan \phi)] \times (1 + k)$

$$= [(12 \times 3 \times 11) + (6028,3 \times \tan 35^\circ)] \times (1 + 0\%)$$

$$= 4617,06 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser ( $T_x$ ) = 439,8 kN

Safety factor ( $SF$ ) =  $\frac{H}{T_x}$

$$= \left| \frac{4617,06}{439,8} \right|$$

$$= 10,5 > 2,2 \quad \text{OK!}$$

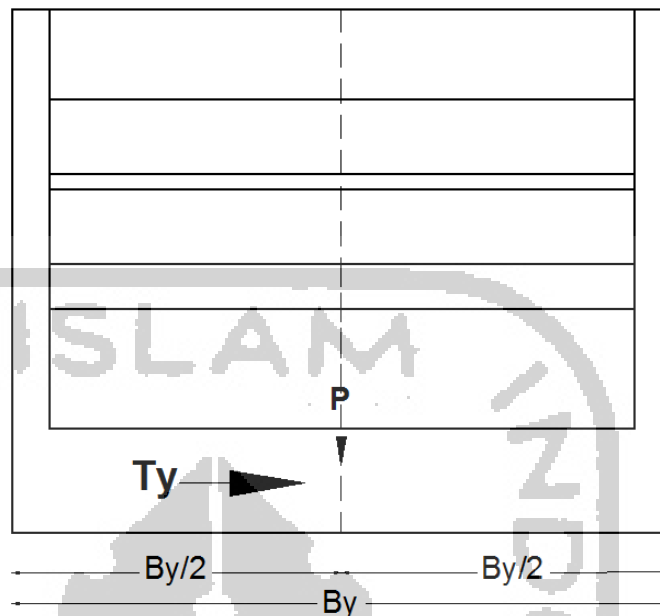
Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah memanjang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.43 berikut ini.

**Tabel 5.43 Stabilitas Geser Abutment Jembatan Arah Memanjang**

No	Kombinasi	$k$	$P$	$T_x$	$H$	$SF$	Keterangan
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	6028,3	439,8	4617,06	10,5	OK
2	Kombinasi II	25%	6028,3	1228,5	5771,32	4,70	OK
3	Kombinasi III	40%	6041,4	439,8	5782,82	13,15	OK
4	Kombinasi IV	40%	6041,4	1228,5	6476,76	5,27	OK
5	Kombinasi V	50%	4381,9	1322,7	5196,41	3,93	OK

## 2) Stabilitas geser arah Y (melintang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas geser pada abutment arah melintang jembatan.



**Gambar 5.67 Stabilitas Geser Arah Melintang**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas geser arah melintang jembatan untuk kombinasi III

Lebar abutment arah memanjang ( $B_x$ ) = 3 m

Lebar abutment arah melintang ( $B_y$ ) = 11 m

Batas safety factor ( $SF$ ) = 2,2

Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) =  $35^\circ$

Kohesi ( $C$ ) =  $12 \text{ kN/m}^2$

Gaya penyebab geser ( $H$ ) =  $[(C \times B_x \times B_y) + (P \times \tan \phi)] \times (1 + k)$

$$= [(12 \times 3 \times 11) + (6041,4 \times \tan 35^\circ)] \times (1 + 25\%)$$

$$= 5782,82 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser ( $T_y$ ) = 129,64 kN

Safety factor ( $SF$ ) =  $\frac{H}{T_x}$

$$= \left| \frac{5782,82}{129,64} \right|$$

$$= 44,61 > 2,2 \text{ OK!}$$

Perhitungan kontrol stabilitas geser abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut ini.



**Tabel 5.44 Stabilitas Geser Abutment Jembatan Arah Melintang**

No	Kombinasi	$k$	$P$	$T_y$	$H$	$SF$	Keterangan
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	6028,3	0	4617,06	-	-
2	Kombinasi II	25%	6028,3	0	5771,32	-	-
3	Kombinasi III	40%	6041,4	129,64	5782,82	44,61	OK
4	Kombinasi IV	40%	6041,4	129,64	6476,76	49,96	OK
5	Kombinasi V	50%	4381,9	1314,5	5196,41	3,95	OK

### 5.2.2. Pondasi *Abutment*

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang memiliki fungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar. Pondasi Jembatan Lemah Abang direncanakan menggunakan pondasi sumuran.

#### 1. Data teknis

##### a. Bahan material

Mutu beton ( $f'c$ )	= 25 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Berat volume beton ( $\gamma_b$ )	= 24 kN/m <sup>3</sup>
Modulus elastis beton ( $E_c$ )	= 4700 x $\sqrt{25}$
	= 23500 MPa

Berat volume tanah ( $\gamma_s$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut gesek dalam ( $\phi$ )	= 40°
Kohesi ( $C$ )	= 28,8 kN/m <sup>2</sup>

##### b. Dimensi pile cap

Lebar arah memanjang ( $B_x$ )	= 3 m
Lebar arah melintang ( $B_y$ )	= 11 m
Tebal pile cap ( $h_p$ )	= 0,7 m

##### c. Dimensi sumuran

Diameter sumuran ( $D$ )	= 2,5 m
--------------------------	---------

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari sumuran } (R) &= 1,25 \text{ m} \\ \text{Panjang sumuran } (L) &= 6,5 \text{ m} \\ \text{Luas penampang sumuran } (A) &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 2,5^2 \\ &= 4,91 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia sumuran arah x } (I_x) &= \frac{1}{4} \times \pi \times R^4 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,25^4 \\ &= 1,23 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

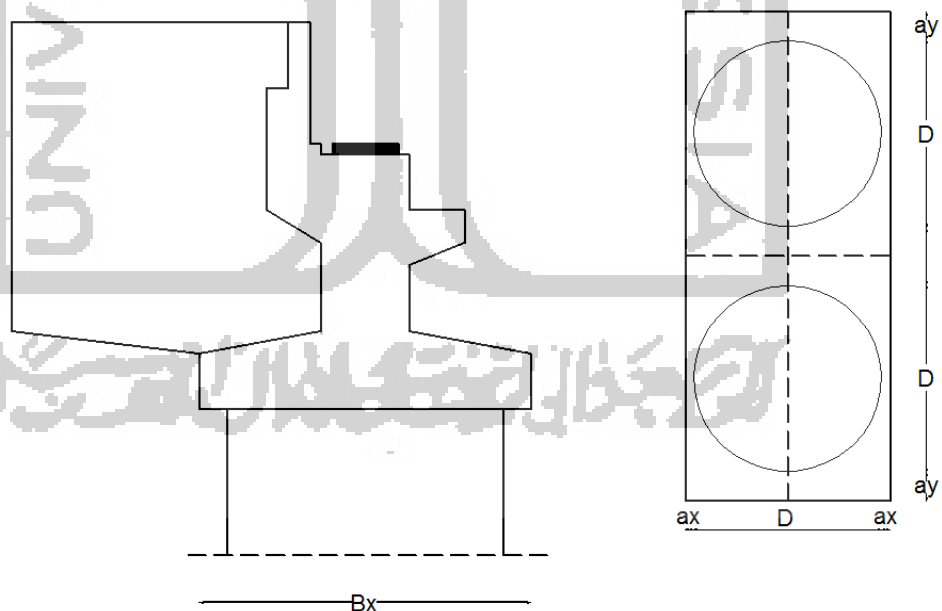
$$\begin{aligned} \text{Momen inersia sumuran arah y } (I_y) &= \frac{1}{4} \times \pi \times R^4 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,25^4 \\ &= 1,23 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

d. Data susunan sumuran

$$\text{Jumlah sumuran arah X } (n_x) = 1 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah sumuran arah Y } (n_y) = 2 \text{ buah}$$

Gambar susunan sumuran pada abutment Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.68 berikut ini.



**Gambar 5.68 Susunan Sumuran pada Abutment**

2. Kapasitas daya dukung sumuran
  - a. Berdasarkan kekuatan bahan

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton } (f'c) &= 25 \text{ MPa} \\ \text{Tegangan ijin} \\ \sigma_{\text{ijin}} &= 0,3 \times f'c \times 1000 \\ &= 0,3 \times 25 \times 1000 \\ &= 7500 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Berdasarkan kekuatan tanah

Perhitungan daya dukung tanah ujung berdasarkan kekuatan tanah menggunakan teori dari Terzaghi dan Thomlinson.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman sumuran } (Df) &= 7,2 \text{ m} \\ \text{Jari-jari penampang } (R) &= 1,25 \text{ m} \\ \text{Berat volume tanah } (\gamma_s) &= 17 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Sudut gesek dalam } (\phi) &= 40^\circ \\ \text{Kohesi tanah } (C) &= 28,8 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Safety factor } (SF) &= 2 \end{aligned}$$

Dari parameter kekuatan tanah ujung (end bearing capacity) yang berupa tanah lempung, diperoleh nilai  $N_c$ ,  $N_q$ , dan  $N_\gamma$  hasil dari korelasi nilai  $\phi$  berdasarkan Tabel 5.45 di bawah ini.

**Tabel 5.45 Koefisien Daya Dukung Terzaghi**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5,71	1,00	0
5°	7,32	1,64	0
10°	9,64	2,70	1,2
15°	12,8	4,44	2,4
20°	17,7	7,43	4,6
25°	25,1	12,7	9,2
30°	37,2	22,5	20,0
35°	57,8	41,4	44,0
40°	95,6	81,2	114,0
45°	172	173	320

(Sumber: Terzaghi, 1943)

$$\begin{aligned} N_c &= 95,6 \\ N_q &= 81,2 \\ N_\gamma &= 114 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah ultimate

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (1,3.C.Nc) + (\gamma_s.Df.Nq) + (0,6.\gamma_s.R.N\gamma) \\ &= (1,3.28,8.95,6) + (17,7.2,81,2) + (0,6.17,1.25.114) \\ &= 14971,644 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan ijin

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \frac{q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{14971,644}{2} \\ &= 7485,822 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tegangan ijin pada sumuran dapat dilihat pada Tabel 5.46 berikut ini.

**Tabel 5.46 Rekapitulasi Tegangan Ijin Aksial Sumuran**

No	Jenis	Tegangan Ijin
		(kN/m <sup>2</sup> )
1	Kekuatan bahan	7500
2	Terzhagi & Thomlinson	7485,82
	$\sigma_{ijin}$ pakai =	7485,82

c. Kontrol tegangan yang diterima sumuran kombinasi beban arah X

Berikut ini adalah perhitungan tegangan yang diterima satu sumuran pada kombinasi I

$$P = 6028,29 \text{ kN}$$

$$M_x = 519,83 \text{ kNm}$$

$$Y_x = 1,25 \text{ m}$$

$$Y_y = 1,25 \text{ m}$$

Tegangan maksimum

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{P}{A} + \frac{M_x.Y_x}{I_x} \\ &= \frac{6028,29}{4,91} + \frac{519,83 \cdot 1,25}{1,23} \\ &= 1757,57 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan minimum

$$\begin{aligned}\sigma_{\min} &= \frac{P}{A} - \frac{Mx.Yx}{Ix} \\ &= \frac{6028,29}{4,91} - \frac{519,83 \cdot 1,25}{1,23} \\ &= 698,58 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Perhitungan kontrol tegangan untuk kombinasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.47 rekapitulasi berikut ini.

**Tabel 5.47 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah X**

No	Kombinasi	$P$	$Mx$	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$
		(kN)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	Kombinasi I	6028,29	519,83	1757,57	698,58
2	Kombinasi II	6028,29	2412,83	3685,76	-1229,61
3	Kombinasi III	6041,43	519,83	1760,25	701,26
4	Kombinasi IV	6041,43	2412,83	3688,44	-1226,94
5	Kombinasi V	4381,94	2920,22	3867,19	-2081,83

**Tabel 5.48 Kontrol Tegangan Ijin Arah X**

No	Kombinasi	$\sigma$	Kontrol	$\sigma_{\text{ijin}}$	Keterangan
		(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )	
1	Kombinasi I	1757,57	<100% $\sigma_{\text{ijin}}$	7485,82	OK
2	Kombinasi II	3685,76	<125% $\sigma_{\text{ijin}}$	9357,28	OK
3	Kombinasi III	1760,25	<125% $\sigma_{\text{ijin}}$	9357,28	OK
4	Kombinasi IV	3688,44	<140% $\sigma_{\text{ijin}}$	10480,15	OK
5	Kombinasi V	3867,19	<150% $\sigma_{\text{ijin}}$	11228,73	OK

d. Kontrol tegangan yang diterima sumuran kombinasi beban arah Y

Berikut ini adalah perhitungan tegangan yang diterima satu sumuran pada kombinasi I.

$$P = 6028,29 \text{ kN}$$

$$My = 0 \text{ kNm}$$

$$Yx = 1,25 \text{ m}$$

$$Yy = 1,25 \text{ m}$$

Tegangan maksimum

$$\begin{aligned} \sigma_{\max} &= \frac{P}{A} + \frac{My.Yy}{Iy} \\ &= \frac{6028,29}{4,91} + \frac{0 \times 1,25}{1,23} \\ &= 1228,07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan minimum

$$\begin{aligned} \sigma_{\min} &= \frac{P}{A} - \frac{My.Yy}{Iy} \\ &= \frac{6028,29}{4,91} - \frac{0 \times 1,25}{1,23} \\ &= 1228,07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol tegangan untuk kombinasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.49 rekapitulasi berikut ini.

**Tabel 5.49 Rekapitulasi Tegangan Sumuran Arah Y**

No	Kombinasi	$P$	$My$	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$
		(kN)	(kNm)	(kN)	(kN)
1	Kombinasi I	6028,29	0	1228,07	1228,07
2	Kombinasi II	6028,29	0	1228,07	1228,07
3	Kombinasi III	6041,43	875,09	2122,11	339,39
4	Kombinasi IV	6041,43	875,09	2122,11	339,39
5	Kombinasi V	4381,94	3575,09	4534,24	-2748,88

**Tabel 5.50 Kontrol Tegangan Ijin Arah Y**

No	Kombinasi	$P$	Kontrol	$\sigma_{\text{ijin}}$	$\sigma_{\min}$
		(kN)		(kN)	
1	Kombinasi I	1228,07	<100% $\sigma_{\text{ijin}}$	7485,82	OK
2	Kombinasi II	1228,07	<125% $\sigma_{\text{ijin}}$	9357,28	OK

3	Kombinasi III	2122,11	<125% $\sigma_{ijin}$	9357,28	OK
4	Kombinasi IV	2122,11	<140% $\sigma_{ijin}$	10480,15	OK
5	Kombinasi V	4534,24	<150% $\sigma_{ijin}$	11228,73	OK

3. Perhitungan momen dan gaya geser sumuran

Dari perhitungan beban tekanan tanah pada abutment sebelumnya, sudah diketahui nilai-nilai parameter tanah seperti berat volume tanah dan koefisien tanah aktif. Data-datanya adalah sebagai berikut:

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Koefisien tanah aktif } (K_a) = 0,328$$

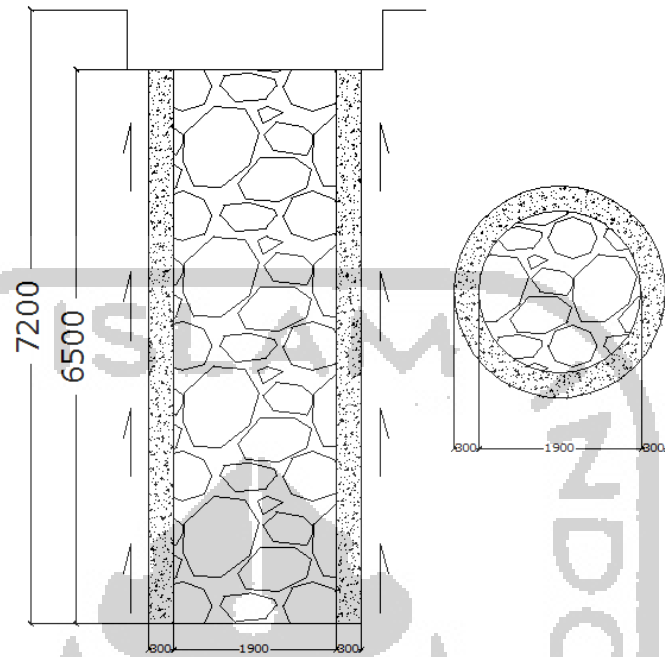
$$\text{Kedalaman sumuran } (H) = 7,2 \text{ m}$$

$$\text{Diameter sumuran } (D) = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal cincin sumuran } (t) = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekanan tanah pada sumuran } (q) &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 17 \times 7,2 \times 0,328 \\ &= 20,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

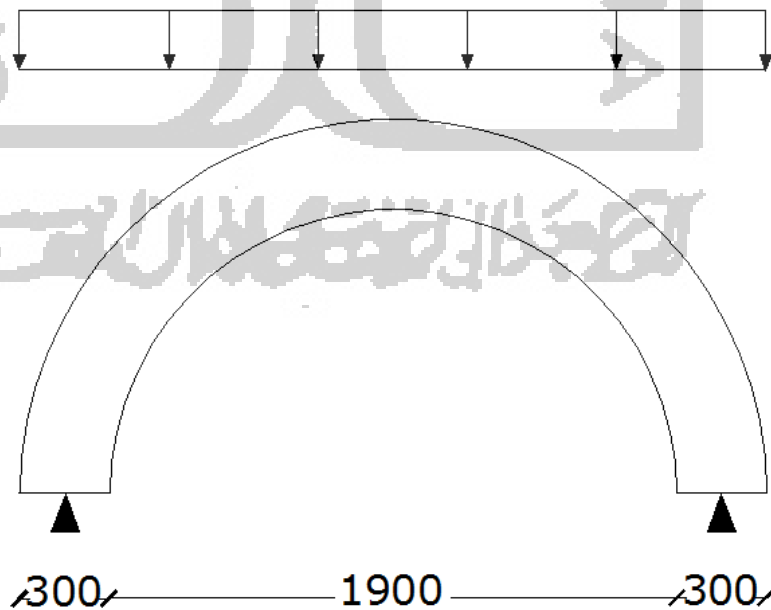
$$\begin{aligned} \text{Gaya tarik melingkar } (T) &= \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times D \times K_a \\ &= \frac{1}{2} \times 17 \times 7,2^2 \times 2,5 \times 0,328 \\ &= 360,896 \text{ kN} \end{aligned}$$



**Gambar 5.69 Pondasi Sumuran**

Cincin sumuran dianggap sebagai konstruksi pelengkung dengan perletakan sendi-sendi dengan beban merata sebesar  $q = 20,05 \text{ kN/m}$  dengan momen maksimum terletak pada tengah bentang

$$q = 20,05 \text{ kN/m}$$





### Gambar 5.70 Pembebanan pada Dinding Sumuran (Cincin Beton)

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimate sumuran } (Mu) &= 1/8 \times q \times D^2 \\ &= 1/8 \times 20,05 \times 2,5^2 \\ &= 15,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 4. Penulangan sumuran abutment

##### a. Tulangan pokok

$$\begin{aligned} \text{Diameter tulangan pokok } (dp) &= 16 \text{ mm} \\ \text{Kuat tekan beton } (f'c) &= 25 \text{ MPa} \\ \text{Kuat Tarik baja } (fy) &= 400 \text{ MPa} \\ \text{Lebar sumuran } (b) &= \pi \times D \\ &= \pi \times 2500 \\ &= 7853,98 \text{ mm} \\ \text{Faktor distribusi tegangan lentur } (\theta) &= 0,8 \\ \text{Tebal cincin sumuran } (h) &= 300 \text{ mm} \\ \text{Selimut beton } (Sb) &= 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

##### 1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\ &= \frac{15,66}{0,8} \\ &= 19,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

##### 2) Menentukan tinggi efektif cincin sumuran (d)

$$\begin{aligned} d &= h - sb - \frac{1}{2} dp \\ &= 300 - 75 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 217 \text{ mm} \end{aligned}$$

##### 3) Menghitung nilai Rn

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{19,58 \cdot 10^6}{7853,98 \cdot 217^2} \\ &= 0,0529 \text{ MPa} \end{aligned}$$

##### 4) Menghitung nilai m

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot f'c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 25}$$

$$= 18,824$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$ 

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,0529}{400}} \right)$$

$$= 0,00013$$

 $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

## 6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 7853,98 \times 217$$

$$= 5965,09 \text{ mm}^2$$

## 7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$S_{\text{pokok}} = \frac{A1d.b}{A_s}$$

$$= \frac{201,062 \cdot 7853,98}{5965,09}$$

$$= 264,73 \text{ mm}$$

$$\approx 260 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok double D16-260

## b. Tulangan bagi

## 1) Menghitung luas tulangan bagi

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 5965,09$$

$$= 2982,55 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 S_{bagi} &= \frac{A1d.b}{As} \\
 &= \frac{132,73.7853,9}{2982,55} \\
 &= 349,52 \text{ mm} \\
 &\approx 340 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D13-340

c. Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana } (Vur) = 360,896 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (dg) = 13 \text{ mm}$$

1) Menentukan tinggi efektif cincin sumuran ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - \frac{1}{2} dp \\
 &= 300 - 75 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 217 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 7853,98 \times 217 \\
 &= 1420,26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

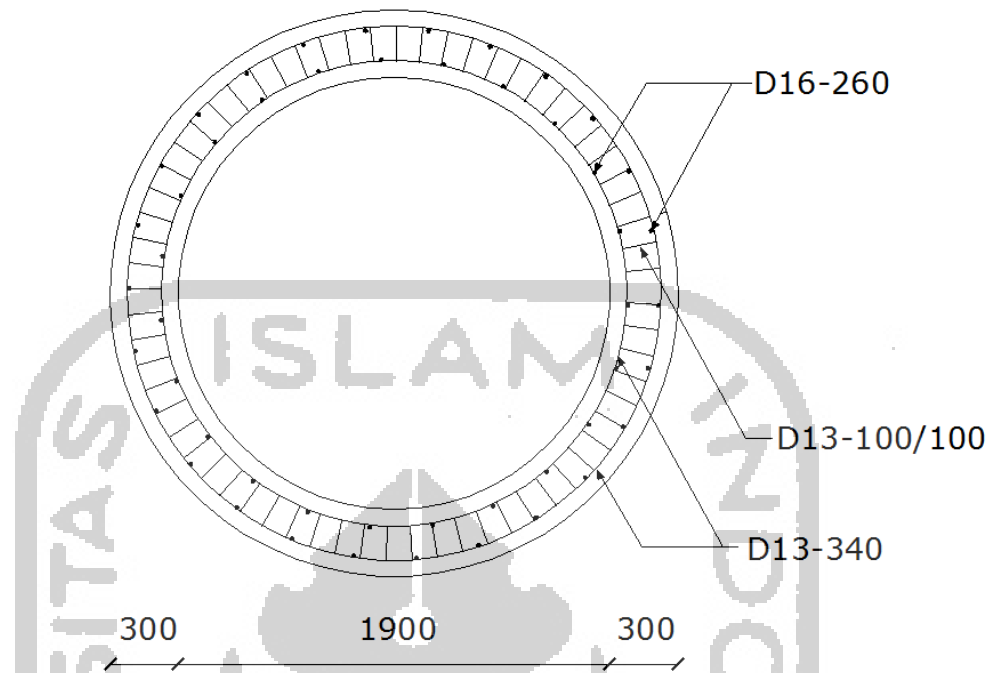
$$\begin{aligned}
 Vc' &= \phi \times Vc \\
 &= 0,75 \times 1420,26 \\
 &= 1065,19 \text{ kN} > 360,896 \text{ kN} \text{ PAKAI GESER PRAKTIS!}
 \end{aligned}$$

4) Menghitung gaya geser yang dipakai

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{d}{2} \leq 600 \\
 &= \frac{217}{2} \dots 600 - \\
 &= 108,5 \leq 600 \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D13-100/100

Berikut di bawah ini adalah gambar penulangan pondasi sumuran pada abutment Jembatan Lemah Abang.



**Gambar 5.71 Penulangan Pondasi Sumuran**

### 5.2.3. Pile Cap Abutment

#### 1. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan pada pile cap abutment dapat dilihat pada Tabel 5.51 sampai Tabel 5.56 di bawah ini.

**Tabel 5.51 Kombinasi I Ultimate Pembebanan Pile Cap**

Kombinasi I								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				$P$	$T_x$	$T_y$	$M_x$	$M_y$
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	5269,5			-879,97	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		59,1		-221,27	

4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,8	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah					9174,17	765,6		1371,5

**Tabel 5.52 Kombinasi II Ultimate Pembebanan Pile Cap**

Kombinasi II								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	5269,5			-879,97	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		59,1		-221,27	
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,8	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3		1025,4		2460,9	
Jumlah					9174,17	1790,9		3832,4

**Tabel 5.53 Kombinasi III Ultimate Pembebanan Pile Cap**

Kombinasi III
---------------

No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	5269,5			-879,97	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		59,1		-221,27	
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,8	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77		155,6		1050,1
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah				9189,9	765,6	155,6	1371,5	1050,1

**Tabel 5.54 Kombinasi IV Ultimate Pembebanan Pile Cap**

Kombinasi IV								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	5269,5			-879,97	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		59,1		-221,27	
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				

5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405					
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,8		
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77		155,57		1050,1	
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1						
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3		1025,4		2460,9		
Jumlah					9189,93	1790,9	155,57	3832,4	1050,1

**Tabel 5.55 Kombinasi V Ultimate Pembebanan Pile Cap**

Kombinasi V									
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen		
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>	
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)	
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	5269,5			-879,97		
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97					
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25						
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2						
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8						
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8						
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2						
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1		1322,7	1314,6	3597,12	3575,1	
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3						
Jumlah					5926,47	1322,7	1314,6	2717,15	3575,1

**Tabel 5.56 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pile Cap**

No	Kombinasi	<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)

1	Kombinasi I	9174,17	765,60	0	1371,51	0
2	Kombinasi II	9174,17	1790,97	0	3832,41	0
3	Kombinasi III	9189,93	765,6	155,57	1371,51	1050,11
4	Kombinasi IV	9189,93	1790,97	155,57	3832,41	1050,11
5	Kombinasi V	5926,47	1322,68	1314,58	2717,15	3575,09

2. Perhitungan momen dan gaya geser pada pile cap

a. Momen dan gaya geser akibat pembebanan

$$\text{Luas penampang pile cap (A)} = 33 \text{ m}^2$$

$$\text{Momen inersia penampang pile cap (Ix)} = 24,75 \text{ m}^4$$

$$\text{Jarak serat terluar terhadap sumbu x (x)} = 1,5 \text{ m}$$

**Tabel 5.57 Tegangan Pile Cap**

No	Kombinasi	$P$	$M_x$	$\sigma_{\max} = (P/A) +$ $(M_x \cdot x / I_x)$	$\sigma_{\min} = (P/A) -$ $(M_x \cdot x / I_x)$
		(kN)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	Kombinasi 1	9174,17	1371,51	361,127	194,884
2	Kombinasi 2	9174,17	3832,41	510,272	45,738
3	Kombinasi 3	9189,93	1371,51	361,604	195,361
4	Kombinasi 4	9189,93	3832,41	510,750	46,216
5	Kombinasi 5	5926,47	2717,15	344,265	14,914

$$\text{Momen ultimate akibat pembebanan (Mup)} = \frac{1}{2} \times \sigma_{\max} \times b \delta \times b \delta$$

$$= \frac{1}{2} \times 510,75 \times 1,1^2$$

$$= 309,01 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimate akibat pembebanan (Vup)} = \sigma_{\max} \times b \delta$$

$$= 510,75 \times 1,1$$

$$= 561,82 \text{ kN}$$

b. Momen dan gaya geser akibat berat sendiri

Perhitungan berat sendiri dan momen pile cap dapat dilihat pada Tabel 5.58 berikut ini.



**Tabel 5.58 Berat dan Momen pada Pile Cap Akibat Berat Sendiri**

Kode	Parameter Berat Beton			Volume (m <sup>3</sup> )	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	L				
	(m)	(m)	(m)				
W1	1,1	0,5	11	6,05	145,2	0,55	79,86
W2	1,1	0,5	11	6,05	145,2	0,55	79,86
W3	1,1	0,2	11	1,21	29,04	0,37	10,648
W4	1,1	0,2	11	1,21	29,04	0,37	10,648
W5	0,8	0,7	11	6,16	147,84	0,4	59,136
Jumlah					496,32		240,15

$$\text{Faktor beban ultimate (K)} = 1,3$$

$$\text{Momen ultimate akibat berat sendir (M<sub>us</sub>)} = k \times M_s$$

$$= 1,3 \times 240,152$$

$$= 312,19 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimate akibat berat sendiri (V<sub>us</sub>)} = k \times V_s$$

$$= 1,3 \times 496,32$$

$$= 645,22 \text{ kN}$$

c. Momen dan gaya geser ultimate rencana pile cap

$$\text{Momen ultimate rencana pile cap (M<sub>ur</sub>)} = M_{us} - M_{up}$$

$$= 312,19 - 309,01$$

$$= 3,19 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen ultimate rencana pile cap per 1 m (M<sub>ur</sub>)} = \frac{M_{ur}}{B_y}$$

$$= \frac{3,19}{11}$$

$$= 0,29 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimate rencana pile cap (V<sub>ur</sub>)} = V_{us} - V_{up}$$

$$= 645,216 - 561,82$$

$$= 83,39 \text{ kN}$$

$$\text{Geser ultimate rencana pile cap per 1 m (V<sub>ur</sub>)} = \frac{V_{ur}}{B_y}$$

$$= \frac{83,39}{11}$$

$$= 7,58 \text{ kN}$$

### 3. Penulangan pile cap abutment

#### a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 19 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tinggi pile cap ( $h$ )	= 700 mm
Selimut beton ( $S_b$ )	= 75 mm

#### 1) Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{0,29}{0,8}$$

$$= 0,36 \text{ kNm}$$

#### 2) Menentukan tinggi efektif pile cap ( $d$ )

$$d = h - s_b - \frac{1}{2} d_p$$

$$= 700 - 75 - \frac{1}{2} 19$$

$$= 615,5 \text{ mm}$$

#### 3) Menghitung nilai $R_n$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{0,36 \cdot 10^6}{1000 \cdot 615,5^2}$$

$$= 0,001 \text{ MPa}$$

#### 4) Menghitung nilai $m$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 18,824$$

#### 5) Menghitung rasio tulangan $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,001}{400}} \right) \\ &= 2,39 \times 10^{-6}\end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 615,5 \\ &= 2154,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{283,529 \cdot 1000}{2154,25} \\ &= 131,61 \text{ mm} \\ &\approx 130 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D19-130

b. Tulangan bagi

1) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 2154,25 \\ &= 1077,125 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}S_{\text{bagi}} &= \frac{A1d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,06 \cdot 1000}{1077,125}\end{aligned}$$

$$= 186,67 \text{ mm}$$

$$\approx 180 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan bagi D16-180

c. Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 7,58 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 13 \text{ mm}$$

1) Menentukan tinggi efektif pile cap ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 700 - 75 - \frac{1}{2} 19 \\ &= 615,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 615,5 \\ &= 512,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c' &= \phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 512,92 \\ &= 192,34 \text{ kN} > 7,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

PAKAI GESER PRAKTIS!

4) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned} s &= \frac{d}{2} \leq 600 \\ &= \frac{615,5}{2} \dots 600 \\ &= 307,75 \leq 600 \end{aligned}$$

$$\approx 300 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser D13-300/300

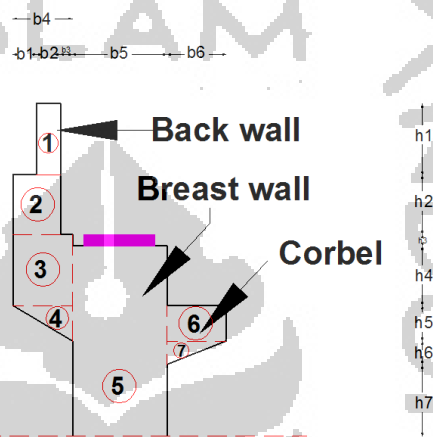
#### 5.2.4. Breast Wall Abutment

Breast wall abutment merupakan dinding beton bertulang yang menerima gaya aksial ( $P_u$ ) dan momen ( $M_u$ ) sehingga untuk merencanakannya digunakan prinsip perhitungan kolom, maka dari itu perhitungan tulangan breast wall abutment menggunakan diagram Mn-Pn. Data-data perencanaan yang digunakan pada breast wall sama dengan data-data perencanaan abutment sebelumnya.

1. Pembebanan

a. Berat sendiri ( $M_S$ )

Perhitungan berat sendiri pada breast wall dilakukan dengan membagi breast wall menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan. Adapun pembagian segmen breast wall dapat dilihat pada Gambar 5.72 berikut ini.



**Gambar 5.72 Bagian-bagian Breast Wall**

Perhitungan berat dan momen pada breast wall dapat dilihat pada Tabel 5.59 berikut ini.

**Tabel 5.59 Perhitungan Gaya dan Momen pada Breast Wall**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
	(m)	(m)					
1	0,2	0,6	1	-1	31,68	0,6	-19,01
2	0,4	0,5	1	-1	52,8	0,7	-36,96
3	0,5	0,6	1	-1	79,2	0,65	-51,48
4	0,5	0,3	0,5	-1	19,8	0,57	-11,22
5	0,8	1,6	1	0	485,76	0	0
6	0,5	0,3	1	1	39,6	0,65	25,74
7	0,5	0,2	0,5	1	13,2	0,57	7,48
<b><math>P_{MS} =</math></b>					<b>722,04</b>	<b><math>M_{MS} =</math></b>	<b>-85,45</b>

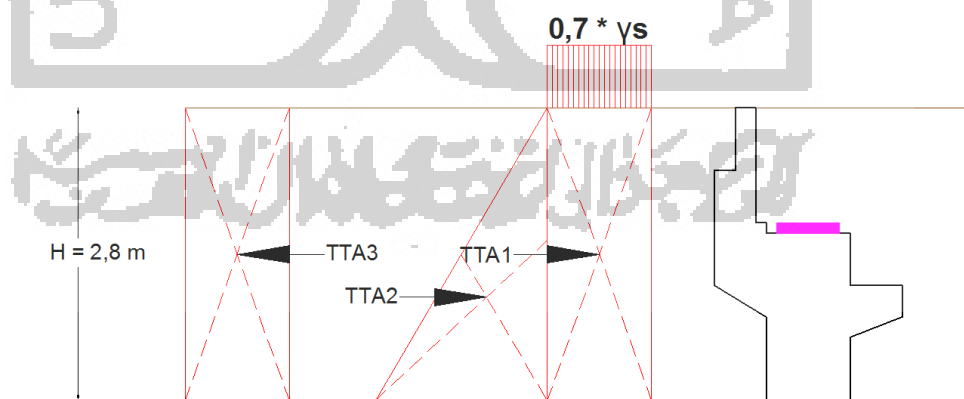
Dari hasil perhitungan berat sendiri (MS) di atas, maka dapat direkapitulasi seperti Tabel 5.60 di bawah ini.

**Tabel 5.60 Rekapitulasi Berat Sendiri Breast Wall**

No	Jenis Struktur	Berat Sendiri	
		PMS (kN)	MMS (kNm)
1	Struktur Atas	2477,14	0
2	Struktur Bawah	722,04	-85,45
Jumlah		3199,18	-85,45

b. Tekanan tanah (TA)

Menurut SNI 1725-2016 tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Diagram tekanan tanah aktif yang terjadi pada breast wall dapat dilihat pada Gambar 5.73 di bawah ini.



**Gambar 5.73 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Breast Wall**

Data tanah pada kedalaman 4 m diketahui sebagai berikut:

Berat volume tanah ( $\gamma_s$ ) = 17 kN/m<sup>3</sup>

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi } (C) = 12 \text{ kN/m}^2$$

Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari  $C'$  dan  $\phi'$  diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan  $K^R$

$$\text{Faktor reduksi untuk } \phi' (K_\phi^R) = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi untuk } C' (K_C^R) = 1$$

Sudut geser dalam terkoreksi

$$\begin{aligned} \phi' &= \tan^{-1} (K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

Kohesi terkoreksi lapis

$$\begin{aligned} C' &= K_C^R \times C \\ &= 1 \times 12 \\ &= 12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien tanah aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{26,11}{2} \right) \\ &= 0,389 \end{aligned}$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pada abutment dapat dilihat pada Tabel 5.61 berikut ini.

**Tabel 5.61 Beban Horizontal akibat Tekanan Tanah Aktif**

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	TTA	Lengan	MMA
		(kN)	(m)	(kNm)
1	$T_{TA1} = 0,7 \times \gamma_s \times H \times K_a \times B_y$	142,49	1,4	199,49
2	$T_{TA2} = 1/2 \times \gamma_s \times H^2 \times K_a \times B_y$	284,99	0,93	265,99
3	$T_{TA3} = -2 \times \sqrt{K_a} \times H \times C \times B_y$	-460,9	1,4	-645,26
	<b><math>T_{TA} =</math></b>	<b>-33,42</b>	<b><math>M_{MA} =</math></b>	<b>-179,79</b>

$$\text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = -33,42 \text{ kN}$$

Momen akibat gaya tekanan tanah aktif ( $M_{MA}$ ) = -179,79 kNm

c. Beban gempa (EQ)

Beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2008, besarnya beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$EQ = \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t$$

Keterangan:

$EQ$  = Gaya gempa horizontal (kN)

$C_{sm}$  = Koefisien respons gempa elastis

$R_d$  = Faktor modifikasi respons

$W_t$  = Berat total struktur

Berdasarkan SNI 2833-2008, waktu periode alami pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_p}}$$

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I}{L_b^3}$$

Keterangan:

$T$  = waktu periode alami (detik)

$W_t$  = berat total struktur (kN)

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/s<sup>2</sup>)

$K_p$  = kekakuan struktur

$E_c$  = modulus elastisitas beton (kPa)

$I$  = momen inersia (m<sup>4</sup>)

$L_b$  = tinggi struktur (m)

1) Gempa arah memanjang jembatan (arah X)

a) Berat total struktur ( $W_t$ )



$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri struktur atas} &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} \\
 &= 2477,14 + 328,48 \\
 &= 2805,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah} = 722,04 \text{ kN}$$

Berat total struktur

$$\begin{aligned}
 Wt &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\
 &= 2805,62 + 722,04 \\
 &= 3527,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur ( $Kp$ )

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Modulus elastis beton } (Ec) = 4700 \times \sqrt{Ec}$$

$$= 4700 \times \sqrt{25}$$

$$= 23500000 \text{ kPa}$$

$$\text{Panjang breast wall } (h) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall } (Lb) = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall } (b) = 0,8 \text{ m}$$

$$\text{Momen inersia } (I) = \frac{1}{12} \times h \times b^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 11 \times 0,8^3$$

$$= 0,469 \text{ m}^4$$

Kekakuan struktur

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3}$$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{0,469}{1,6^3}$$

$$= 8078125 \text{ kN/m}$$

c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{3527,66}{9,81 \times 8078125}}$$

$$= 0,042 \text{ detik}$$

## d) Akselerasi puncak di batuan dasar (A)

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.62 di bawah ini.

**Tabel 5.62 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

## e) Koefisien tanah (S)

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.63 di bawah ini.

**Tabel 5.63 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan abutment Jembatan Lemah Abang berada di tanah sedang, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1,2.

## f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$C_{sm} = \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}}$$

$$= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1,2}{0,042^{2/3}}$$

$$= 3,58$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$C_{sm} = 2,5 \times A$$

$$= 2,5 \times 0,3$$

$$= 0,75$$

Nilai koefisien respons gempa elastis  $C_{sm} = 0,75$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.64 di bawah ini.

**Tabel 5.64 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom				

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 2,5$

## h) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} EQ &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times Wt \\ &= \frac{0,75}{2,5} \times Wt \\ &= 0,3 \times Wt \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah memanjang jembatan dapat dilihat pada tabel 5.65 berikut ini

**Tabel 5.65 Distribusi Beban Gempa pada Abutment Arah X**

No	Berat Wt	TEQ	y	MEQ
	(kN)	(kN)	(m)	(kNm)
<b>Struktur atas</b>				
P <sub>MS</sub>	2477,14	743,14	2,80	2080,8
P <sub>MA</sub>	328,48	98,55	2,80	275,93
<b>Breast wall</b>				
1	31,68	9,50	2,50	23,76
2	52,80	15,84	1,95	30,89
3	79,20	23,76	1,40	33,26
4	19,80	5,94	0,90	5,35
5	485,76	145,73	0,80	116,58
6	39,60	11,88	0,95	11,29
7	13,20	3,96	0,67	2,64
	T <sub>EQ</sub> =	1058,3		2580,49

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= \frac{MEQ}{TEQ} \\ &= \frac{2580,49}{1058,3} \\ &= 2,44 \text{ m} \end{aligned}$$

## 2) Gempa arah melintang jembatan (arah Y)

a) Berat total struktur ( $W_t$ )

$$\begin{aligned}\text{Berat sendiri struktur atas} &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} \\ &= 2477,14 + 328,48 \\ &= 2805,62 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah} = 722,04 \text{ kN}$$

Berat total struktur

$$\begin{aligned}W_t &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MA} + P_{MS \text{ bawah}} \\ &= 2805,62 + 722,04 \\ &= 3527,66 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur ( $K_p$ )

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}\text{Modulus elastis beton } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{E_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500000 \text{ kPa}\end{aligned}$$

$$\text{Panjang breast wall } (h) = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi breast wall } (L_b) = 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar breast wall } (b) = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen inersia } (I) &= \frac{1}{12} \times h^3 \times b \\ &= \frac{1}{12} \times 11^3 \times 0,8 \\ &= 88,73 \text{ m}^4\end{aligned}$$

Kekakuan struktur

$$\begin{aligned}K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I}{L_b^3} \\ &= 3 \times 23500000 \times \frac{88,73}{1,6^3} \\ &= 1527270508 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$\begin{aligned}T &= 2\pi \sqrt{\frac{W_t}{g \cdot K_p}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{3527,66}{9,81 \times 1527270508}}\end{aligned}$$

= 0,0031 detik

d) Akselerasi puncak di batuan dasar (A)

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.66 di bawah ini.

**Tabel 5.66 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

e) Koefisien tanah (S)

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.67 di bawah ini

**Tabel 5.67 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan abutment Jembatan Lemah Abang berada di tanah sedang, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1,2.

f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1,2}{0,0031^{2/3}} \\
 &= 20,54
 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 2,5 \times A \\
 &= 2,5 \times 0,3 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

Nilai koefisien respons gempa elastis  $C_{sm} = 0,75$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.68 di bawah ini.

**Tabel 5.68 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang				

dikembangkan oleh sendi plastis kolom

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 2,5$

h) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= \frac{c_{sm}}{R_d} \times W_t \\ &= \frac{0,75}{2,5} \times 3527,66 \\ &= 1058,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} \\ &= 1058,3 \times 2,44 \\ &= 2580,49 \text{ kNm} \end{aligned}$$

d. Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada breast wall abutment dapat dilihat pada Tabel 5.69 berikut ini.

**Tabel 5.69 Rekapitulasi Pembebanan pada Breast Wall Abutment**

No	Aksi/Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P	Tx	Ty	Mx	My
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	3199,18			-85,45	
2	Beban mati tambahan	MA	328,48				
3	Tekanan tanah	TA		-33,42		-179,79	
B	Beban lalu lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	1421,35				
5	Beban pejalan kaki	TP	225				



6	Gaya rem	TB		392,5		1373,7	
C	Aksi lingkungan						
7	Beban angin	EW	13,14		129,64		875,09
8	Beban gempa	EQ		1058,3	1058,3	2580,5	2580,5
D	Aksi lainnya						
9	Gesekan	BF		788,75		1893,1	

e. Kombinasi pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada breast wall Jembatan Lemah Abang kemudian dikombinasikan menggunakan lima kombinasi pada tabel-tabel berikut ini.

**Tabel 5.70 Kombinasi I pada Pembebanan Breast Wall**

Kombinasi I								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				$P$	$T_x$	$T_y$	$M_x$	$M_y$
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	MS	1,3	4158,9			-111,08	
2	Beban mati tambahan	MA	2	656,97				
3	Tekanan tanah	TA	1,25		-41,78		-224,73	
4	Beban lajur "D"	TD	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	TP	1,8	405				
6	Gaya rem	TB	1,8		706,5		2472,8	
7	Beban angin	EW	1,2					
8	Beban gempa	EQ	1					

9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3				
Jumlah				8063,6	664,72		2136,9

**Tabel 5.71 Kombinasi II pada Pembebanan Breast Wall**

Kombinasi II								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	4158,94			-111,08	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		-41,78		-224,73	
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2558,43				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,7	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3		1025,4		2460,9	
Jumlah				8063,6	1690,1		4597,8	

**Tabel 5.72 Kombinasi III pada Pembebanan Breast Wall**

Kombinasi III						
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor	Vertikal	Horizontal	Momen

			Ultimate	<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	4158,94			-111,08	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		-41,78		-224,75	
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,7	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77		155,57		1050,1
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah				8079,37	664,72	155,57	2136,9	1050,1

**Tabel 5.73 Kombinasi IV pada Pembebanan Breast Wall**

Kombinasi IV								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	4158,94			-111,08	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25		-41,78		-224,73	

4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	2842,7				
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8	405				
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8		706,5		2472,7	
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77		155,57		1050,1
8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3		1025,4		2460,9	
Jumlah				8079,4	1690,1	155,6	4597,8	1050,1

Tabel 5.74 Kombinasi V pada Pembebanan Breast Wall

Kombinasi V								
No	Aksi/Beban	Kode	Faktor Ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	4158,9			-111,08	
2	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	656,97				
3	Tekanan tanah	<i>TA</i>	1,25					
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2					
5	Beban pejalan kaki	<i>TP</i>	1,8					
6	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8					
7	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					

8	Beban gempa	<i>EQ</i>	1		1058,3	1058,3	2580,5	2580,5
9	Gesekan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah					4815,9	1058,3	1058,3	2580,5

**Tabel 5.75 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Breast Wall**

No	Kombinasi	<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi I	8063,6	664,72	0	2136,93	0
2	Kombinasi II	8063,6	1690,09	0	4597,83	0
3	Kombinasi III	8079,37	664,72	155,57	2136,93	1050,11
4	Kombinasi IV	8079,37	1690,09	155,57	4597,83	1050,11
5	Kombinasi V	4815,9	1058,3	1058,3	2469,41	2580,49

**Tabel 5.76 Gaya Aksial dan Momen per m**

No	Kombinasi	<i>P</i>	<i>M<sub>x</sub></i>
		(kN)	(kNm)
1	Kombinasi I	733,05	194,27
2	Kombinasi II	733,05	417,98
3	Kombinasi III	734,49	194,27
4	Kombinasi IV	734,49	417,98
5	Kombinasi V	437,81	224,49
MAX =		734,49	417,98

2. Penulangan breast wall

a. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan breast wall pada abutment Jembatan Lemah Abang menggunakan metode diagram Mn-Pn. Adapun data perencanaannya sebagai berikut

Mutu beton ( $f'c$ ) = 25 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan leleh baja } (f_y) &= 400 \text{ MPa} \\
 \text{Lebar } (b) &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi } (h) &= 800 \text{ mm} \\
 \text{Luas penampang breast wall } (A) &= b \times h \\
 &= 1000 \times 80 \\
 &= 80000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Selimut beton } (s_b) &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok } (\phi_p) &= 19 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan bagi } (\phi_b) &= 13 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tulangan ke luar beton } (d') &= s_b + \phi_b + \frac{1}{2} \phi_p \\
 &= 40 + 13 + \frac{1}{2} 19 \\
 &= 62,5 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif } (h_{ef}) &= h - d' \\
 &= 800 - 62,5 \\
 &= 737,5 \text{ mm} \\
 \text{Luas tulangan pokok } (A_s) &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\
 &= 283,529 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok untuk breast wall abutment ini, jumlah tulangan yang akan ditrial adalah berturut-turut 10, 11, 12, 13, 14, 15 buah. Adapun perhitungan di bawah ini adalah perhitungan dari jumlah tulangan  $n = 10$ , untuk jumlah tulangan yang lainnya langsung ditampilkan dalam bentuk diagram Mn-Pn.

1) Kondisi desak sentris ( $Mn = 0$ )

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times b \times h \\
 &= 0,85 \times 25 \times 1000 \times 800 \\
 &= 17000 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{s1} &= n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)] \\
 &= 10 \times 283,529 \times [400 - (0,85 \times 25)] \\
 &= 1073,87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$C_{s2} = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 10 \times 283,529 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 1073,87 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2}$$

$$= 17000 + 1073,87 + 1073,87$$

$$= 19147,74 \text{ kN}$$

$$M_n = 0 \text{ kNm}$$

2) Kondisi balance

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{200000}$$

$$= \frac{400}{200000}$$

$$= 0,002$$

$$C_b = \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_y + \epsilon_{cu})} \times h_{ef}$$

$$= \frac{0,003}{(0,002 + 0,003)} \times 737,5$$

$$= 447,62 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \times C_b$$

$$= 0,85 \times 447,62$$

$$= 380,47 \text{ mm}$$

$$C_{cb} = 0,85 \times f'_c \times a_b \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 380,47 \times 1000$$

$$= 8084,99 \text{ kN}$$

$$C_{sb} = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 10 \times 283,529 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 1073,87 \text{ kN}$$

$$T_{sb} = n \times A_s \times f_y$$

$$= 10 \times 283,529 \times 400$$

$$= 1134,12 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$

$$= 8084,99 + 1073,87 - 1134,12$$

$$= 8024,74 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= [C_{cb} \times (h/2 - ab/2)] + [C_{sb} \times (h/2 - d')] + [T_{sb} \times (h/2 - d')] \\
 &= [3619,1 \times (800/2 - 380,5/2)] + [1073,9 \times (800/2 - 62,5)] + \\
 &\quad [1134,12 \times (800/2 - 62,5)] \\
 &= 2481,01 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3) Kondisi desak ( $C > C_b$ )

$$\text{Kondisi } C = 1,6 \cdot C_b$$

$$C = 1,6 \times 447,62$$

$$= 716,18 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times C$$

$$= 0,85 \times 716,18$$

$$= 608,76 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_{cu} \times (C - d')}{C}$$

$$= \frac{0,003 \times (716,18 - 62,5)}{716,18}$$

$$= 0,0027$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{200000}$$

$$= \frac{400}{200000}$$

$$= 0,002$$

Karena nilai  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400 \text{ MPa}$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 608,76 \times 1000$$

$$= 12936,15 \text{ kN}$$

$$C_s = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 10 \times 283,529 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 1073,87 \text{ kN}$$

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu} \times (h_{ef} - C)}{C}$$

$$= \frac{0,003 \times (737,5 - 716,18)}{716,18}$$

$$= 8,9 \times 10^{-5}$$



Karena nilai  $\epsilon_t < \epsilon_y$  maka nilai  $f_s' = \epsilon_t \times 200000 = 17,86$  MPa dan nilai  $T_s$  menjadi

$$\begin{aligned} T_s &= n \times A_s \times f_s' \\ &= 10 \times 283,529 \times 17,86 \\ &= 50,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 12936,15 + 1073,87 - 50,64 \\ &= 13959,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= [C_c \times (h/2 - a/2)] + [C_s \times (h/2 - d')] + [T_s \times (h/2 - d')] \\ &= [12936,2 \times (800/2 - 608,8/2)] + [1073,9 \times (800/2 - 62,5)] \\ &\quad + [50,64 \times (800/2 - 62,5)] \\ &= 1643,99 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Kondisi tarik ( $C < C_b$ )

$$\text{Kondisi } C = 0,8 \cdot C_b$$

$$\begin{aligned} C &= 0,8 \times 447,62 \\ &= 358,09 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \beta_1 \times C \\ &= 0,85 \times 358,09 \\ &= 304,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{\epsilon_{cu} \times (C - d')}{C} \\ &= \frac{0,003 \times (358,09 - 62,5)}{358,09} \end{aligned}$$

$$= 0,0032$$

$$\begin{aligned} \epsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{400}{200000} \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400$  MPa

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 25 \times 304,38 \times 1000 \\ &= 6468,075 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_s = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$\begin{aligned}
 &= 10 \times 283,529 \times [400 - (0,85 \times 25)] \\
 &= 1073,78 \text{ kN} \\
 \epsilon_t &= \frac{\epsilon_{cu} \times (h_{ef} - C)}{C} \\
 &= \frac{0,003 \times (737,5 - 358,09)}{358,09} \\
 &= 0,00318
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\epsilon_t > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400$  MPa dan nilai  $T_s$  menjadi

$$\begin{aligned}
 T_s &= n \times A_s \times f_y \\
 &= 10 \times 283,529 \times 400 \\
 &= 1134,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 6468,075 + 1073,78 - 1134,12 \\
 &= 6407,735 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= [C_c \times (h/2 - a/2)] + [C_s \times (h/2 - d')] + [T_s \times (h/2 - d')] \\
 &= [6468,1 \times (800/2 - 304,4/2)] + [1073,8 \times (800/2 - 62,5)] + \\
 &\quad [7031,54 \times (800/2 - 62,5)] \\
 &= 2386,38 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5) Kondisi lentur murni ( $P_n = 0$ )

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + [A_s \times \{f_s - (0,85 \times f'_c)\}]$$

$$1134120 = 21250a + \frac{1701172,4a - 90374784,9}{a}$$

$$1134120a = 21250a^2 + 1701172,4a - 90374784,9$$

$$0 = 21250a^2 + 567052a - 90374784,9$$

Maka, dari persamaan di atas didapatkan:

$$a_1 = 53,22 \text{ mm}$$

$$a_2 = -82,26 \text{ mm}$$

$$a_{\text{pakai}} = 53,22 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 C &= a/\beta_1 \\
 &= 53,22/0,85 \\
 &= 62,61 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\epsilon_s = \frac{\epsilon_{cu} \times (C - d')}{C}$$

$$= \frac{0,003 \times (62,61 - 62,5)}{62,5}$$

$$= 0,00000542$$

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{200000}$$

$$= \frac{400}{200000}$$

$$= 0,002$$

Karena nilai  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$  maka nilai  $f_s' = \varepsilon_s \times 200000 = 1,162 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} M1 &= (0,85 \times f'c \times a \times b) \times (hef - a/2) \\ &= (0,85 \times 25 \times 53,22 \times 1000) \times (737,5 - 53,22/2) \\ &= 803,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M2 &= n \times A_s \times f_s' \times (hef - d') \\ &= 10 \times 283,529 \times 1,162 \times (737,5 - 62,5) \\ &= 2,22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= M1 + M2 \\ &= 803,96 + 2,22 \\ &= 806,18 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$Pn = 0 \text{ kN}$$

6) Kondisi tarik sentris ( $Mn = 0$ )

$$\begin{aligned} Pn &= -n \times (A_s + A_s') \times f_y \\ &= -10 \times (2 \times 283,529) \times 400 \\ &= -2268,232 \text{ kN} \end{aligned}$$

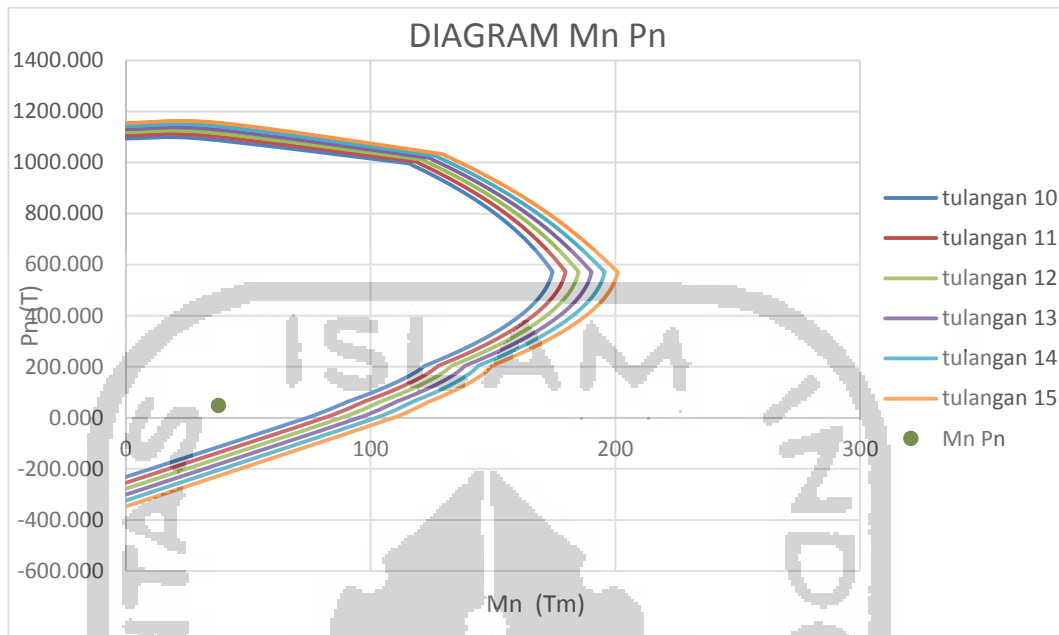
$$Mn = 0 \text{ kNm}$$

7) Rekapitulasi hasil

Berikut di bawah ini adalah rekapitulasi deesai tulangan pokok breast wall abutment dengan trial jumlah tulangan berturut-turut sebesar 10, 11, 12, 13, 14, 15 buah.

Tabel 5.77 Rekapitulasi Nilai Mn-Pn

Keterangan	Jumlah Tulangan (buah)	Desak Sentris	1,6Cb	Balance	0,8Cb	Lentur murni	Tarik sentris
Pn (kN)	10	19147,74	13959,38	8024,74	6407,735	0	-2268,232
Mn (kNm)		0	1643,99	2481,01	2386,38	806,18	0
Pn (kN)	11	19678,68	14289,58	8149,7	6506,29	0	-2535,79
Mn (kNm)		0	1682,01	2556,7	2462,12	897,44	0
Pn (kN)	12	20209,62	14619,78	8274,66	6604,85	0	-2803,35
Mn (kNm)		0	1720,03	2632,39	2537,86	988,70	0
Pn (kN)	13	20740,56	14949,98	8399,62	6703,40	0	-3070,91
Mn (kNm)		0	1758,05	2708,08	2613,60	1079,96	0
Pn (kN)	14	21271,50	15280,18	8524,58	6801,96	0	-3338,46
Mn (kNm)		0	1796,07	2783,77	2689,34	1171,22	0
Pn (kN)	15	21802,44	15610,38	8649,54	6900,51	0	-3606,02
Mn (kNm)		0	1834,09	2859,46	2765,08	1262	0



**Gambar 5.74 Grafik Mn-Pn**

Sebelum nilai Mu-Pu diplot ke dalam grafik Mn-Pn untuk mendapatkan jumlah tulangan pokok yang akan dipakai, nilai Mu-Pu rencana perlu direduksi nilainya dengan menggunakan faktor reduksi, masing-masing sebesar  $\phi = 0,9$  untuk Mu dan  $\phi = 0,65$  untuk Pu.

8) Cek tulangan

$$\begin{aligned} As \text{ terpasang} &= 2 \times n \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= 2 \times 15 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 \\ &= 8505,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times b \times hef \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400} \times 1000 \times 737,5 \\ &= 2304,69 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As \text{ min 2} &= \frac{1,4}{fy} \times b \times hef \\ &= \frac{1,4}{400} \times 1000 \times 737,5 \\ &= 2581,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As \text{ max} = 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta 1 \times \frac{f'c}{fy} \times b \times hef$$

$$= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,85 \times \frac{25}{400} \times 1000 \times 737,5$$

$$= 14272,6 \text{ mm}^2$$

$A_s \text{ min} < A_s \text{ terpasang} < A_s \text{ max}$  .....

$$2581,25 < 8505,86 < 14272,6 \quad \text{OK!}$$

Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{A_s \text{ terpasang}}{\text{Luas penampang breast wall}} \times 100\%$$

$$= \frac{2 \times 15 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2}{800 \times 1000} \times 100\%$$

$$= 1,06 \% > 1\% \quad \text{OK!}$$

Maka, breast wall abutment didesain menggunakan tulangan **30-D19**.

b. Tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal dari hasil pembebanan *abutment*.

$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 261,24 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan } (A_{ID}) = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 132,73 \text{ mm}^2$$

1) Menentukan tinggi efektif (*hef*)

$$hef = h - sb + \phi b + \frac{1}{2} \phi p$$

$$= 800 - 40 - 13 - \frac{1}{2} \times 19$$

$$= 737,5 \text{ mm}$$

2) Gaya geser yang mampu ditahan beton ( $V_c$ )

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) \times b_w \times d$$

$$= \left(1 + \frac{734490}{14 \cdot 1000 \cdot 800}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) \times 1000 \times 737,5$$

$$= 654,88 \text{ kN}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$V_c' = \phi \times V_c$$

$$= 0,75 \times 654,89$$

$$= 491,17 \text{ kN} < 261,24 \text{ kN} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}$$

## 4) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned}
 s &= d/2 \leq 600 \\
 &= 737,5/2 \dots 600 \\
 &= 368,75 \leq 600 \\
 &\approx 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D13-300/300

## 5.2.5. Back wall abutment

Perhitungan back wall dibagi menjadi dua bagian, yaitu back wall atas dan back wall bawah

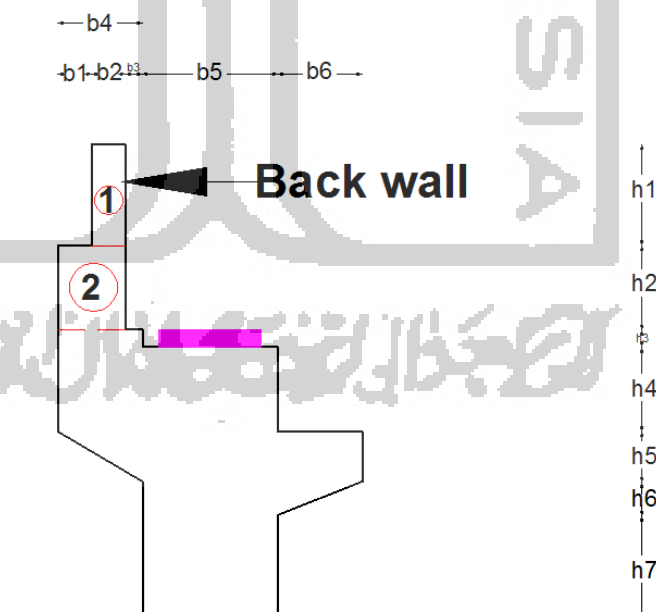
## 1. Pembebanan

## a. Back wall atas

1) Berat sendiri (*MS*)

Perhitungan berat sendiri pada back wall dilakukan dengan membagi back wall menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan.

Adapun pembagian segmen back wall dapat dilihat pada Gambar 5.75 berikut ini



Gambar 5.75 Bagian-bagian Back Wall

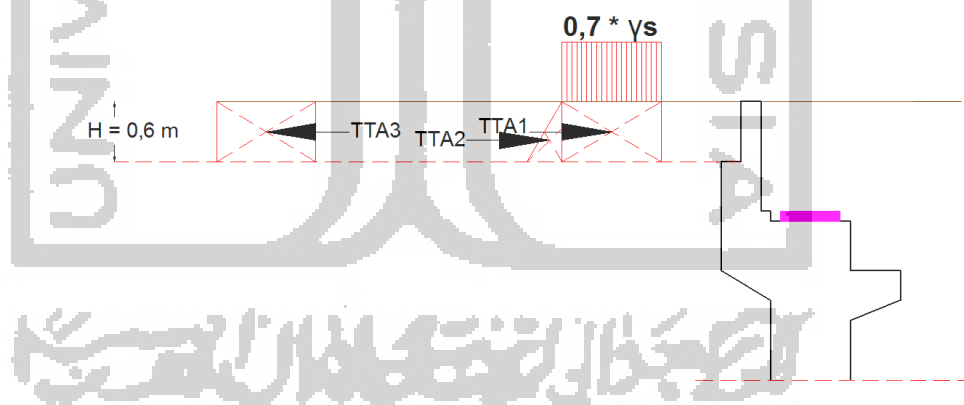
Perhitungan berat dan momen pada breast wall dapat dilihat pada Tabel 5.78 berikut ini.

**Tabel 5.78 Perhitungan Gaya dan Momen pada Back Wall Atas**

No	Parameter Berat Bagian		Berat
	b	h	
	(m)	(m)	(kN)
1	0,2	0,6	31,68

## 2) Tekanan tanah (TA)

Menurut SNI 1725-2016 tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Diagram tekanan tanah aktif yang terjadi pada back wall dapat dilihat pada Gambar 5.76 di bawah ini.



**Gambar 5.76 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Back Wall Atas**

Data tanah pada kedalaman 2 m diketahui sebagai berikut:

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi } (C) = 12 \text{ kN/m}^2$$



Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari  $C'$  dan  $\phi'$  diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan  $K^R$

$$\text{Faktor reduksi untuk } \phi' (K_{\phi}^R) = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi untuk } C' (K_C^R) = 1$$

Sudut geser dalam terkoreksi

$$\begin{aligned}\phi' &= \tan^{-1}(K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \times \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ\end{aligned}$$

Kohesi terkoreksi

$$\begin{aligned}C' &= K_C^R \times C \\ &= 1 \times 12 \\ &= 12 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Koefisien tanah aktif

$$\begin{aligned}K_a &= \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi'}{2}\right) \\ &= \tan^2\left(45^\circ - \frac{26,11}{2}\right) \\ &= 0,389\end{aligned}$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pada back wall atas dapat dilihat pada Tabel 5.79 berikut ini.

**Tabel 5.79 Beban Horizontal akibat Tekanan Tanah Aktif**

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	TTA	Lengan	MMA
		(kN)	(m)	(kNm)
1	$T_{TA1} = 0,7 \times \gamma_s \times H \times K_a \times B_y$	30,53	0,3	9,16
2	$T_{TA2} = 1/2 \times \gamma_s \times H^2 \times K_a \times B_y$	13,09	0,2	2,62
3	$T_{TA3} = -2 \times \sqrt{K_a} \times H \times C \times B_y$	-98,77	0,3	-29,63
	<b><math>T_{TA} =</math></b>	<b>-55,14</b>	<b><math>M_{MA} =</math></b>	<b>-17,85</b>

$$\text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = -55,14 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif } (M_{MA}) = -17,85 \text{ kNm}$$

3) Beban truk (TT)

Beban roda gandar truk ( $T$ ) = 112,5 kN

Faktor beban dinamis ( $FBD$ ) = 30%

Beban truk "T"

$$\begin{aligned} P_{TT} &= (1 + FBD) \times T \\ &= (1 + 30\%) \times 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan } (L) &= \frac{b^3}{2} \\ &= \frac{0,1^3}{2} \\ &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat beban truk} \\ M_{TT} &= P_{TT} \times L \\ &= 146,25 \times 0,05 \\ &= 7,3125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

#### 4) Beban rem ( $TB$ )

Berdasarkan SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

##### a) Gaya rem 1

Berat gandar truk ( $T$ ) = 225 kN

Beban gaya rem 1

$$\begin{aligned} T_{TB1} &= 25\% \times T \\ &= 25\% \times 225 \\ &= 56,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

##### b) Gaya rem 2

Berat truk rencana ( $PTT$ ) = 500 kN

Beban terbagi rata ( $Q_{BTR}$ ) = 52,5 kN/m

Lebar lalu lintas ( $b$ ) = 7 m

Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned} T_{TB2} &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times b) \\ &= (5\% \times 500) + (52,5 \times 7) \end{aligned}$$

$$= 392,5 \text{ kN}$$

Maka nilai pembebanan pada back wall akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai  $P_{TB}$  terbesar, yaitu:

$$T_{TB} = 392,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap back wall } (Y_{TB}) &= ta + h1 \\ &= 0,05 + 0,6 \\ &= 0,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada back wall atas akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M_{TB} &= T_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 392,5 \times 0,65 \\ &= 255,125 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Beban gempa ( $EQ$ )

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa } (K) &= \frac{Csm}{Rd} \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa } (T_{EQ}) &= K \times Wt \\ &= 0,3 \times 31,68 \\ &= 9,504 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan } (L) &= \frac{h1}{2} \\ &= \frac{0,6}{2} \\ &= 0,3 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya gempa

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times L \\ &= 9,504 \times 0,3 \\ &= 2,85 \text{ kNm} \end{aligned}$$

6) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada back wall atas dapat dilihat pada Tabel 5.80 berikut ini.

**Tabel 5.80 Rekapitulasi Pembebanan pada Back Wall Atas**

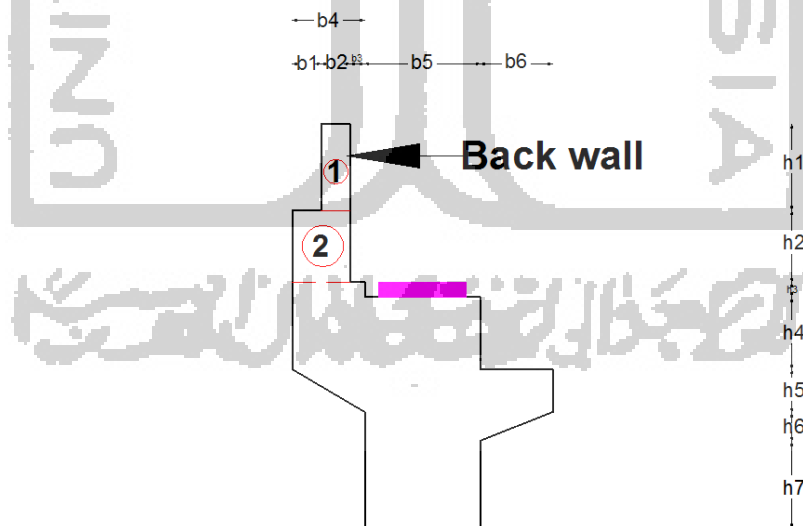
No	Beban	Kode	Faktor Ultimate	$T$	$M$	$V_u$	$M_u$
				(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
1	Berat sendiri	$MS$	1,3	31,68		41,18	
2	Tekanan tanah	$MA$	1,25	-55,14	-17,85	-68,93	-22,32
3	Beban truk	$TT$	2	146,25	7,31	292,5	14,63
4	Gaya rem	$TB$	1,8	392,5	255,13	706,5	459,23
5	Beban gempa	$EQ$	1	9,5	2,85	9,5	2,85
Jumlah						980,76	454,37

b. Back wall bawah

1) Berat sendiri (MS)

Perhitungan berat sendiri pada back wall dilakukan dengan membagi back wall menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan.

Adapun pembagian segmen back wall dapat dilihat pada Gambar 5.77 berikut ini



**Gambar 5.77 Bagian-bagian Back Wall**

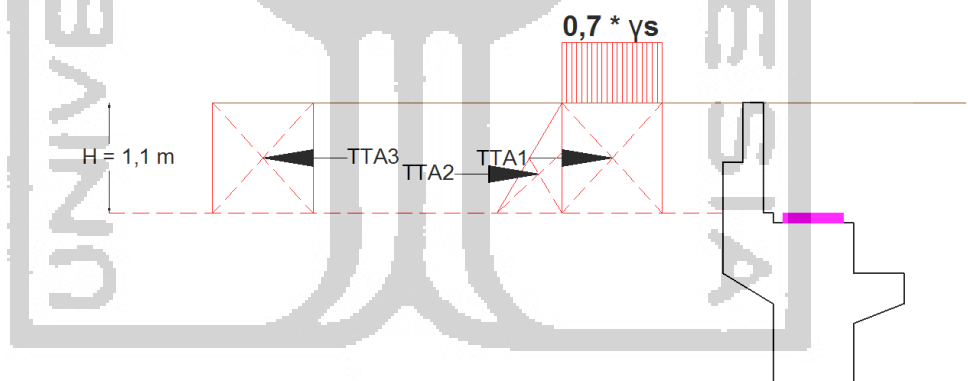
Perhitungan berat dan momen pada back wall dapat dilihat pada Tabel 5.81 berikut ini.

**Tabel 5.81 Perhitungan Gaya dan Momen pada Back Wall Bawah**

No	Parameter Berat Bagian		Berat
	b	h	
	(m)	(m)	(kN)
1	0,2	0,6	31,68
2	0,4	0,5	52,8

## 2) Tekanan tanah (TA)

Menurut SNI 1725-2016 tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Diagram tekanan tanah aktif yang terjadi pada breast wall dapat dilihat pada Gambar 5.78 di bawah ini.

**Gambar 5.78 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Back Wall Bawah**

Data tanah pada kedalaman 2 m diketahui sebagai berikut:

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Koehsi } (C) = 12 \text{ kN/m}^2$$

Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari  $C'$  dan  $\phi'$  diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan  $K^R$

$$\text{Faktor reduksi untuk } \phi' (K_\phi^R) = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi untuk } C' \text{ (} K_C^R \text{)} = 1$$

Sudut geser dalam terkoreksi

$$\begin{aligned} \phi' &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35^{\circ}) \\ &= 26,11^{\circ} \end{aligned}$$

Kohesi terkoreksi

$$\begin{aligned} C' &= K_C^R \times C \\ &= 1 \times 12 \\ &= 12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien tanah aktif

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 \left( 45^{\circ} - \frac{\phi'}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left( 45^{\circ} - \frac{26,11}{2} \right) \\ &= 0,389 \end{aligned}$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pada back wall bawah dapat dilihat pada Tabel 5.82 berikut ini.

**Tabel 5.82 Beban Horizontal akibat Tekanan Tanah Aktif**

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	TTA	Lengan	MMA
		(kN)	(m)	(kNm)
1	$T_{TA1} = 0,7 \times \gamma_s \times H \times K_a \times B_y$	55,98	0,55	30,79
2	$T_{TA2} = 1/2 \times \gamma_s \times H^2 \times K_a \times B_y$	43,98	0,37	16,13
3	$T_{TA3} = -2 \times \sqrt{K_a} \times H \times C \times B_y$	-181,07	0,55	-99,59
	<b><math>T_{TA} =</math></b>	<b>-81,11</b>	<b><math>M_{MA} =</math></b>	<b>-52,672</b>

$$\text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif (} T_{TA} \text{)} = -81,11 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif (} M_{MA} \text{)} = -52,672 \text{ kNm}$$

3) Beban truk ( $TT$ )

$$\text{Beban roda gandar truk (} T \text{)} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis (} FBD \text{)} = 30\%$$

Beban truk "T"

$$\begin{aligned}
 P_{TT} &= (1 + FBD) \times T \\
 &= (1 + 30\%) \times 112,5 \\
 &= 146,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan } (L) &= \frac{b_1 + b_2}{2} \\
 &= \frac{0,2 + 0,2}{2} \\
 &= 0,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat beban truk

$$\begin{aligned}
 M_{TT} &= P_{TT} \times L \\
 &= 146,25 \times 0,2 \\
 &= 29,25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

#### 4) Beban rem ( $T_B$ )

Berdasarkan SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

##### a) Gaya rem 1

$$\text{Berat gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

Beban gaya rem 1

$$\begin{aligned}
 T_{TB1} &= 25\% \times T \\
 &= 25\% \times 225 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

##### b) Gaya rem 2

$$\text{Berat truk rencana } (PTT) = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban terbagi rata } (Q_{BTR}) = 52,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas } (b) = 7 \text{ m}$$

Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned}
 T_{TB2} &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times b) \\
 &= (5\% \times 500) + (52,5 \times 7) \\
 &= 392,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka nilai pembebanan pada back wall akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai  $P_{TB}$  terbesar, yaitu:

$$T_{TB} = 392,5 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap back wall } (Y_{TB}) &= ta + h1 + h2 \\ &= 0,05 + 0,6 + 0,5 \\ &= 1,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada back wall bawah akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M_{TB} &= T_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 392,5 \times 1,15 \\ &= 451,375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Beban gempa ( $EQ$ )

a) Beban gempa 1 (back wall atas)

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa } (K) &= \frac{Csm}{Ra} \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa } (T_{EQ1}) &= K \times Wt \\ &= 0,3 \times 31,68 \\ &= 9,504 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan } (L) &= (h1 + h2) - \frac{h1}{2} \\ &= (0,6 + 0,5) - \frac{0,6}{2} \\ &= 0,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gaya gempa

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times L \\ &= 9,504 \times 0,8 \\ &= 7,6032 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b) Beban gempa 2 (back wall bawah)

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa } (K) &= \frac{Csm}{Ra} \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa } (T_{EQ2}) &= K \times Wt \\ &= 0,3 \times 52,8 \\ &= 15,84 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan } (L) = \frac{h2}{2}$$



$$= \frac{0,5}{2}$$

$$= 0,25 \text{ m}$$

Momen akibat gaya gempa

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times L$$

$$= 15,84 \times 0,25$$

$$= 3,96 \text{ kNm}$$

$$\text{Total beban gempa } (T_{EQ}) = T_{EQ1} + T_{EQ2}$$

$$= 9,504 + 15,84$$

$$= 25,34 \text{ kN}$$

$$\text{Total momen gempa } (M_{EQ}) = M_{EQ1} + M_{EQ2}$$

$$= 7,6032 + 3,96$$

$$= 11,56 \text{ kNm}$$

#### 6) Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada back wall atas dapat dilihat pada tabel 5.83 berikut ini.

**Tabel 5.83 Rekapitulasi Pembebanan pada Back Wall Bawah**

No	Beban	Kode	Faktor Ultimate	<i>T</i>	<i>M</i>	<i>V<sub>u</sub></i>	<i>M<sub>u</sub></i>
				(kN)	(kNm)	(kN)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	84,48		109,82	
2	Tekanan tanah	<i>MA</i>	1,25	-81,11	-52,67	-101,38	-65,84
3	Beban truk	<i>TT</i>	2	146,25	29,25	292,5	58,5
4	Gaya rem	<i>TB</i>	1,8	392,5	451,38	706,5	812,48
5	Beban gempa	<i>EQ</i>	1	25,34	11,56	25,34	11,56
						1032,79	816,69

## 2. Penulangan back wall

### a. Back wall atas

#### 1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 16 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tinggi back wall atas ( $h$ )	= 200 mm
Selimit beton ( $S_b$ )	= 40 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\
 &= \frac{41,31}{0,8} \\
 &= 51,63 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif back wall atas ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\
 &= 200 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 152 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai  $R_n$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{51,63 \cdot 10^6}{1000 \cdot 152^2} \\
 &= 2,2349 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai  $m$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \cdot 25} \\
 &= 18,824
 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 2,228}{400}}\right) \\ &= 0,0059\end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0059$$

f) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0059 \times 1000 \times 152 \\ &= 899,34 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,062 \cdot 1000}{899,34} \\ &= 223,57 \text{ mm} \\ &\approx 220 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D16-160

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 899,34 \\ &= 449,67 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}S_{\text{bagi}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,062 \cdot 1000}{449,67} \\ &= 447,13 \text{ mm} \\ &\approx 450 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D16-160

3) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana (} V_{ur} \text{)} = 89,16 \text{ kN}$$

Diameter tulangan geser ( $d_g$ ) = 13 mm

a) Menentukan tinggi efektif back wall atas ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 200 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 152 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 152 \\ &= 126,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c' &= \phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 126,67 \\ &= 126,67 \text{ kN} > 89,16 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}$$

d) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned} s &= \frac{d}{2} \leq 600 \\ &= \frac{152}{2} \dots 600 \\ &= 76 \leq 600 \\ &\approx 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D13-80/80

b. Back wall bawah

1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ ) = 16 mm

Kuat tekan beton ( $f'_c$ ) = 25 MPa

Kuat tarik baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ ) = 0,85

Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ ) = 0,8

Tinggi back wall bawah ( $h$ ) = 400 mm

Selimit beton ( $S_b$ ) = 40 mm

a) Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{74,25}{0,8}$$

$$= 92,81 \text{ kNm}$$

b) Menentukan tinggi efektif back wall bawah ( $d$ )

$$d = h - sb - \frac{1}{2} dp$$

$$= 400 - 40 - \frac{1}{2} 16$$

$$= 352 \text{ mm}$$

c) Menghitung nilai  $Rn$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{92,81 \cdot 10^6}{1000 \cdot 352^2}$$

$$= 0,749 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai  $m$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc}$$

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 18,824$$

e) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,744}{400}} \right)$$

$$= 0,0019$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

f) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 352$$

$$= 1232 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} S_{pokok} &= \frac{A1d.b}{A_s} \\ &= \frac{201,062.1000}{1232} \\ &= 163,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\approx 160 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok D16-160

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1232 \\ &= 616 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned} S_{bagi} &= \frac{A1d.b}{A_s} \\ &= \frac{201,062.1000}{616} \\ &= 326,39 \text{ mm} \\ &\approx 330 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D16-160

3) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana (} V_{ur} \text{)} = 93,89 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser (} d_g \text{)} = 13 \text{ mm}$$

a) Menentukan tinggi efektif back wall atas ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 400 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 352 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 352 \\ &= 293,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned}
 Vc' &= \phi \times Vc \\
 &= 0,75 \times 293,33 \\
 &= 220 \text{ kN} > 93,89 \text{ kN} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned}
 s &= d/2 \leq 600 \\
 &= 352/2 \dots 600 \\
 &= 176 \leq 600 \\
 &\approx 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

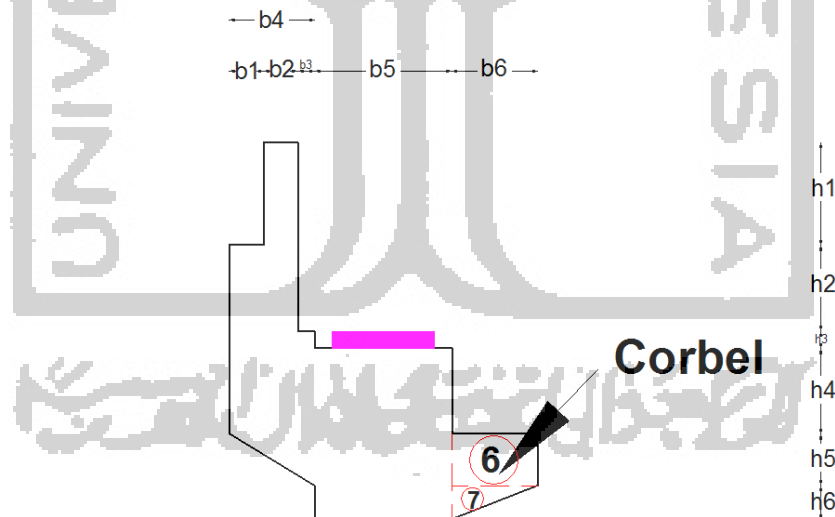
Dipakai tulangan geser D13-180/80

### 5.2.6. Corbel abutment

#### 1. Pembebanan

##### a. Berat sendiri (*MS*)

Perhitungan berat sendiri pada corbel dilakukan dengan membagi corbel menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan. Adapun pembagian segmen corbel dapat dilihat pada Gambar 5.79 berikut ini.



**Gambar 5.79 Bagian Corbel**

Perhitungan berat dan momen pada corbel dapat dilihat pada Tabel 5.84 berikut ini.

**Tabel 5.84 Perhitungan Gaya dan Momen pada Corbel**

No	Parameter Berat Bagian		Berat
	b	h	
	(m)	(m)	(kN)
6	0,5	0,3	39,6
7	0,5	0,2	13,2

b. Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada corbel dapat dilihat pada Tabel 5.85 berikut ini

**Tabel 5.85 Rekapitulasi Pembebanan pada Corbel Abutment**

No	Beban	Kode	Faktor Ultimate	$T$	$V_u$	$e$	$M_u$
				(kN)	(kN)	(m)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	52,8	68,64		
2	Berat struktur atas	<i>MS</i>	1,3	2204,75	2866,17	0,25	716,54
3	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	328,48	656,97	0,25	164,24
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	1421,35	2842,7	0,25	710,68
Jumlah					6788,59		1679,99

2. Penulangan corbel

a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 16 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa



Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tinggi corbel ( $h$ )	= 500 mm
Selimut beton ( $S_b$ )	= 40 mm

1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{0,8} \\
 &= \frac{152,73}{0,8} \\
 &= 190,91 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif corbel ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\
 &= 500 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 452 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai  $R_n$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{190,91 \cdot 10^6}{1000 \cdot 452^2} \\
 &= 0,934 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai  $m$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \cdot 25} \\
 &= 18,824
 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \cdot x \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.18,824.0,934}{400}} \right)$$

$$= 0,0024$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 452$$

$$= 1582 \text{ mm}^2$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$S_{\text{pokok}} = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{201,062 \cdot 1000}{1582}$$

$$= 127,09 \text{ mm}$$

$$\approx 130 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan pokok D16-130

b. Tulangan bagi

1) Menghitung luas tulangan bagi

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 1582$$

$$= 791 \text{ mm}^2$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$S_{\text{bagi}} = \frac{A_1 d \cdot b}{A_s}$$

$$= \frac{201,062 \cdot 1000}{791}$$

$$= 254,19 \text{ mm}$$

$$\approx 250 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan bagi D16-250

c. Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 617,15 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 13 \text{ mm}$$

1) Menentukan tinggi efektif corbel ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - sb - \frac{1}{2} dp \\
 &= 500 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 452 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

2) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 452 \\
 &= 376,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned}
 V_c' &= \phi \times V_c \\
 &= 0,75 \times 376,67 \\
 &= 282,5 \text{ kN} < 617,15 \text{ kN} \quad \text{PERLU GESER!}
 \end{aligned}$$

4) Menghitung gaya geser yang dipakai

$$\begin{aligned}
 V_s &= [V_{ur} - (\phi \times V_c)] / \phi \\
 &= [617,15 - (0,75 \times 376,67)] / 0,75 \\
 &= 446,19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned}
 S_{geser} &= \frac{A1d.fy.d}{V_s} \\
 &= \frac{132,732.400.452}{446,19} \\
 &= 55,86 \text{ mm} \\
 &\approx 60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

6) Cek kontrol jarak tulangan

$$\begin{aligned}
 s &\leq d/2 \leq 600 \\
 60 &\leq 452/2 \leq 600 \\
 60 &\leq 226 \leq 600 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D13-60/60

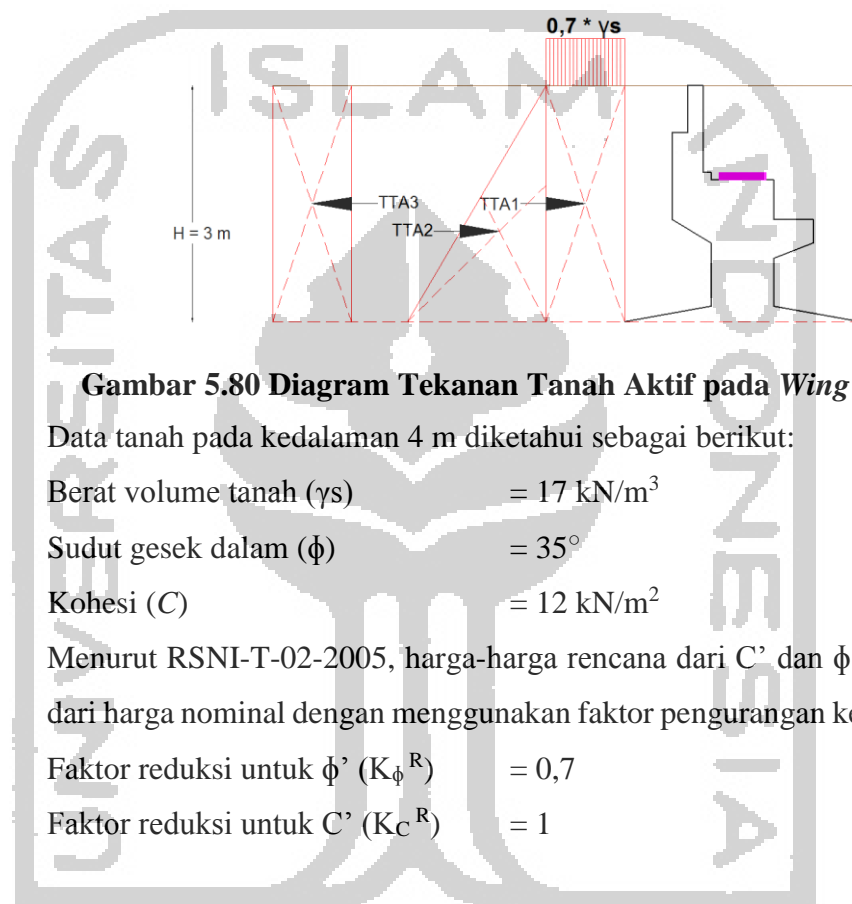
### 5.2.7. Wing wall abutment

#### 1. Pembebanan

##### a. Tekanan tanah (TA)

Menurut SNI 1725-2016 tanah di belakang dinding penahan biasanya mendapatkan beban tambahan yang bekerja apabila beban lalu lintas

bekerja pada bagian daerah keruntuhan aktif teoritis. Besarnya beban tambahan ini adalah setara setebal 0,7 m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut. Diagram tekanan tanah aktif yang terjadi pada *wing wall* dapat dilihat pada Gambar 5.80 di bawah ini.



**Gambar 5.80 Diagram Tekanan Tanah Aktif pada Wing Wall**

Data tanah pada kedalaman 4 m diketahui sebagai berikut:

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma_s) = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Kohesi } (C) = 12 \text{ kN/m}^2$$

Menurut RSNI-T-02-2005, harga-harga rencana dari  $C'$  dan  $\phi'$  diperoleh dari harga nominal dengan menggunakan faktor pengurangan kekuatan  $K^R$

$$\text{Faktor reduksi untuk } \phi' (K_\phi^R) = 0,7$$

$$\text{Faktor reduksi untuk } C' (K_C^R) = 1$$

Sudut geser dalam terkoreksi

$$\begin{aligned} \phi' &= \tan^{-1} (K_\phi^R \times \tan \phi) \\ &= \tan^{-1} (0,7 \times \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

Kohesi terkoreksi lapis

$$\begin{aligned} C' &= K_C^R \times C \\ &= 1 \times 12 \\ &= 12 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Koefisien tanah aktif

$$\begin{aligned}
 K_a &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{\phi'}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left( 45^\circ - \frac{26,11}{2} \right) \\
 &= 0,389
 \end{aligned}$$

Perhitungan beban horizontal akibat tekanan tanah pada *wing wall* dapat dilihat pada Tabel 5.86 berikut ini

**Tabel 5.86 Beban Horizontal akibat Tekanan Tanah Aktif**

No	Gaya akibat Tekanan Tanah	TTA	Lengan	MMAy	Lengan	MMAx
		(kN)	(m)	(kNm)	(m)	(kNm)
1	$T_{TA1} = 0,7 \times \gamma_s \times H \times K_a \times B_y$	3,47	1,5	5,2	1,4	4,86
2	$T_{TA2} = 1/2 \times \gamma_s \times H^2 \times K_a \times B_y$	7,44	1	7,44	1,4	10,41
3	$T_{TA3} = -2 \times \sqrt{K_a} \times H \times C \times B_y$	-11,22	1,5	-16,83	1,4	-15,71
	<b>T<sub>TA</sub> =</b>	<b>-0,318</b>	<b>M<sub>MAY</sub></b>	<b>-4,19</b>	<b>M<sub>MAX</sub></b>	<b>-0,45</b>

$$\text{Gaya horizontal akibat tekanan tanah aktif } (T_{TA}) = -0,318 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif arah y } (M_{MAy}) = -3,92 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat gaya tekanan tanah aktif arah x } (M_{MAx}) = -0,45 \text{ kNm}$$

b. Beban gempa (*EQ*)

1) Beban gempa arah X

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa } (K) &= \frac{csm}{R_d} \\
 &= 0,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban gempa } (T_{EQX}) &= K \times W_t \\
 &= 0,3 \times 84 \\
 &= 25,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan } (L) &= \frac{Lw}{2} \\
 &= \frac{2,8}{2} \\
 &= 1,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen akibat gaya gempa

$$\begin{aligned}
 M_{EQX} &= T_{EQX} \times L \\
 &= 25,2 \times 1,4
 \end{aligned}$$

$$= 35,28 \text{ kNm}$$

## 2) Beban gempa arah Y

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa (K)} &= \frac{C_{sm}}{R_d} \\ &= 0,3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gempa (T}_{EQY}\text{)} &= K \times W_t \\ &= 0,3 \times 84 \\ &= 25,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan (L)} &= \frac{hw}{2} \\ &= \frac{3}{2} \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat gaya gempa} \\ M_{EQY} &= T_{EQY} \times L \\ &= 25,2 \times 1,5 \\ &= 37,8 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## c. Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada *wing wall* abutment dapat dilihat pada Tabel 5.87 berikut ini.

**Tabel 5.87 Rekapitulasi Pembebanan pada Wing Wall**

No	Beban	Kode	Faktor Ultimate	$T$	$M_x$	$M_y$	$V_u$	$M_{ux}$	$M_{uy}$
				(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Tekanan Tanah	TA	1,25	-0,32	-0,45	-4,19	-0,4	-0,56	-5,24
2	Beban gempa	EQ	1	25	35	37,8	25	35	37,8
Jumlah							24,8	34,72	32,56

2. Penulangan *wing wall*

## a. Arah Horizontal (X)

## 1) Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 16 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tebal wing wall ( $h$ )	= 250 mm
Selimit beton ( $S_b$ )	= 40 mm

## a) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\
 &= \frac{12,41}{0,8} \\
 &= 15,51 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Menentukan tinggi efektif wing wall ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\
 &= 250 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\
 &= 202 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

c) Menghitung nilai  $R_n$ 

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{15,51 \cdot 10^6}{1000 \cdot 202^2} \\
 &= 0,3799 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung nilai  $m$ 

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \cdot 25} \\
 &= 18,824
 \end{aligned}$$

e) Menghitung rasio tulangan  $\rho$ 

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400}
 \end{aligned}$$

$$= 0,0035$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,3799}{400}}\right) \\ &= 0,00096\end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

f) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 202 \\ &= 707 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{201,062 \cdot 1000}{707} \\ &= 284,39 \text{ mm} \\ &\approx 280 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan arah horizontal pada sisi dalam *wing wall* D16-280

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 707 \\ &= 353,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned}S_{\text{bagi}} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{132,73 \cdot 1000}{353,5} \\ &= 375,48 \text{ mm} \\ &\approx 370 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan arah horizontal pada sisi luar *wing wall* D13-370

3) Tulangan geser



$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 8,86 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 13 \text{ mm}$$

a) Menentukan tinggi efektif *wing wall* ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 250 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 202 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 202 \\ &= 168,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c' &= \phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 168,33 \\ &= 126,25 \text{ kN} > 8,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

PAKAI GESER PRAKTIS!

d) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned} s &= d/2 \leq 600 \\ &= 202/2 \dots 600 \\ &= 101 \leq 600 \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D13-100/100

b. Arah Vertikal (Y)

1) Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat tarik baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan lentur } (\theta) = 0,8$$

$$\text{Tebal wing wall } (h) = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (s_b) = 40 \text{ mm}$$

a) Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{10,85}{0,8}$$

$$= 13,57 \text{ kNm}$$

b) Menentukan tinggi efektif *wing wall* ( $d$ )

$$d = h - sb - \frac{1}{2} dp$$

$$= 250 - 40 - \frac{1}{2} 16$$

$$= 202 \text{ mm}$$

c) Menghitung nilai  $Rn$

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{13,57 \cdot 10^6}{1000 \cdot 202^2}$$

$$= 0,3324 \text{ MPa}$$

d) Menghitung nilai  $m$

$$m = \frac{fy}{0,85 \cdot fc}$$

$$= \frac{400}{0,85 \cdot 25}$$

$$= 18,824$$

e) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy}$$

$$= \frac{1,4}{400}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot Rn}{fy}} \right)$$

$$= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,3324}{400}} \right)$$

$$= 0,00084$$

$\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

f) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$As = \rho \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 202$$

$$= 707 \text{ mm}^2$$

g) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} S_{pokok} &= \frac{A1d.b}{A_s} \\ &= \frac{201,062.1000}{707} \\ &= 284,39 \text{ mm} \\ &\approx 280 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan arah vertikal pada sisi dalam *wing wall* D16-280.

2) Tulangan bagi

a) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 707 \\ &= 353,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned} S_{bagi} &= \frac{A1d.b}{A_s} \\ &= \frac{132,73.1000}{353,5} \\ &= 375,48 \text{ mm} \\ &\approx 370 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan arah vetikal pada sisi luar *wing wall* D13-370.

3) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 8,27 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 13 \text{ mm}$$

a) Menentukan tinggi efektif *wing wall* ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 250 - 40 - \frac{1}{2} 16 \\ &= 202 \text{ mm} \end{aligned}$$

b) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{25} \times 1000 \times 202 \\ &= 168,33 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned}
 Vc' &= \phi \times Vc \\
 &= 0,75 \times 168,33 \\
 &= 126,25 \text{ kN} > 8,27 \text{ kN} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned}
 s &= d/2 \leq 600 \\
 &= 202/2 \dots 600 \\
 &= 101 \leq 600 \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

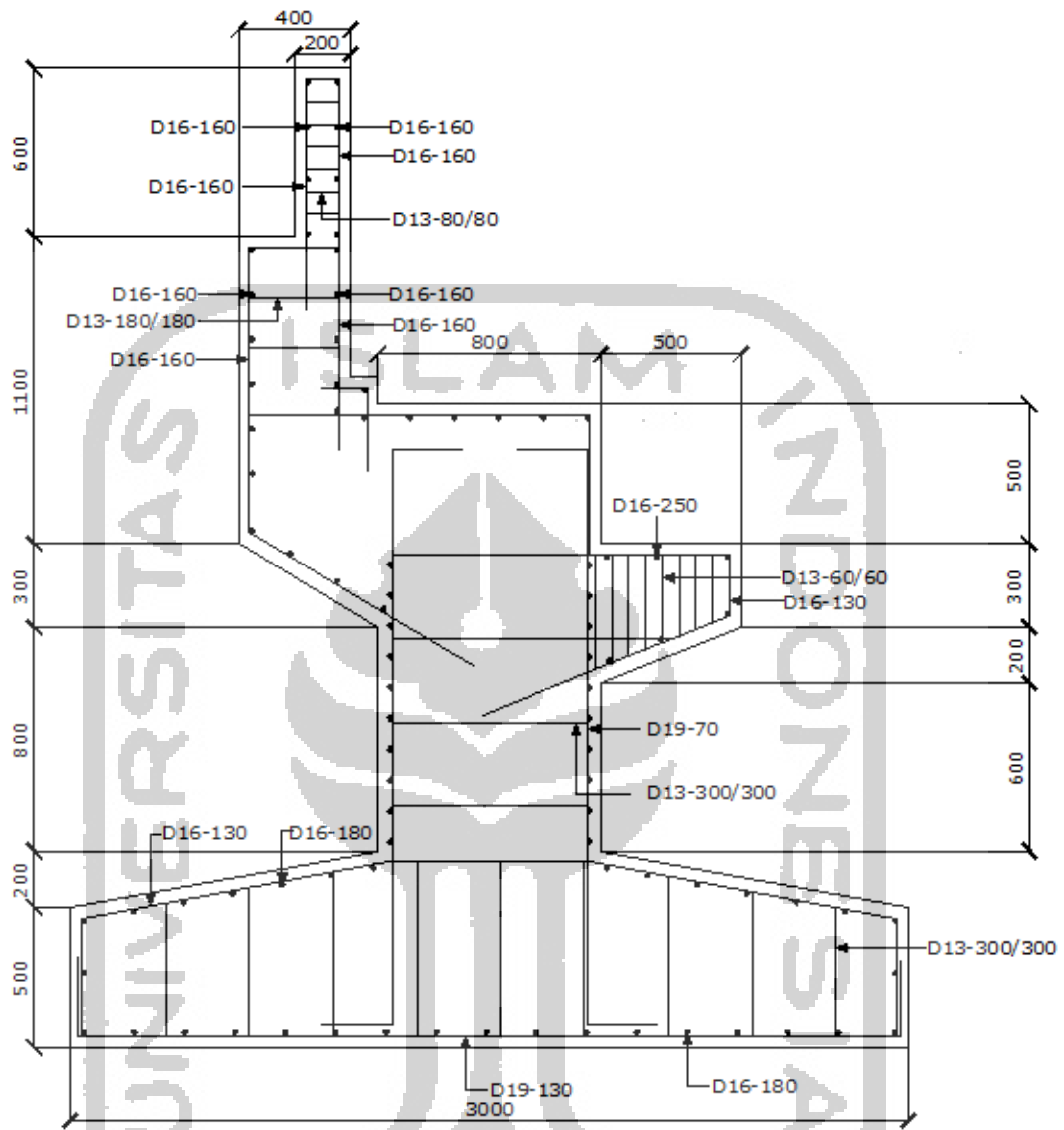
Dipakai tulangan geser D13-100/100

Rekapitulasi tulangan yang digunakan pada abutment dapat dilihat pada Tabel 5.88 berikut ini.

**Tabel 5.88 Rekapitulasi Penulangan Abutment**

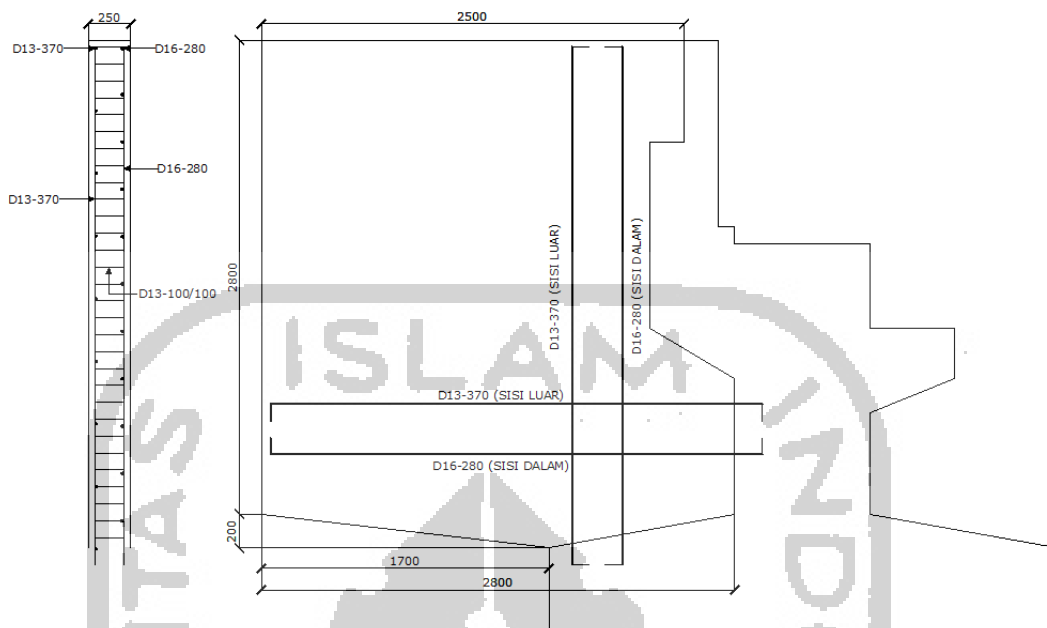
No	Jenis Struktur	Jenis Tulangan		
		Pokok	Bagi	Geser
		(mm)	(mm)	(mm)
1	<i>Pile cap</i>	D19-130	D16-180	D13-300/300
2	<i>Breast wall</i>	30-D19	-	D13-300/300
3	<i>Back wall atas</i>	D16-160	D16-160	D13-80/80
4	<i>Back wall bawah</i>	D16-160	D16-160	D13-180/180
5	<i>Corbel</i>	D16-130	D16-250	D13-60/60
6	<i>Wing wall arah X</i>	D16-280	D13-370	D13-100/100
7	<i>Wing wall arah Y</i>	D16-280	D13-370	D13-100/100

Rekapitulasi penulangan *abutment* pada tabel di atas dapat dilihat gambarnya di Gambar 5.81 dan Gambar 5.82 di bawah ini.



Gambar 5.81 Pembesian Abutment

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA



**Gambar 5.82 Pembesian Wing Wall Abutment**

#### 5.2.8. Pilar

Pilar merupakan bagian struktur bawah jembatan yang berfungsi untuk menerima beban tekan aksial dari atas.

##### 1. Data teknis jembatan

###### a. Data struktur atas

Data spesifikasi struktur atas jembatan adalah sebagai berikut:

Panjang jembatan ( $L$ ) = 90 m

Tinggi jembatan ( $h$ ) = 6,5 m

Lebar jembatan ( $b$ ) = 9 m

Lebar jalur lalu lintas ( $b1$ ) = 7 m

Lebar trotoar ( $b2$ ) = 1 m

Tebal trotoar ( $tt$ ) = 0,2 m

Tebal pelat lantai ( $ts$ ) = 0,2 m

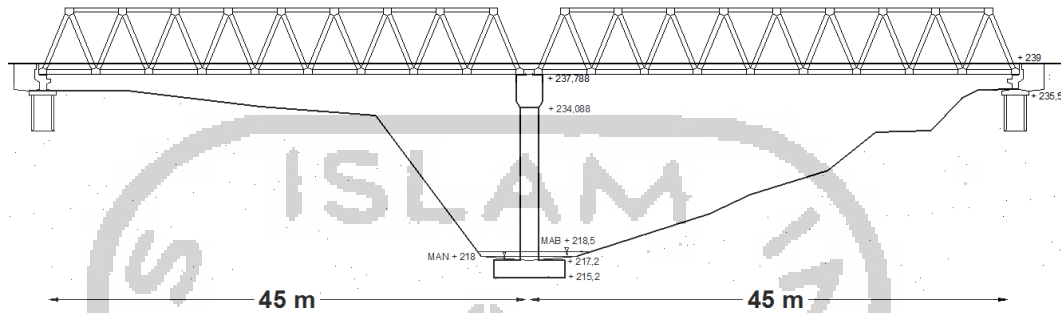
Tebal lapisan aspal ( $ta$ ) = 0,05 m

Tebal genangan air hujan ( $th$ ) = 0,05 m

Berat volume beton bertulang ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Berat volume aspal ( $\gamma_a$ ) = 22 kN/m<sup>3</sup>

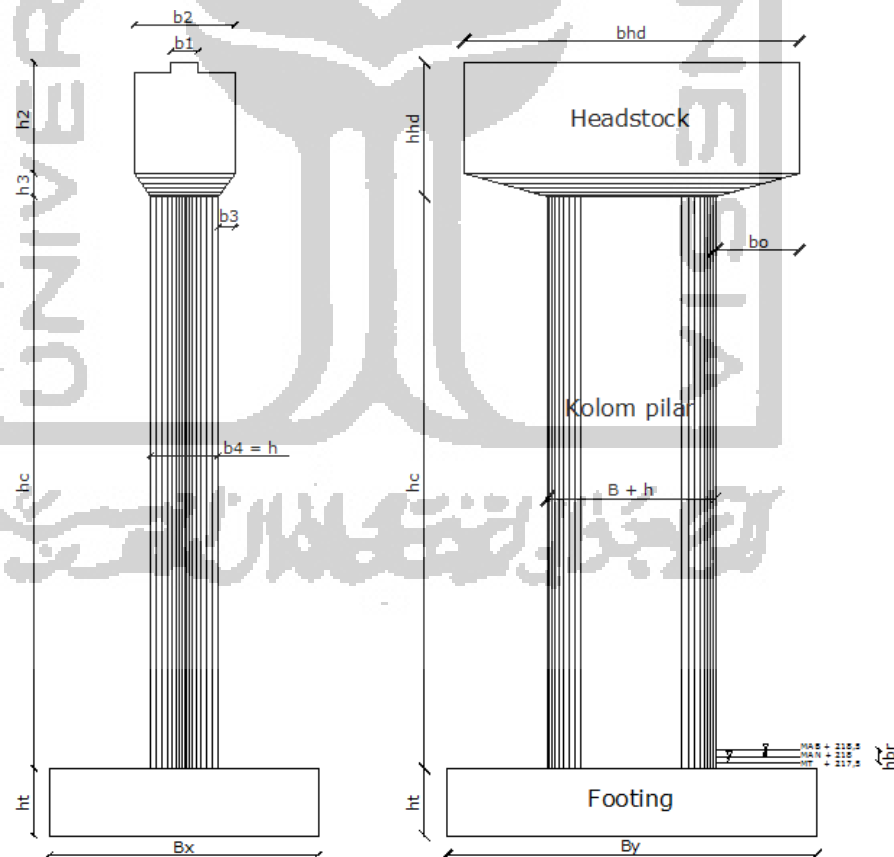
Berikut di bawah ini adalah gambar tampak melintang dari Jembatan Lemah Abang yang disertai data-data elevasi kedudukan bangunan atas dan bawah jembatan.



**Gambar 5.83 Tampang Melintang Jembatan**

b. Data struktur bawah

Data spesifikasi struktur bawah jembatan (pilar) secara keseluruhan adalah sebagai berikut.



**Gambar 5.84 Struktur Bawah Pilar**

Data dimensi setiap elemen struktur pada pilar Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Tabel 5.89 berikut ini.

**Tabel 5.89 Dimensi Pilar Jembatan**

Headstock			
Notasi	(m)	Notasi	(m)
b1	0,8	h1	0,3
b2	3	h2	3
b3	0,5	h3	0,7
b4	2	he	0,1
bhd	10	hhd	4
hh	3,8	bo	2,5
Kolom pier			
B + h	5	hc	17
B	3	h	2
Jumlah kolom pilar		nc	1
Footing			
ht	2	Bx	8
		By	11

**Tabel 5.90 Data Sungai Jembatan**

Data sungai			
Kedalaman air	Notasi	Nilai	Satuan
Saat banjir rencana	$H_{br}$	1	m
Rata-rata tahunan	$H_f$	0,5	m
Sudut arah aliran sungai terhadap pier	$\Theta$	0	$^{\circ}$

**Tabel 5.91 Data Tanah Jembatan**

Tanah dasar pile cap
----------------------



Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Berat volume	$\gamma_s$	17	kN/m <sup>3</sup>
Sudut gesek	$\phi$	40	°
Kohesi	C	0	kN/m <sup>2</sup>

**Tabel 5.92 Data Bahan Struktur Pilar Jembatan**

Bahan struktur			
Nama	Notasi	Nilai	Satuan
Mutu beton	f'c	25	MPa
Mutu baja tulangan	f <sub>y</sub>	400	MPa

2. Pembebanan

Pembebanan pilar jembatan pada umumnya dipengaruhi oleh beban struktur atas jembatan, gaya akibat tekanan tanah dan berat sendiri pilar. Pembebanan tersebut kemudian dikombinasikan untuk mengetahui nilai beban maksimum pada struktur tersebut, kemudian pilar dicek stabilitasnya. Pembebanan tersebut terdiri dari:

a. Berat sendiri (*MS*)

1) Berat sendiri struktur atas

a) Batang horizontal

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 4,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 34 \text{ buah}$$

Berat total batang horizontal

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ batang horizontal}} &= q \times L \times n \\ &= 4,07 \times 5 \times 34 \\ &= 691,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Batang diagonal

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 4,07 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 6,96 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 36 \text{ buah}$$

Berat total batang diagonal

$$\begin{aligned} W_{MS} \text{ batang diagonal} &= q \times L \times n \\ &= 4,07 \times 6,96 \times 36 \\ &= 1020,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Batang ikatan angin atas miring

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri profil } (q) &= 0,92 \text{ kN/m} \\ \text{Panjang } (L) &= 10,3 \text{ m} \\ \text{Jumlah } (n) &= 16 \text{ buah} \end{aligned}$$

Berat total batang ikatan angin atas miring

$$\begin{aligned} W_{MS} \text{ angin atas miring} &= q \times L \times n \\ &= 0,92 \times 10,3 \times 16 \\ &= 151,91 \text{ kN} \end{aligned}$$

d) Batang ikatan angin atas lurus

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri profil } (q) &= 0,92 \text{ kN/m} \\ \text{Panjang } (L) &= 9 \text{ m} \\ \text{Jumlah } (n) &= 2 \text{ buah} \end{aligned}$$

Berat total batang ikatan angin atas lurus

$$\begin{aligned} W_{MS} \text{ angin atas lurus} &= q \times L \times n \\ &= 0,92 \times 9 \times 2 \\ &= 16,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

e) Batang ikatan angin bawah

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri profil } (q) &= 0,92 \text{ kN/m} \\ \text{Panjang } (L) &= 10,3 \text{ m} \\ \text{Jumlah } (n) &= 18 \text{ buah} \end{aligned}$$

Berat total ikatan angin bawah

$$\begin{aligned} W_{MS} \text{ angin bawah} &= q \times L \times n \\ &= 0,92 \times 10,3 \times 18 \\ &= 170,9 \text{ kN} \end{aligned}$$

f) Gelagar memanjang

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri profil } (q) &= 1,22 \text{ kN/m} \\ \text{Panjang } (L) &= 5 \text{ m} \end{aligned}$$

Jumlah ( $n$ ) = 45 buah

Berat total gelagar memanjang

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ gel. memanjang}} &= q \times L \times n \\ &= 1,22 \times 5 \times 45 \\ &= 273,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

g) Gelagar melintang

Berat sendiri profil ( $q$ ) = 2,8 kN/m

Panjang ( $L$ ) = 9 m

Jumlah ( $n$ ) = 10 buah

Berat total gelagar melintang

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ gel. melintang}} &= q \times L \times n \\ &= 2,8 \times 9 \times 10 \\ &= 252,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

h) Pelat lantai

Berat volume ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Panjang ( $L$ ) = 45 m

Lebar ( $b$ ) = 9 m

Tebal ( $h$ ) = 0,2 m

Berat total pelat lantai

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ pelat lantai}} &= q \times L \times b \times h \\ &= 24 \times 45 \times 9 \times 0,2 \\ &= 1944 \text{ kN} \end{aligned}$$

i) Trotoar

Berat volume ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Panjang ( $L$ ) = 45 m

Lebar ( $b$ ) = 2 m

Tebal ( $h$ ) = 0,2 m

Berat total trotoar

$$\begin{aligned} W_{MS \text{ trotoar}} &= q \times L \times b \times h \\ &= 24 \times 45 \times 2 \times 0,2 \\ &= 432 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berikut ini adalah rekapan berat sendiri struktur atas Jembatan Lemah Abang.

**Tabel 5.93 Berat Sendiri Struktur Atas**

Berat Sendiri Struktur Atas		
Batang horizontal	691,9	kN
Batang diagonal	1020,68	kN
Batang ikatan angin atas miring	151,9	kN
Batang ikatan angin atas lurus	16,6	kN
Batang ikatan angin bawah	170,9	kN
Gelagar memanjang	273,6	kN
Gelagar melintang	252,5	kN
Pelat	1944	kN
Trotoar	432	kN
<b>Berat total struktur atas (<math>W_{MS}</math>)</b>	<b>4954,38</b>	<b>kN</b>

Beban yang diterima pilar akibat berat sendiri struktur atas adalah sebesar 4409,49 kN

Letak titik berat struktur atas terhadap pondasi ( $Z_a$ )

$$Z_a = ht + hc + hh + he + h/2$$

$$= 2 + 17 + 3,8 + 0,1 + \frac{6,5}{2}$$

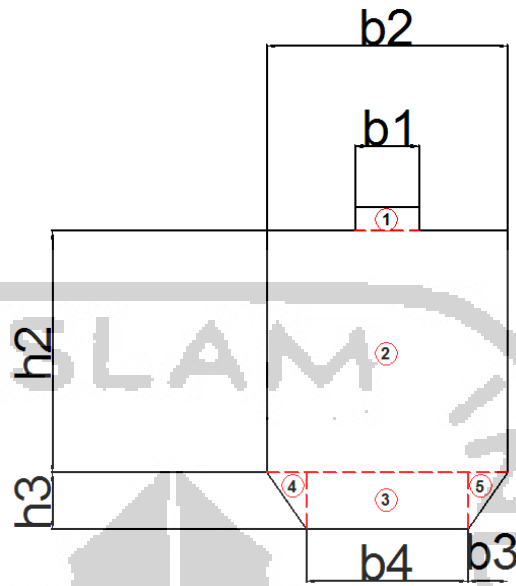
$$= 26,15 \text{ m}$$

## 2) Berat sendiri struktur bawah

Berat sendiri struktur bawah dari pilar terdiri dari *headstock*, kolom pilar, dan *pile cap*

### a) *Headstock*

Perhitungan berat sendiri pada *headstock* dilakukan dengan membagi *headstock* menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan. Adapun pembagian segmen *headstock* dapat dilihat pada Gambar 5.85 berikut ini.



**Gambar 5.85 Headstock Pilar**

Perhitungan berat sendiri *headstock* dapat dilihat pada Tabel 5.94 berikut ini.

**Tabel 5.94 Perhitungan Berat Sendiri Headstock**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
	(m)	(m)					
Headstock							
1	0,8	0,3	1	1	57,6	3,85	221,76
2	3	3	1	1	2160	2,2	4752
3	2	0,7	1	1	336	0,35	117,6
4	0,5	0,7	0,5	1	42	0,47	19,6
5	0,5	0,7	0,5	1	42	0,47	19,6
<b>Wh =</b>					<b>2637,6</b>	<b>Mh =</b>	<b>5130,56</b>

Letak titik berat *headstock* terhadap alas ( $Y_h$ )

$$\begin{aligned}
 Y_h &= \frac{M_h}{W_h} \\
 &= \frac{5130,56}{2637,6}
 \end{aligned}$$

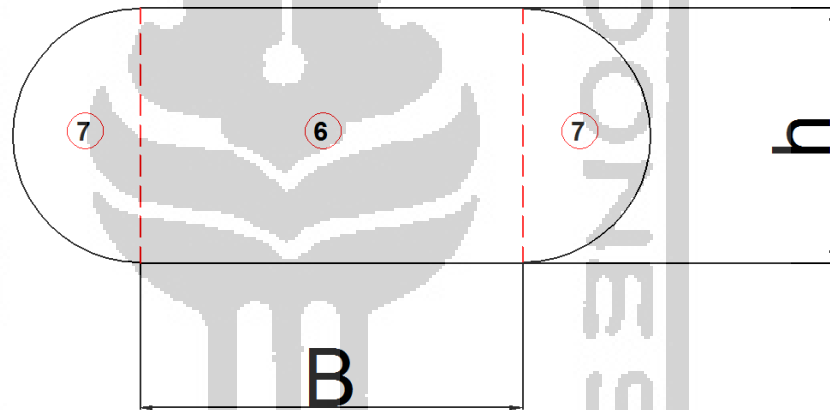
$$= 1,95 \text{ m}$$

Letak titik berat *headstock* terhadap dasar *footing* ( $Z_h$ )

$$\begin{aligned} Z_h &= Y_h + H_c + h_t \\ &= 1,95 + 17 + 2 \\ &= 20,95 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Kolom pilar

Perhitungan berat sendiri pada kolom pilar dilakukan dengan membagi kolom pilar menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan. Adapun pembagian segmen kolom pilar dapat dilihat pada Gambar 5.86 berikut ini.



**Gambar 5.86 Kolom Pilar**

Perhitungan berat sendiri kolom pilar dapat dilihat pada Tabel 5.95 berikut ini

**Tabel 5.95 Perhitungan Berat Sendiri Kolom Pilar**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	L	Shape			
	(m)	(m)	(m)				
Kolom pilar							
6	2	3	17	1	2448	8,5	20808
7	2	3	17		1281,76	8,5	10895,04
<b>Wc =</b>					<b>3729,77</b>	<b>Mc =</b>	<b>31703,04</b>

Letak titik berat kolom pilar terhadap alas ( $Y_c$ )

$$\begin{aligned} Y_c &= \frac{M_c}{W_c} \\ &= \frac{31703,04}{3729,77} \\ &= 8,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Letak titik berat kolom pilar terhadap dasar *footing* ( $Z_c$ )

$$\begin{aligned} Z_h &= Y_c + ht \\ &= 8,5 + 2 \\ &= 10,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Luas penampang kolom pilar ( $A$ )

$$\begin{aligned} A &= (B \cdot h) + (1/4 \cdot \pi \cdot h^2) \\ &= (3 \times 2) + (1/4 \times \pi \times 2^2) \\ &= 9,14 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

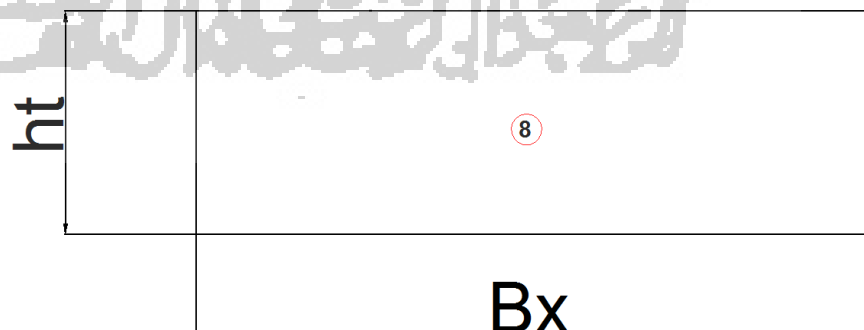
Lebar ekuivalen kolom pilar

$$\begin{aligned} B_e &= \frac{A}{h} \\ &= \frac{9,14}{2} \\ &= 4,57 \text{ m} \end{aligned}$$

c) *Footing*

Perhitungan berat sendiri pada footing dilakukan dengan membagi footing menjadi beberapa bagian untuk mempermudah perhitungan.

Adapun pembagian segmen footing dapat dilihat pada Gambar 5.87 berikut ini.



Gambar 5.87 *Footing* Pilar

Perhitungan berat sendiri *footing* dapat dilihat pada tabel berikut ini

**Tabel 5.96 Perhitungan Berat Sendiri *Footing***

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	Shape	Direc			
	Footing						
8	8	2	1	1	4224	1	4224
<b>W<sub>p</sub> =</b>					4224	<b>M<sub>p</sub> =</b>	4224

Letak titik berat pile cap terhadap alas ( $Y_p$ )

$$\begin{aligned}
 Y_p &= \frac{M_p}{W_p} \\
 &= \frac{4224}{4224} \\
 &= 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Letak titik berat kolom pilar terhadap dasar *footing* ( $Z_c$ )

$$\begin{aligned}
 Z_p &= Y_p \\
 &= 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi berat sendiri struktur bawah pilar jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.97 berikut ini.

**Tabel 5.97 Rekapitulasi Berat Sendiri Pilar**

No	Jenis Struktur	Notasi	Berat (kN)
1	<i>Headstock</i>	$W_h$	2637,6
2	Kolom pilar	$W_c$	3729,7
3	<i>Footing</i>	$W_p$	4224
Total berat sendiri struktur bawah		<b><math>P_{MS}</math> bawah =</b>	10591,3

Berat sendiri pada pondasi,

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= W_{MS} + P_{MS} \text{ bawah} \\
 &= 4409,49 + 10591,3 \\
 &= 15545,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$



Berat sendiri pada kolom pilar,

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= W_{MS} + Wh + Wc \\
 &= 4954,38 + 2637,6 + 3729,7 \\
 &= 11321,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Beban mati tambahan (*MA*)

Beban mati tambahan adalah beban yang terdapat pada bagian struktur atas jembatan di luar berat sendiri jembatan, yang merupakan elemen non-struktural jembatan.

1) *Railing*

$$\text{Berat sendiri profil } (q) = 0,0498 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah } (n) = 4 \text{ buah}$$

Berat total *railing*

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ railing}} &= q \times L \times n \\
 &= 0,049 \times 45 \times 4 \\
 &= 8,97 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2) *Aspal*

$$\text{Berat volume } (\gamma_a) = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (b) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

Berat total pelat lantai

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ aspal}} &= q \times L \times b \times h \\
 &= 22 \times 45 \times 9 \times 0,05 \\
 &= 445,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

3) *Air hujan*

$$\text{Berat volume } (\gamma_w) = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Panjang } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } (b) = 9 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } (h) = 0,05 \text{ m}$$

Berat total air hujan

$$\begin{aligned}
 Q_{MA \text{ air hujan}} &= q \times L \times b \times h \\
 &= 10 \times 45 \times 9 \times 0,05 \\
 &= 202,5 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Berat masing-masing elemen beban mati tambahan di atas dapat dilihat di rekapitulasi di bawah ini pada Tabel 5.98.

**Tabel 5.98 Rekapitulasi Beban Mati Tambahan pada Pilar**

Beban Mati Tambahan		
Railing	8,97	kN
Aspal	445,5	kN
Air hujan	202,5	kN
<b>Berat total beban mati tambahan (<math>W_{MA}</math>)</b>	<b>656,97</b>	<b>kN</b>

c. Beban lajur "D" ( $TD$ )

Beban lajur "D" merupakan beban kendaraan yang terdiri dari beban terbagi merata (BTR) dan beban garis terpusat (BGT)

1) Beban terbagi merata ( $BTR$ )

$$\text{Panjang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas } (bI) = 7 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$= 9,0 \left( 0,5 + \frac{15}{45} \right)$$

$$= 7,5 \text{ kPa}$$

$$= 7,5 \text{ kN/m}^2$$

Beban terbagi merata

$$Q_{BTR} = q \times bI$$

$$= 7,5 \times 7$$

$$= 52,5 \text{ kN/m}$$

Beban terbagi rata sepanjang 45 m

$$P_{BTR} = Q_{BTR} \times L$$

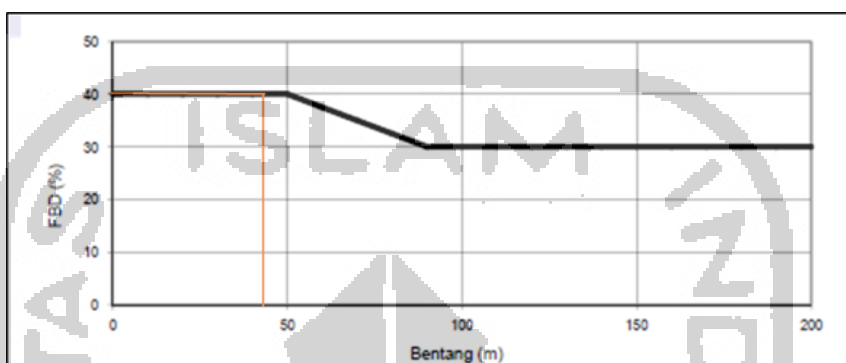
$$= 52,5 \times 45$$

$$= 2362,5 \text{ kN}$$

2) Beban garis terpusat (*BGT*)

$$\text{Intensitas BGT } (p) = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas jembatan } (b) = 7 \text{ m}$$



**Gambar 5.88 FBD untuk BGT Bentang 45 m**

Faktor beban dinamis (*FBD*) = 40%

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= (1 + FBD) \times p \times b \\ &= (1 + 40\%) \times 49 \times 7 \\ &= 480,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

Besar nilai beban lajur “D” pada jembatan sepanjang 45 m adalah jumlah dari  $P_{BTR}$  dan  $P_{BGT}$ . Besarnya beban lajur “D” dapat dilihat pada Tabel 5.99 berikut ini.

**Tabel 5.99 Rekapitulasi Beban Lajur “D” pada Pilar**

Beban Lajur “D”		
<i>BTR</i>	2362,5	kN
<i>BGT</i>	480,2	kN
<b>Berat total beban lajur “D” (<math>W_{TD}</math>)</b>	<b>2842,7</b>	<b>kN</b>

d. Beban pejalan kaki (*TP*)

Menurut SNI 1725-2016, semua komponen trotoar yang lebih lebar dari 600 mm harus direncanakan untuk memikul beban pejalan kaki dengan intensitas 5 kPa dan dianggap bekerja secara bersamaan dengan beban kendaraan pada masing-masing lajur kendaraan.

$$\text{Beban pejalan kaki } (Q_{TP}) = 5 \text{ kN/m}^2$$

Jumlah trotoar ( $n$ )	= 2 buah
Panjang jembatan ( $L$ )	= 45 m
Lebar trotoar ( $b_2$ )	= 1 m
Beban garis tegak sepanjang	= 45 m

$$\begin{aligned}
 T_{TP} &= Q_{TP} \times n \times L \times b_2 \\
 &= 5 \times 2 \times 45 \times 1 \\
 &= 450 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Beban rem ( $TB$ )

Berdasarkan SNI 1725-2016, gaya rem harus diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR.

1) Gaya rem 1

$$\text{Berat gandar truk } (T) = 225 \text{ kN}$$

Beban gaya rem 1

$$\begin{aligned}
 T_{TB1} &= 25\% \times T \\
 &= 25\% \times 225 \\
 &= 56,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Gaya rem 2

$$\text{Berat truk rencana } (PTT) = 500 \text{ kN}$$

$$\text{Beban terbagi rata } (Q_{BTR}) = 52,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Lebar lalu lintas } (b) = 7 \text{ m}$$

Beban gaya rem 2

$$\begin{aligned}
 T_{TB2} &= (5\% \times PTT) + (Q_{BTR} \times b) \\
 &= (5\% \times 500) + (52,5 \times 7) \\
 &= 392,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka nilai pembebanan pada rangka akibat gaya rem di sepanjang lajur adalah nilai  $P_{TB}$  terbesar, yaitu:

$$T_{TB} = 392,5 \text{ kN}$$

Lengan terhadap dasar *footing* ( $Y_{TB}$ ) = 22,8 m

Momen pada pondasi akibat gaya rem

$$M_{TB} = T_{TB} \times Y_{TB}$$

$$= 392,5 \times 22,8$$

$$= 8949 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom pilar ( $Y_{TB}$ ) = 20,8 m

Momen pada kolom pilar akibat gaya rem

$$M_{TB} = T_{TB} \times Y_{TB}$$

$$= 392,5 \times 20,8$$

$$= 8164 \text{ kNm}$$

f. Beban angin ( $EW$ )

1) Beban angin arah melintang jembatan (arah Y)

a) Beban angin yang meniup bidang samping jembatan

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Kecepatan angin di elevasi 10 m ( $V_{10}$ ) = 126 km/jam

Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m ( $V_B$ ) = 126 km/jam

Elevasi struktur dari permukaan tanah ( $Z$ ) = 26,3 m

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan ( $V_0$ ) = 17,6 km/jam

Panjang gesekan angin di hulu jembatan ( $Z_0$ ) = 1 m

Tekanan angin dasar pada struktur rangka ( $P_B$ ) = 0,0024 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$V_{DZ} = 2,5 \times V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right)$$

$$= 2,5 \times 17,6 \times \left( \frac{126}{126} \right) \times \ln \left( \frac{26,3}{1} \right)$$

$$= 143,86 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin rencana pada struktur atas rangka

$$P_D = P_{BT} \times \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2$$

$$= 0,0024 \times \left( \frac{143,86}{126} \right)^2$$

$$= 0,00313 \text{ MPa}$$

Menurut SNI 1725-2016, beban angin harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada permukaan yang terekspos oleh angin.

Panjang batang atas ( $l_a$ ) = 40 m

Panjang batang bawah ( $l_b$ ) = 45 m

Tinggi jembatan ( $h$ ) = 6,5 m

Luas area beban angin

$$\begin{aligned} Ab &= (30\% \times \frac{l_a + l_b}{2} \times h) \\ &= (30\% \times \frac{40 + 45}{2} \times 6,5) \\ &= 82,875 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada pilar

$$\begin{aligned} W_{EWI} &= Ab \times P_D \\ &= 82,875 \times 0,00313 \\ &= 259,29 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= ht + hc + hh + he + h/2 \\ &= 2 + 17 + 3,8 + 0,1 + 6,5/2 \\ &= 26,05 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M_{EWI} &= W_{EWI} \times Y_{EW} \\ &= 259,29 \times 26,05 \\ &= 6754,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= hc + hh + he + h/2 \\ &= 17 + 3,8 + 0,1 + 6,5/2 \\ &= 24,15 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M'_{EWI} &= W_{EWI} \times Y_{EW} \\ &= 259,29 \times 24,15 \\ &= 6261,77 \text{ kNm} \end{aligned}$$

## b) Beban angin pada struktur bawah

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

$$\text{Kecepatan angin di elevasi 10 m } (V_{10}) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m } (V_B) = 126 \text{ km/jam}$$

$$\text{Elevasi struktur dari permukaan tanah } (Z) = 26,3 \text{ m}$$

$$\text{Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan } (V_0) = 17,6 \text{ km/jam}$$

$$\text{Panjang gesekan angin di hulu jembatan } (Z_0) = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tekanan angin dasar struktur bawah } (P_B) = 0,0019 \text{ MPa}$$

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \times 17,6 \times \left( \frac{126}{126} \right) \times \ln \left( \frac{26,3}{1} \right) \\ &= 143,86 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada struktur bawah

$$\begin{aligned} P_D &= P_{BT} \times \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0019 \times \left( \frac{143,86}{126} \right)^2 \\ &= 0,0025 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned} A_b &= n_c \cdot h \cdot (h_c + h_h) \\ &= 1 \times 2 \times (17 + 3,8) \\ &= 41,6 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada pilar

$$\begin{aligned} W_{EW2} &= A_b \times P_D \\ &= 41,6 \times 0,0025 \\ &= 103,04 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= h_t + \frac{(h_c + h_h)}{2} \\ &= 2 + \frac{(17 + 3,8)}{2} \end{aligned}$$

$$= 12,4 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= W_{EW2} \times Y_{EW} \\ &= 103,04 \times 12,4 \\ &= 1277,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= \frac{(hc + hh)}{2} \\ &= \frac{(17 + 3,8)}{2} \\ &= 10,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= W_{EW2} \times Y_{EW} \\ &= 103,04 \times 10,4 \\ &= 1071,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total beban angin

$$\begin{aligned} W_{EW} &= W_{EW1} + W_{EW2} \\ &= 259,29 + 103,04 \\ &= 362,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total momen pada dasar *footing* akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M_{EW} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\ &= 6754,42 + 1277,66 \\ &= 8032,07 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total momen pada kolom pilar akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M'_{EW} &= M'_{EW1} + M'_{EW2} \\ &= 6261,77 + 1071,58 \\ &= 7333,35 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c) Beban angin yang meniup kendaraan

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin rencana harus dikerjakan baik pada struktur jembatan maupun pada kendaraan yang melintasi jembatan. Jembatan harus direncanakan memikul gaya akibat tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus



diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 N/mm, tegak lurus dan bekerja 1800 mm diatas permukaan jalan.

Beban angin akibat kendaraan ( $P_{EW}$ ) = 1,46 N/mm

Lebar jembatan ( $b$ ) = 9 m

Beban angin pada *abutment* akibat kendaraan

$$\begin{aligned} P_{EW} &= P_{EW} \times b \\ &= 1,46 \times 9 \\ &= 13,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Beban angin arah memanjang jembatan (arah X)

Menurut SNI 1725-2016, tekanan angin diasumsikan disebabkan oleh angin rencana dengan kecepatan dasar ( $V_B$ ) sebesar 90 hingga 126 km/jam.

Kecepatan angin di elevasi 10 m ( $V_{10}$ ) = 126 km/jam

Kecepatan angin rencana di elevasi 10 m ( $V_B$ ) = 126 km/jam

Elevasi struktur dari permukaan tanah ( $Z$ ) = 26,3 m

Kecepatan gesekan angin di hulu jembatan ( $V_0$ ) = 17,6 km/jam

Panjang gesekan angin di hulu jembatan ( $Z_0$ ) = 1 m

Tekanan angin dasar struktur bawah ( $P_B$ ) = 0,0019 MPa

Kecepatan angin rencana di elevasi rencana

$$\begin{aligned} V_{DZ} &= 2,5 \times V_0 \left( \frac{V_{10}}{V_B} \right) \times \ln \left( \frac{Z}{Z_0} \right) \\ &= 2,5 \times 17,6 \times \left( \frac{126}{126} \right) \times \ln \left( \frac{26,3}{1} \right) \\ &= 143,86 \text{ km/jam} \end{aligned}$$

Tekanan angin rencana pada struktur rangka

$$\begin{aligned} P_D &= P_{BT} \times \left( \frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 \\ &= 0,0019 \times \left( \frac{143,86}{126} \right)^2 \\ &= 0,0025 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Luas area beban angin

$$\begin{aligned} Ab &= nc.(B + h).(hc + hh) \\ &= 1 \times 5 \times (17 + 3,8) \\ &= 104 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada pilar

$$\begin{aligned} W_{EW2} &= Ab \times P_D \\ &= 104 \times 0,0025 \\ &= 257,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= ht + \frac{(hc + hh)}{2} \\ &= 2 + \frac{(17 + 3,8)}{2} \\ &= 12,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= W_{EW2} \times Y_{EW} \\ &= 257,59 \times 12,4 \\ &= 3194,14 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y_{EW} &= \frac{(hc + hh)}{2} \\ &= \frac{(17 + 3,8)}{2} \\ &= 10,4 \text{ m} \end{aligned}$$

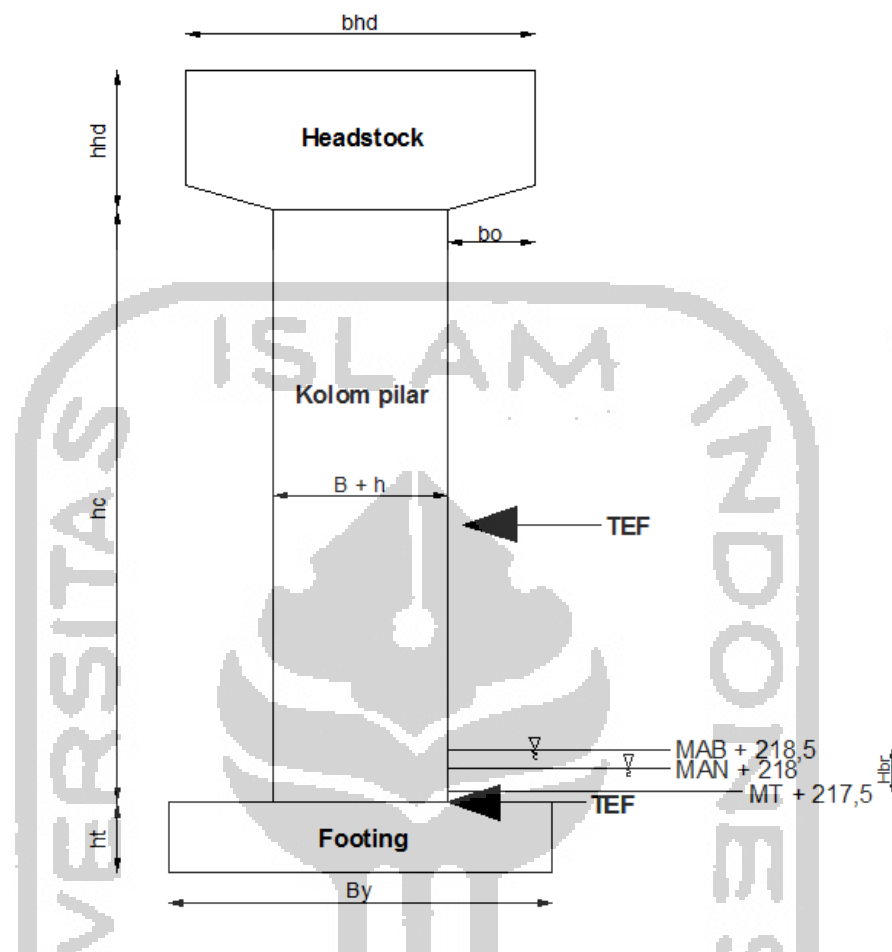
Momen pada kolom pilar akibat gaya angin

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= W_{EW2} \times Y_{EW} \\ &= 257,59 \times 10,4 \\ &= 2678,96 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Aliran air (*EF*)

1) Gaya seret (arah melintang jembatan/arah Y)

Berikut ini adalah gambar pilar arah melintang jembatan yang terkena beban aliran air (gaya seret).



**Gambar 5.89 Gaya Seret Pilar Arah Melintang Jembatan**

Koefisien seret ( $Cd$ ) = 0,7

Koefisien aliran air rerata banjir ( $Vs$ ) = 3 m/s

Sudut arah aliran terhadap banjir ( $\phi$ ) =  $0^\circ$

Kedalaman air banjir rencana ( $H_{br}$ ) = 1 m

Lebar pilar tegak lurus aliran ( $b_4 = h$ ) = 2 m

Luas proyeksi pilar tegak lurus aliran air

$$\begin{aligned} Ad &= H_{br} \cdot 2 \cdot \frac{h}{\cos \phi} \\ &= 1 \times 2 \times \frac{2}{\cos 0^\circ} \\ &= 4 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya pada pilar akibat aliran air

$$T_{EF} = 0,5 \cdot Cd \cdot Vs^2 \cdot Ad$$

$$= 0,5 \times 0,7 \times 3^2 \times 4$$

$$= 12,6 \text{ kN}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$Y_{EF} = \frac{Hbr}{2} + ht$$

$$= \frac{1}{2} + 2$$

$$= 2,5 \text{ m}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya aliran air

$$M_{EF} = T_{EF} \times Y_{EF}$$

$$= 12,6 \times 2,5$$

$$= 31,5 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$Y_{EF} = \frac{Hbr}{2}$$

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

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

Momen pada kolom pilar akibat gaya aliran air

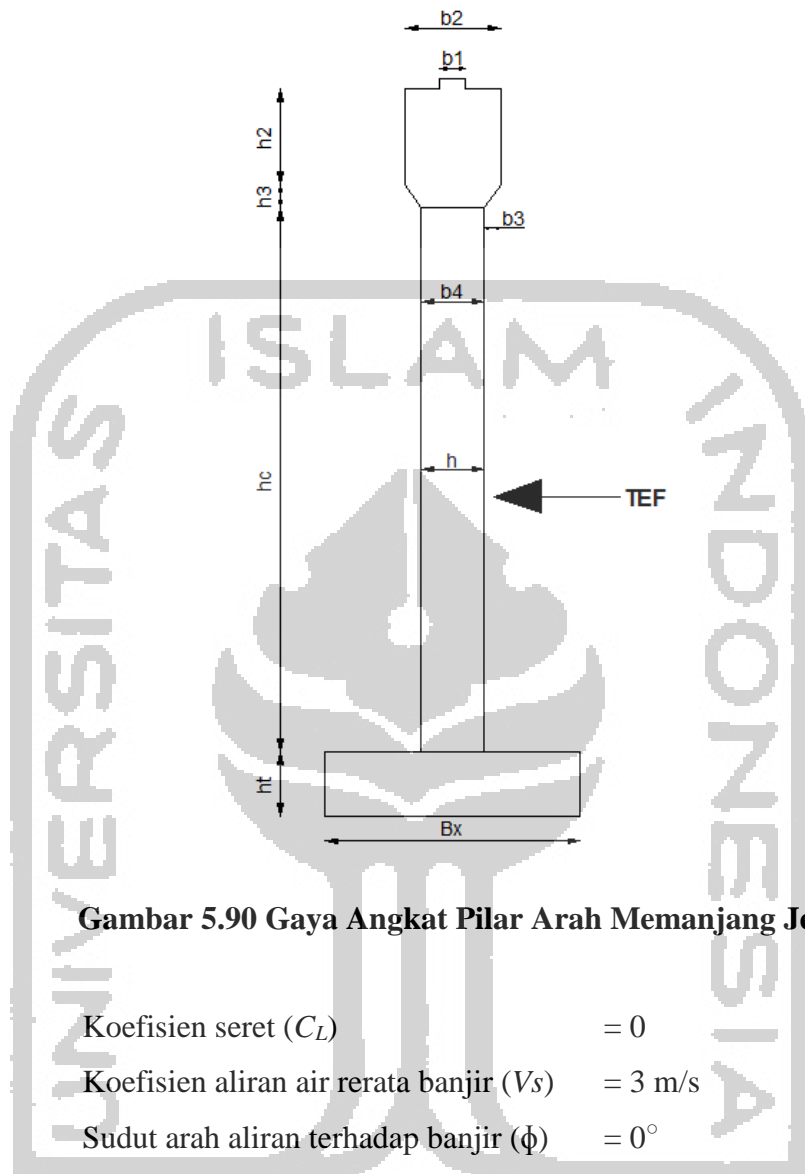
$$M_{EF} = T_{EF} \times Y_{EF}$$

$$= 12,6 \times 0,5$$

$$= 6,3 \text{ kNm}$$

2) Gaya angkat (arah memanjang jembatan/arah X)

Berikut ini adalah gambar pilar arah memanjang jembatan yang terkena beban aliran air (gaya angkat).



**Gambar 5.90 Gaya Angkat Pilar Arah Memanjang Jembatan**

Koefisien seret ( $C_L$ ) = 0

Koefisien aliran air rerata banjir ( $V_s$ ) = 3 m/s

Sudut arah aliran terhadap banjir ( $\phi$ ) =  $0^\circ$

Kedalaman air banjir rencana ( $H_{br}$ ) = 1 m

Lebar pilar tegak lurus aliran ( $B + h$ ) = 5 m

Luas proyeksi pilar tegak lurus aliran air

$$\begin{aligned} A_L &= H_{br} \cdot 2 \cdot \frac{B+h}{\cos \phi} \\ &= 1 \times 2 \times \frac{5}{\cos 0^\circ} \\ &= 10 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya pada pilar akibat aliran air

$$\begin{aligned} T_{EF} &= 0,5 \cdot C_L \cdot V_s^2 \cdot A_L \\ &= 0,5 \times 0 \times 3^2 \times 10 \end{aligned}$$

$$= 0 \text{ kN}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned} Y_{EF} &= \frac{Hbr}{2} + ht \\ &= \frac{1}{2} + 2 \\ &= 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya aliran air

$$\begin{aligned} M_{EF} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 0 \times 2,5 \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y_{EF} &= \frac{Hbr}{2} \\ &= \frac{1}{2} \\ &= 0,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat gaya aliran air

$$\begin{aligned} M_{EF} &= T_{EF} \times Y_{EF} \\ &= 0 \times 0,5 \\ &= 0 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Benda hanyut dan tumbukan kayu (*TC*)

1) Benda hanyut

$$\text{Koefisien sudut seret } (Cd) = 1,04$$

$$\text{Koefisien aliran air rerata banjir } (Vs) = 3 \text{ m/s}$$

$$\text{Sudut arah aliran terhadap banjir } (\phi) = 0^\circ$$

$$\text{Panjang satu bentang jembatan } (L) = 45 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman benda hanyutan } (Dh) = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar benda hanyutan } (Bh) = \frac{L}{2} \leq 20$$

$$= \frac{45}{2} \dots\dots 20$$

$$= 22,5 > 20$$

$$= 20 \text{ m}$$

Luas proyeksi pilar tegak lurus aliran air

$$\begin{aligned}
 Ad &= Bh \cdot \frac{Dh}{\cos \phi} \\
 &= 20 \times \frac{1,2}{\cos 0^\circ} \\
 &= 24 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Gaya pada pilar akibat benda hanyut

$$\begin{aligned}
 T_{TC} &= 0,5 \cdot Cd \cdot Vs^2 \cdot Ad \\
 &= 0,5 \times 1,04 \times 3^2 \times 24 \\
 &= 112,32 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Tumbukan kayu

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan aliran pada saat banjir } (Va) &= 1,4 \cdot Vs \\
 &= 1,4 \times 3 \\
 &= 4,2 \text{ m/s}
 \end{aligned}$$

$$\text{Massa batang kayu } (M) = 2 \text{ ton}$$

$$\text{Lendutan elastis ekivalen } (dev) = 0,075 \text{ m}$$

Gaya pada pilar akibat tumbukan kayu

$$\begin{aligned}
 T_{TC} &= M \cdot \frac{Va^2}{dev} \\
 &= 2 \times \frac{4,2^2}{0,075} \\
 &= 470,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya yang digunakan diambil yang terbesar antara benda hanyut dan tumbukan kayu, yaitu  $T_{TC} = 470,4 \text{ kN}$

Lengan terhadap dasar footing

$$\begin{aligned}
 Y_{TC} &= H_{br} \cdot \frac{Dh}{2} + ht \\
 &= 1 - \frac{1,2}{2} + 2 \\
 &= 2,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada dasar pile cap akibat benda hanyut dan tumbukan kayu

$$\begin{aligned}
 M_{TC} &= T_{TC} \times Y_{TC} \\
 &= 470,4 \times 2,4 \\
 &= 1128,96 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned}
 Y_{TC} &= H_{br} - \frac{Dh}{2} \\
 &= 1 - \frac{1,2}{2} \\
 &= 0,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat benda hanyut dan tumbukan kayu

$$\begin{aligned}
 M_{TC} &= T_{TC} \times Y_{TC} \\
 &= 470,4 \times 0,4 \\
 &= 188,16 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

i. Beban gempa ( $EQ$ )

Beban gempa ditentukan oleh koefisien gempa rencana dan berat total struktur jembatan. Berdasarkan SNI 1725-2016 dan SNI 2833-2008, besarnya beban gempa rencana dihitung dengan rumus:

$$EQ = \frac{Csm}{Rd} \times Wt$$

Keterangan:

$EQ$  = gaya gempa horizontal (kN)

$Csm$  = koefisien respons gempa elastis

$Rd$  = faktor modifikasi respons

$Wt$  = berat total struktur

Berdasarkan SNI 2833-2008, waktu periode alami pada bangunan dengan satu derajat kebebasan tunggal dihitung dengan persamaan berikut

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}}$$

$$Kp = 3 \times Ec \times \frac{I}{Lb^3}$$

Keterangan:

$T$  = waktu periode alami (detik)

$Wt$  = berat total struktur (kN)

$g$  = percepatan gravitasi (9,8 m/s<sup>2</sup>)

$Kp$  = kekakuan struktur



$E_c$  = modulus elastisitas beton (kPa)

$I$  = momen inersia ( $m^4$ )

$L_b$  = tinggi struktur (m)

1) Gempa arah memanjang jembatan (arah X)

1) Berat total struktur ( $W_t$ )

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri struktur atas} &= W_{MS \text{ atas}} + W_{MA} \\ &= 4954,38 + 656,97 \\ &= 5611,35 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri struktur bawah} &= W_h + W_c + W_p \\ &= 2637,6 + 3729,77 + 4224 \\ &= 10591,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total struktur} \\ W_t &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MS \text{ bawah}} \\ &= 5611,35 + 10591,37 \\ &= 16202,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kekakuan struktur ( $K_p$ )

$$\text{Mutu beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton } (E_c) &= 4700 \times \sqrt{E_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang kolom pilar } (b_e) = 4,57 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi kolom pilar } (h_c) = 17 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom pilar } (h) = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen inersia } (I) &= \frac{1}{12} \times b_e \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 4,57 \times 2^3 \\ &= 3,047 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Kekakuan struktur

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I}{h_c^3}$$

$$= 3 \times 23500000 \times \frac{3,047}{17^3}$$

$$= 43726,32 \text{ kN/m}$$

### 3) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}}$$

$$= 2\pi \sqrt{\frac{16202,72}{9,81 \times 43726,32}}$$

$$= 1,22 \text{ detik}$$

### 4) Akselerasi puncak di batuan dasar ( $A$ )

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.100 di bawah ini.

**Tabel 5.100 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

### 5) Koefisien tanah ( $S$ )

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.101 di bawah ini.

**Tabel 5.101 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan pilar Jembatan Lemah Abang berada di tanah teguh, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1.

6) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1}{1,22^{2/3}} \\
 &= 0,315
 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 2,5 \times A \\
 &= 2,5 \times 0,3 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

Nilai koefisien respons gempa elastis  $C_{sm} = 0,315$

7) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.102 di bawah ini.

**Tabel 5.102 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada		
		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)	0,8	1,0	0,8
Kolom tunggal	3-4			

Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
<p>Catatan:</p> <p>a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar</p> <p>b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor <math>R_d = 2,5</math> untuk hubungan pada kepala jembatan</p> <p>c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom</p>				

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 3$

#### 8) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut.

$$\begin{aligned}
 EQ &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,315}{3} \times W_t \\
 &= 0,105 \times W_t
 \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah memanjang jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.103 berikut ini.

**Tabel 5.103 Distribusi Beban Gempa pada Pilar Arah X**

No	Beban	$W_t$	$TEQ$	$y$	$MEQ$
		(kN)	(kN)	(m)	(kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	4954,38	520,21	26,15	13603,46
2	Beban mati tambahan	656,97	68,98	26,15	1803,86
3	Berat sendiri <i>headstock</i>	2637,6	276,95	20,95	5800,71
4	Berat sendiri kolom pier	3729,77	391,63	10,5	4112,06
5	Berat sendiri <i>footing</i>	4224	443,52	1	443,52
			1701,28		25763,61

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= \frac{MEQ}{TEQ} \\ &= \frac{38645,43}{2551,92} \\ &= 15,14 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - ht \\ &= 15,14 - 2 \\ &= 13,14 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat gempa

$$\begin{aligned} M_{E'Q} &= TEQ \times Y_{E'Q} \\ &= 1701,28 \times 13,14 \\ &= 33541,58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Gempa arah melintang jembatan (arah Y)

a) Berat total struktur ( $Wt$ )

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri struktur atas} &= W_{MS \text{ atas}} + W_{MA} \\ &= 4954,38 + 656,97 \\ &= 5611,35 \text{ kN} \\ \text{Berat sendiri struktur bawah} &= W_h + W_c + W_p \\ &= 2637,6 + 3729,77 + 4224 \\ &= 10591,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat total struktur

$$\begin{aligned} Wt &= P_{MS \text{ atas}} + P_{MS \text{ bawah}} \\ &= 5611,35 + 10591,37 \\ &= 16202,72 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Kekakuan struktur ( $Kp$ )

$$\begin{aligned} \text{Mutu beton } (f'c) &= 25 \text{ MPa} \\ \text{Modulus elastis beton } (Ec) &= 4700 \times \sqrt{Ec} \\ &= 4700 \times \sqrt{25} \\ &= 23500000 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang kolom pilar } (be) &= 4,57 \text{ m} \\
 \text{Tinggi kolom pilar } (hc) &= 17 \text{ m} \\
 \text{Lebar kolom pilar } (h) &= 2 \text{ m} \\
 \text{Momen inersia } (I) &= \frac{1}{12} \times be^3 \times h \\
 &= \frac{1}{12} \times 4,57^3 \times 2 \\
 &= 15,92 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Kekakuan struktur

$$\begin{aligned}
 Kp &= 3 \times Ec \times \frac{I}{hc^3} \\
 &= 3 \times 23500000 \times \frac{15,92}{17^3} \\
 &= 228384,55 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

c) Waktu periode alami ( $T$ )

Waktu periode alami

$$\begin{aligned}
 T &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot Kp}} \\
 &= 2\pi \sqrt{\frac{16202,72}{9,81 \times 228384,55}} \\
 &= 0,535 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

d) Akselerasi puncak di batuan dasar ( $A$ )

Nilai akselerasi puncak di batuan dasar diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.104 di bawah ini.

**Tabel 5.104 Akselerasi Puncak PGA di Batuan Dasar**

PGA (g)	50 tahun	100 tahun	200 tahun	500 tahun	1000 tahun
Wilayah 1	0,34-0,38	0,40-0,46	0,47-0,53	0,53-0,60	0,59-0,67
Wilayah 2	0,29-0,32	0,35-0,38	0,40-0,44	0,46-0,50	0,52-0,56
Wilayah 3	0,23-0,26	0,27-0,30	0,32-0,35	0,36-0,40	0,40-0,45
Wilayah 4	0,17-0,19	0,20-0,23	0,23-0,26	0,26-0,30	0,29-0,34
Wilayah 5	0,10-0,13	0,11-0,15	0,13-0,18	0,15-0,20	0,17-0,22
Wilayah 6	0,03-0,06	0,04-0,08	0,04-0,09	0,05-0,10	0,06-0,11

Yogyakarta masuk ke wilayah 3 dan diambil akselerasi puncak PGA dengan periode ulang 100 tahun, dengan menghubungkan dua data tersebut maka nilai PGA untuk Yogyakarta berkisar di antara 0,27-0,3. Untuk perencanaan kali ini, diambil nilai PGA sebesar 0,3 g.

e) Koefisien tanah (S)

Nilai koefisien tanah diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.105 di bawah ini.

**Tabel 5.105 Koefisien Tanah**

S (tanah teguh)	S (tanah sedang)	S (tanah lembek)
$S_1 = 1,0$	$S_2 = 1,2$	$S_3 = 1,5$

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Wilayah perencanaan pilar Jembatan Lemah Abang berada di tanah teguh, maka dari itu nilai S adalah sebesar 1.

f) Koefisien respons gempa elastis

Koefisien respons gempa elastis

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= \frac{1,2 \times A \times S}{T^{2/3}} \\
 &= \frac{1,2 \times 0,3 \times 1}{0,535^{2/3}} \\
 &= 0,547
 \end{aligned}$$

Koefisien respons gempa elastis minimum

$$\begin{aligned}
 C_{sm} &= 2,5 \times A \\
 &= 2,5 \times 0,3 \\
 &= 0,75
 \end{aligned}$$

Nilai koefisien respons gempa elastis  $C_{sm} = 0,547$

g) Faktor modifikasi respons

Nilai faktor modifikasi respons diambil dari SNI 2833-2008 seperti yang diperlihatkan pada Tabel 5.106 di bawah ini.

**Tabel 5.106 Faktor Modifikasi Respons**

	Kolom atau pilar	Penghubung bangunan atas pada
--	------------------	-------------------------------

		Kepala jembatan (b)	Kolom, pilar, atau tiang (c)	Sambungan dilatasi
Pilar tipe dinding	2 (sumbu kuat) 3 (sumbu lemah)			
Kolom tunggal	3-4	0,8	1,0	0,8
Kolom majemuk	5-6			
Pile cap beton	2-3			
Catatan: a. Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar b. Untuk jembatan bentang tunggal digunakan faktor $R_d = 2,5$ untuk hubungan pada kepala jembatan c. Sebagai alternatif hubungan kolom dapat direncanakan untuk gaya maksimum yang dikembangkan oleh sendi plastis kolom				

(Sumber SNI 2833-2008 Standar Ketahanan Gempa Jembatan)

Nilai faktor modifikasi respon  $R_d = 3$

h) Gaya gempa

Menurut SNI 2833-2008 dan SNI 1725-2016, beban gempa rencana dihitung menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 EQ &= \frac{C_{sm}}{R_d} \times W_t \\
 &= \frac{0,547}{3} \times W_t \\
 &= 0,182 \times W_t
 \end{aligned}$$

Perhitungan distribusi gaya gempa pada abutment arah memanjang jembatan dapat dilihat pada Tabel 5.107 berikut ini.

**Tabel 5.107 Distribusi Beban Gempa pada Pilar Arah Y**

No	Beban	$W_t$	$TEQ$	$y$	$MEQ$
		(kN)	(kN)	(m)	(kNm)



1	Berat sendiri struktur atas	4954,38	902,58	26,15	23602,47
2	Beban mati tambahan	656,97	119,69	26,15	3129,76
3	Berat sendiri <i>headstock</i>	2637,60	480,51	20,95	10064,43
4	Berat sendiri kolom pier	3729,77	679,48	10,50	7134,57
5	Berat sendiri <i>footing</i>	4224	769,52	1	769,52
			2951,78		44700,74

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned}
 Y_{EQ} &= \frac{MEQ}{TEQ} \\
 &= \frac{44700,74}{2951,78} \\
 &= 15,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned}
 Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - ht \\
 &= 15,14 - 2 \\
 &= 13,14 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada kolom pilar akibat gempa

$$\begin{aligned}
 M_{E'Q} &= T_{EQ} \times Y_{E'Q} \\
 &= 2951,78 \times 13,14 \\
 &= 38797,18 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

j. Gesekan perletakan (*BF*)

$$\text{Beban sendiri struktur atas } (W_{MS}) = 4954,38 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan } (W_{MA}) = 656,97 \text{ kN}$$

$$\text{Koefisien gesek tumpuan } (\mu) = 0,18$$

Gaya gesekan pada perletakan

$$\begin{aligned}
 T_{BF} &= \mu \times (W_{MS} + W_{MA}) \\
 &= 0,18 \times (4954,38 + 656,97) \\
 &= 1010,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *footing*

$$\begin{aligned}
 Y_{BF} &= ht + hc + hh \\
 &= 2 + 17 + 3,8
 \end{aligned}$$

$$= 22,8 \text{ m}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya gesekan perletakan

$$\begin{aligned} M_{BF} &= T_{BF} \times Y_{BF} \\ &= 1010,04 \times 22,8 \\ &= 23028,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap kolom pilar

$$\begin{aligned} Y_{BF} &= hc + hh \\ &= 17 + 3,8 \\ &= 20,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada dasar *footing* akibat gaya gesekan perletakan

$$\begin{aligned} M_{BF} &= T_{BF} \times Y_{BF} \\ &= 1010,04 \times 20,8 \\ &= 116716,04 \text{ kNm} \end{aligned}$$

k. Rekapitulasi pembebanan

Rekapitulasi pembebanan pada pilar berdasarkan perhitungan di atas dapat dilihat pada Tabel 5.108 di bawah ini.

**Tabel 5.108 Rekapitulasi Pembebanan pada Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			$P$	$T_x$	$T_y$	$M_x$	$M_y$
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	$MS$	15545,7 5				
2	Berat mati tambahan	$MA$	656,97				
B	Beban Lalu Lintas						
3	Beban lajur "D"	$TD$	2842,7				
4	Beban pedestrian	$TP$	450				
5	Gaya rem	$TB$		392,5		8949	

C	Aksi Lingkungan						
6	Beban angin	<i>EW</i>	13,14	257,59	362,32	3194,14	8032,07
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>			470,4		1128,96
9	Beban gempa	<i>EQ</i>		1701,28	2951,78	25763,6	44700,7
						2	4
D	Aksi Lainnya						
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>		1010,04		23028,9	
						7	

1. Kombinasi pembebanan

Beban-beban yang bekerja pada pilar Jembatan Lemah Abang kemudian dikombinasikan menggunakan lima kombinasi pada tabel-tabel berikut ini.

**Tabel 5.109 Kombinasi I Pembebanan Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7				
			5				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2842,70				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	450				
5	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		8949	
6	Beban angin	<i>EW</i>					
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5

8	Beban tumbukan	<i>TC</i>					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>					
Jumlah			19495,4 2	392,5	12,6	8949	31,5

Tabel 5.110 Kombinasi II Pembebanan Pilar

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7 5				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2842,7				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	450				
5	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		8949	
6	Beban angin	<i>EW</i>					
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>					

10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>		1010,04		23028,9 7	
Jumlah			19495,4 2	1402,54	12,6	31977,9 7	31,5

**Tabel 5.111 Kombinasi III Pembebanan Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7 5				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2842,7				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	450				
5	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		8949	
6	Beban angin	<i>EW</i>	13,14	257,59	362,32	3194,14	8032,1
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>					
Jumlah			15545,7 5	650,09	374,92	12143,1 4	8063,6

**Tabel 5.112 Kombinasi IV Pembebanan Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7 5				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2842,7				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	450				
5	Gaya rem	<i>TB</i>		392,5		8949	
6	Beban angin	<i>EW</i>	13,14	257,59	362,32	3194,14	8032,07
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>		1010,04		23028,9 7	
Jumlah			19508,5 6	1660,13	374,92	35172,1 1	8063,57

**Tabel 5.113 Kombinasi V Pembebanan Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7 5				

2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>					
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>					
5	Gaya rem	<i>TB</i>					
6	Beban angin	<i>EW</i>					
7	Aliran air	<i>EF</i>			12,6		31,5
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>		1701,26	2951,78	25763,6	44700,74
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>					
Jumlah			16202,7 2	1701,28	2964,38	25763,6	44732,2 4

Tabel 5.114 Kombinasi VI Pembebanan Pilar

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	15545,7 5				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	656,97				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>					

4	Beban pedestrian	<i>TP</i>					
5	Gaya rem	<i>TB</i>					
6	Beban angin	<i>EW</i>					
7	Aliran air	<i>EF</i>					
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>			470,4		1128,96
9	Beban gempa	<i>EQ</i>					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>					
Jumlah			16202,7 2	0	470,4	0	1128,96

**Tabel 5.115 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Pilar**

No	Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
			(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi I	0%	19495,42	392,5	12,6	8949	31,5
2	Kombinasi II	25%	19495,42	1402,54	12,6	31977,97	31,5
3	Kombinasi III	25%	19508,56	650,09	374,92	12143,14	8063,57
4	Kombinasi IV	40%	19508,56	1660,13	374,92	35172,11	8063,57
5	Kombinasi V	50%	16202,72	1701,28	2964,38	25763,62	44732,24
6	Kombinasi VI	50%	16202,72	0	470,4	0	1128,96

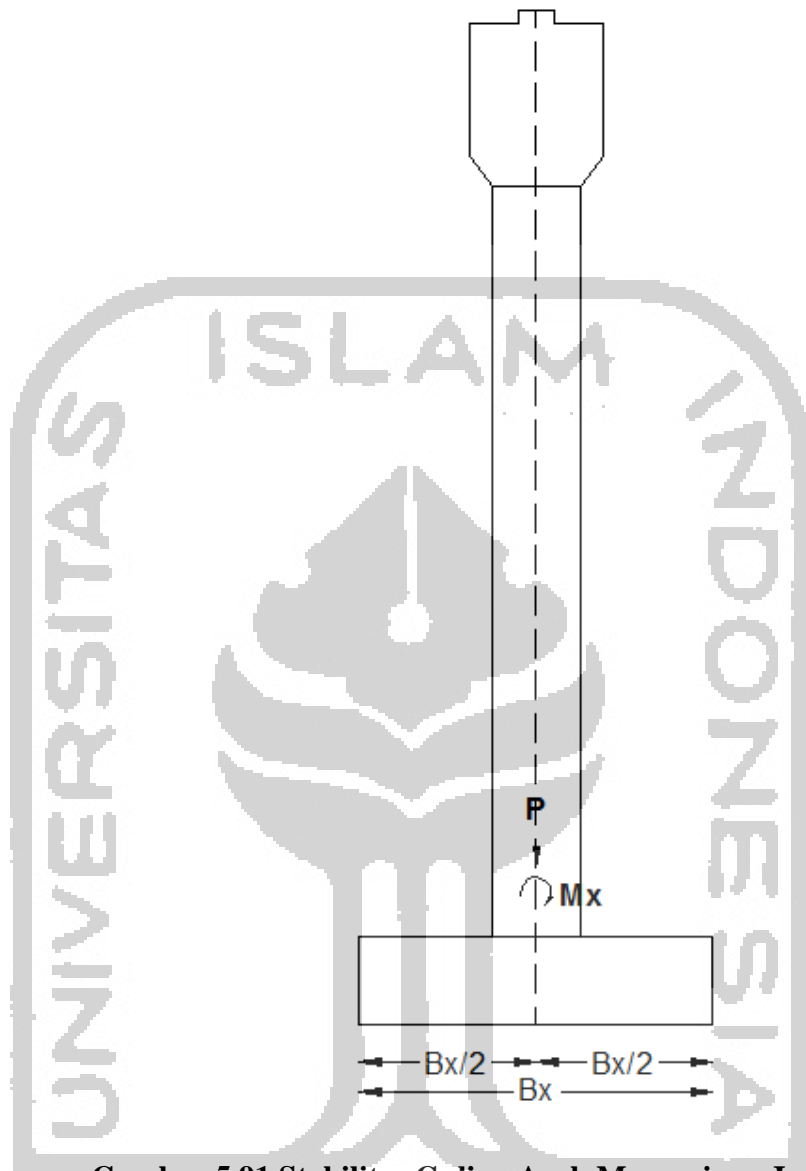
### 3. Kontrol stabilitas

#### a. Stabilitas terhadap guling

##### 1) Arah X (memanjang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas guling arah memanjang pada pilar





**Gambar 5.91 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan**

Berikut adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas guling arah memanjang jembatan untuk kombinasi I.

$$\begin{aligned}
 \text{Letak titik guling terhadap pusat pondasi (A)} &= \frac{Bx}{2} \\
 &= \frac{8}{2} \\
 &= 4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Batas safety factor (SF)} = 2,2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen penahan guling (Mpx)} &= P \times A \times (1 + k) \\
 &= 19495,42 \times 3 \times (1 + 0\%)
 \end{aligned}$$

$$= 77981,67 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen penyebab guling (} M_x \text{)} = 8949 \text{ kNm}$$

$$\text{Safety factor (} SF \text{)} = \frac{M_{px}}{M_x}$$

$$= \left| \frac{77981,67}{8949} \right|$$

$$= 8,71 > 2,2 \quad \text{OK!}$$

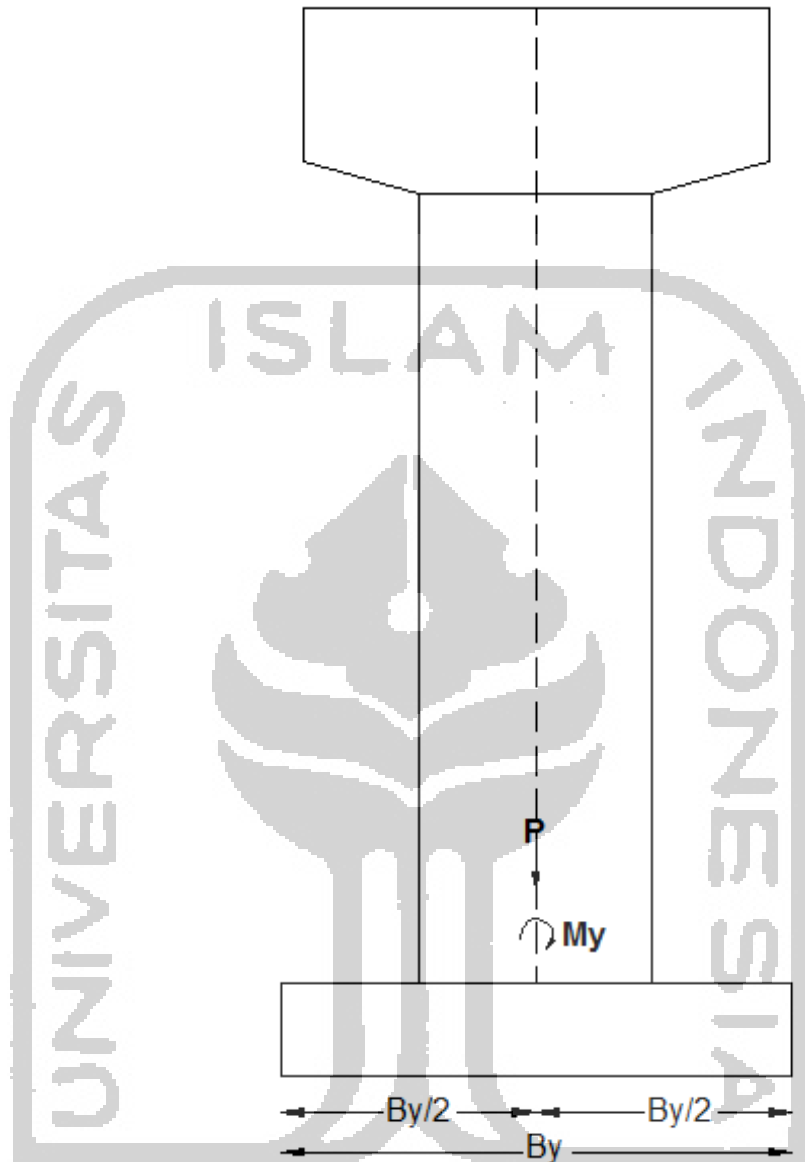
Perhitungan kontrol stabilitas guling pilar arah memanjang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.116 berikut ini.

**Tabel 5.116 Stabilitas Guling Pilar Jembatan Arah Memanjang**

No	Kombinasi Beban	$k$	$P$	$M_x$	$M_{px}$	$SF$	Ket.
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	19495,42	8949	77981,67	8,714	OK
2	Kombinasi II	25%	19495,42	31977,97	97477,09	3,05	OK
3	Kombinasi III	25%	19508,56	12143,14	97542,79	8,03	OK
4	Kombinasi IV	40%	19508,56	35172,11	109247,92	3,11	OK
5	Kombinasi V	50%	16202,72	25763,62	97216,31	3,77	OK
6	Kombinasi VI	50%	16202,72	0	97216,31	-	-

## 2) Stabilitas guling arah Y (melintang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas guling arah melintang jembatan.



**Gambar 5.92 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas guling arah melintang jembatan untuk kombinasi II.

$$\begin{aligned}
 \text{Letak titik guling terhadap pusat pondasi (A)} &= \frac{B_y}{2} \\
 &= \frac{11}{2} \\
 &= 5,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Batas safety factor (SF)} = 2,2$$

$$\text{Momen penahan guling (Mpy)} = P \times A \times (1 + k)$$

$$= 19495,42 \times 5,5 \times (1 + 25\%)$$

$$= 134031 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen penyebab guling (} M_y \text{)} = 31,5 \text{ kNm}$$

$$\text{Safety factor (} SF \text{)} = \frac{M_{py}}{M_y}$$

$$= \left| \frac{134031}{31,5} \right|$$

$$= 4254,95 > 2,2 \quad \text{OK!}$$

Perhitungan kontrol stabilitas guling abutment arah melintang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.117 berikut ini.

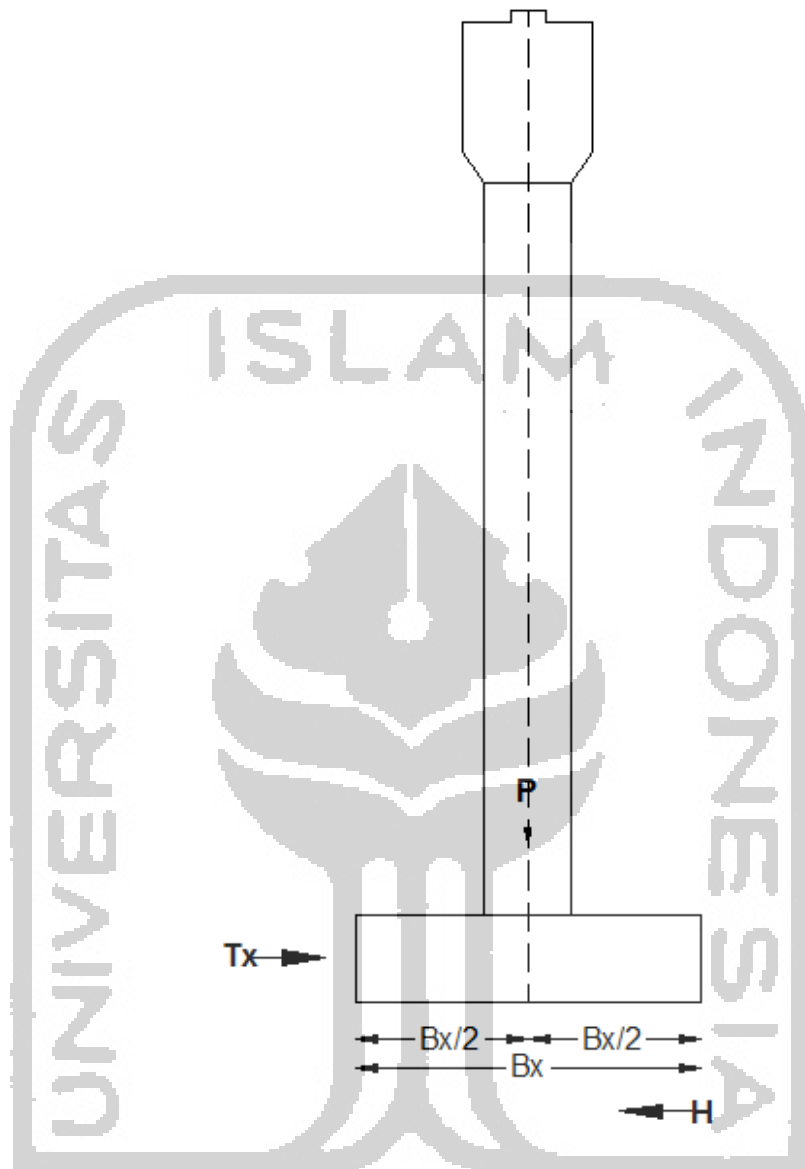
**Tabel 5.117 Stabilitas Guling Pilar Jembatan Arah Melintang**

No	Kombinasi Beban	$k$	$P$	$M_y$	$M_{py}$	$SF$	Ket.
		(%)	(kN)	(kNm)	(kNm)		
1	Kombinasi I	0%	19495,42	31,5	107224,8	3403,96	OK
2	Kombinasi II	25%	19495,42	31,5	134031	4254,95	OK
3	Kombinasi III	25%	19508,56	8063,57	134121,34	16,63	OK
4	Kombinasi IV	40%	19508,56	8063,57	150215,9	18,63	OK
5	Kombinasi V	50%	16202,72	44732,24	133672,42	2,99	OK
6	Kombinasi VI	50%	16202,72	1128,96	133672,42	118,4	OK

b. Stabilitas terhadap geser

1) Stabilitas geser arah X (memanjang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas geser arah memanjang jembatan.



**Gambar 5.93 Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas geser arah memanjang jembatan untuk kombinasi I.

Lebar pilar arah memanjang ( $Bx$ ) = 8 m

Lebar pilar arah melintang ( $By$ ) = 11 m

Batas safety factor ( $SF$ ) = 2,2

Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) =  $40^\circ$

Kohesi ( $C$ ) = 0 kN/m<sup>2</sup>

Gaya penyebab geser ( $H$ ) =  $[(C \times Bx \times By) + (P \times \tan \phi)] \times (1 + k)$

$$= [(0 \times 8 \times 11) + (19495,42 \times \tan 40^\circ)] \times (1 + 0\%)$$

$$= 116358,6 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser ( $T_x$ ) = 392,5 kN

$$\text{Safety factor (SF)} = \frac{H}{T_x}$$

$$= \left| \frac{116358,6}{392,5} \right|$$

$$= 41,68 > 2,2 \text{ OK!}$$

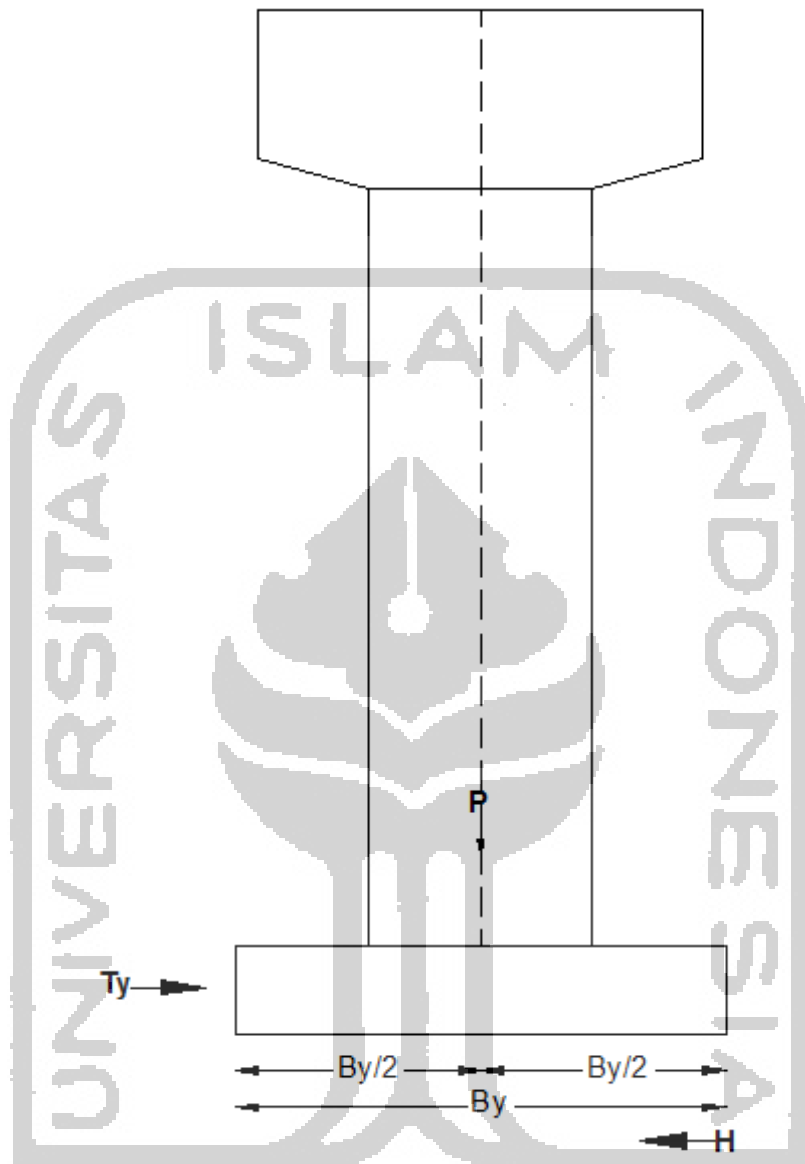
Perhitungan kontrol stabilitas geser pilar arah memanjang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.118 berikut ini.

**Tabel 5.118 Stabilitas Geser Pilar Jembatan Arah Memanjang**

No	Kombinasi Beban	$k$	$P$	$T_x$	$H$	$SF$	Ket.
		(%)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	Kombinasi I	0%	19495,42	392,5	16358,6	41,68	OK
2	Kombinasi II	25%	19495,42	1402,54	20448,25	14,58	OK
3	Kombinasi III	25%	19508,56	650,09	20462,03	31,48	OK
4	Kombinasi IV	40%	19508,56	1660,13	22917,47	13,8	OK
5	Kombinasi V	50%	16202,72	1701,28	20393,54	11,99	OK
6	Kombinasi VI	50%	16202,72	0,	20393,54	-	-

## 2) Stabilitas geser arah Y (melintang jembatan)

Berikut ini adalah gambar stabilitas geser arah melintang jembatan.



**Gambar 5.94 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan**

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol stabilitas geser arah melintang jembatan untuk kombinasi II

Lebar pilar arah memanjang ( $Bx$ ) = 8 m

Lebar pilar arah melintang ( $By$ ) = 11 m

Batas safety factor ( $SF$ ) = 2,2

Sudut gesek dalam ( $\phi$ ) =  $40^\circ$

Kohesi ( $C$ ) = 0 kN/m<sup>2</sup>

Gaya penyebab geser ( $H$ ) =  $[(C \times Bx \times By) + (P \times \tan \phi)] \times (1 + k)$

$$= [(0 \times 6 \times 11) + (19495,42 \times \tan 40^\circ)] \times (1 + 25\%)$$

$$= 20448,25 \text{ kN}$$

Gaya penahan geser ( $T_y$ ) = 12,6 kN

$$\text{Safety factor (SF)} = \frac{H}{T_x}$$

$$= \left| \frac{20448,25}{12,6} \right|$$

$$= 1298,3 > 2,2 \text{ OK!}$$

Perhitungan kontrol stabilitas geser pilar arah melintang jembatan secara lengkap dapat dilihat pada Tabel 5.119 berikut ini.

**Tabel 5.119 Stabilitas Geser Pilar Jembatan Arah Melintang**

No	Kombinasi Beban	$k$	$P$	$T_y$	$H$	$SF$	Ket.
		(%)	(kN)	(kN)	(kN)		
1	Kombinasi I	0%	19495,42	12,6	16358,6	1298,3	OK
2	Kombinasi II	25%	19495,42	12,6	20448,25	1622,88	OK
3	Kombinasi III	25%	19508,56	374,92	20462,03	54,58	OK
4	Kombinasi IV	40%	19508,56	374,92	22917,47	61,13	OK
5	Kombinasi V	50%	16202,72	2964,38	20393,54	6,88	OK
6	Kombinasi VI	50%	16202,72	470,4	20393,54	43,35	OK

#### 5.2.9. Pondasi Pilar

Pondasi adalah suatu bagian dari konstruksi bangunan yang memiliki fungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar. Pondasi Jembatan Lemah Abang direncanakan menggunakan pondasi telapak (*footing*).

##### 1. Data teknis

###### a. Bahan material

Mutu beton ( $f'c$ ) = 25 MPa

Mutu baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

Berat volume beton ( $\gamma_b$ ) = 24 kN/m<sup>3</sup>

Modulus elastis beton ( $E_c$ ) = 4700 x  $\sqrt{25}$

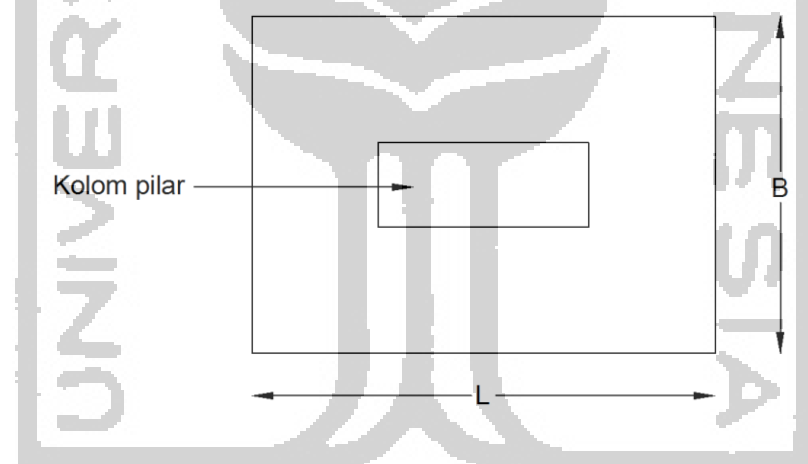


	= 23500 MPa
Berat volume tanah ( $\gamma_s$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut gesek dalam ( $\phi$ )	= 40°
Kohesi ( $C$ )	= 0 kN/m <sup>2</sup>

b. Dimensi footing

Lebar arah memanjang ( $B$ )	= 8 m
Lebar arah melintang ( $L$ )	= 11 m
Tebal footing ( $ht$ )	= 2 m
Luas penampang footing ( $A$ )	= $B \times L$
	= 8 x 11
	= 88 m <sup>2</sup>

Gambar denah footing pada pilar Jembatan Lemah Abang dapat dilihat pada Gambar 5.95 berikut ini.



Gambar 5.95 Footing Pilar

2. Kapasitas daya dukung tanah footing

Perhitungan daya dukung tanah ujung berdasarkan kekuatan tanah menggunakan teori dari Terzhagi dan Thomlinson.

Kedalaman footing ( $D_f$ )	= 2,3 m
Lebar penampang ( $B$ )	= 8 m
Berat volume tanah ( $\gamma_s$ )	= 17 kN/m <sup>3</sup>
Sudut gesek dalam ( $\phi$ )	= 40°
Kohesi tanah ( $C$ )	= 0 kN/m <sup>2</sup>

$$\text{Safety factor (SF)} = 2$$

Dari parameter kekuatan tanah ujung (end bearing capacity) yang berupa tanah lempung, diperoleh nilai  $N_c$ ,  $N_q$ , dan  $N_\gamma$  hasil dari korelasi nilai  $\phi$  berdasarkan Tabel 5.120 di bawah ini.

**Tabel 5.120 Koefisien Daya Dukung Terzaghi**

$\phi$	$N_c$	$N_q$	$N_\gamma$
0°	5,71	1,00	0
5°	7,32	1,64	0
10°	9,64	2,70	1,2
15°	12,8	4,44	2,4
20°	17,7	7,43	4,6
25°	25,1	12,7	9,2
30°	37,2	22,5	20,0
35°	57,8	41,4	44,0
40°	95,6	81,2	114,0
45°	172	173	320

(Sumber: Terzaghi, 1943)

$$N_c = 95,6$$

$$N_q = 81,2$$

$$N_\gamma = 114$$

Daya dukung tanah ultimate

$$\begin{aligned} q_{ult} &= (1,3.C.N_c) + (\gamma_s.D_f.N_q) + (0,4.\gamma_s.B.N_\gamma) \\ &= (1,3.0.95,6) + (17.2,3.81,2) + (0,4.17.8.114) \\ &= 9376,52 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Tegangan ijin

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \frac{q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{9376,52}{2} \\ &= 4688,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

### 3. Kontrol footing

#### a. Kontrol tegangan dasar tanah

Berikut ini adalah contoh perhitungan kontrol tegangan dasar tanah untuk kombinasi I.

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar footing } (B) &= 8 \text{ m} \\
 \text{Panjang footing } (L) &= 11 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang footing } (A) &= B \times L \\
 &= 8 \times 11 \\
 &= 88 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya aksial akibat beban } (P) = 28018,81 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat beban arah X } (M_x) = 16108,2 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen akibat beban arah Y } (M_y) = 47,25 \text{ kNm}$$

Tegangan dasar tanah maksimum

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\max} &= \frac{P}{A} + \frac{M_x \cdot X}{\frac{1}{12} \cdot L \cdot B^3} + \frac{M_y \cdot Y}{\frac{1}{12} \cdot B \cdot L^3} \\
 &= \frac{28018,81}{88} + \frac{16108,2 \cdot 4}{\frac{1}{12} \cdot 11 \cdot 8^3} + \frac{47,25 \cdot 5,5}{\frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 11^2} \\
 &= 455,97 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan dasar tanah minimum

$$\begin{aligned}
 \sigma_{\min} &= \frac{P}{A} - \frac{M_x \cdot X}{\frac{1}{12} \cdot L \cdot B^3} - \frac{M_y \cdot Y}{\frac{1}{12} \cdot B \cdot L^3} \\
 &= \frac{28018,81}{88} - \frac{16108,2 \cdot 4}{\frac{1}{12} \cdot 11 \cdot 8^3} - \frac{47,25 \cdot 5,5}{\frac{1}{12} \cdot 8 \cdot 11^2} \\
 &= 180,82 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan kontrol tegangan dasar tanah untuk kombinasi lainnya dapat dihitung cara yang sama, rekapitulasinya dapat dilihat pada Tabel 5.121 rekapitulasi berikut ini.

**Tabel 5.121 Rekapitulasi Tegangan Dasar Tanah**

No	Kombinasi	$P$ (kN)	$M_x$ (kNm)	$M_y$ (kNm)	$\sigma_{\max}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma_{\min}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	Kombinasi I	28018,81	16108,2	47,25	455,97	180,82
2	Kombinasi II	28018,81	46045,86	47,25	711,12	-74,33
3	Kombinasi III	28034,58	19941,17	9685,74	548,56	88,59
4	Kombinasi IV	28034,58	49878,83	9685,74	803,71	-166,56

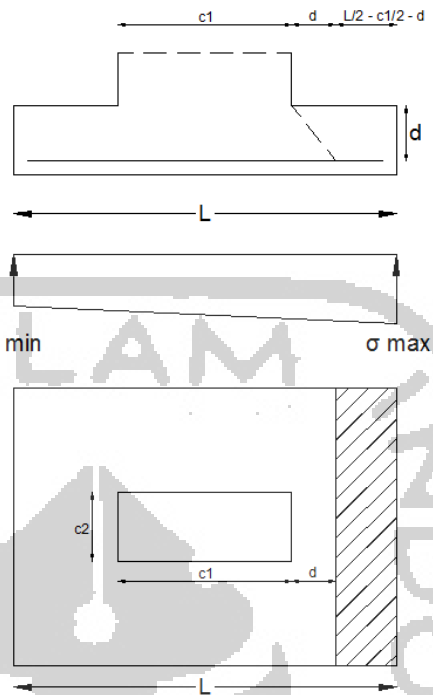
5	Kombinasi V	21523,41	25763,62	44747,99	741,52	-252,36
6	Kombinasi VI	21523,41	0,00	1693,44	255,08	234,09

**Tabel 5.122 Kontrol Tegangan Dasar Tanah**

No	Kombinasi	$\sigma$	Kontrol	$\sigma_{ijin}$	Keterangan
		(kN/m <sup>2</sup> )		(kN/m <sup>2</sup> )	
1	Kombinasi I	455,97	<100% $\sigma_{ijin}$	4688,26	OK
2	Kombinasi II	711,12	<125% $\sigma_{ijin}$	5860,33	OK
3	Kombinasi III	548,56	<125% $\sigma_{ijin}$	5860,33	OK
4	Kombinasi IV	803,71	<140% $\sigma_{ijin}$	6563,56	OK
5	Kombinasi V	741,52	<150% $\sigma_{ijin}$	7032,39	OK
6	Kombinasi VI	255,08	<150% $\sigma_{ijin}$	7032,39	OK

b. Kontrol geser satu arah

Berikut ini adalah gambar tegangan geser satu arah pada *footing* pilar



**Gambar 5.96 Tegangan Geser Satu Arah**

Berikut ini adalah perhitungan kontrol geser satu arah pada kombinasi I

Lebar <i>footing</i> ( $B$ )	= 8 m
Panjang <i>footing</i> ( $L$ )	= 11 m
Luas penampang <i>footing</i> ( $A$ )	= $B \times L$ = 8 x 11 = 88 m <sup>2</sup>
Tebal/tinggi <i>footing</i> ( $h$ )	= 2 m
Selimut beton ( $sb$ )	= 100 mm
Diameter tulangan pokok ( $\phi_p$ )	= 25 mm
Tebal/tinggi efektif <i>footing</i> ( $d$ )	= $h - sb - \frac{1}{2} \phi_p$ = 2 - 0,1 - $\frac{1}{2}$ 0,025 = 1,8875 m
Panjang kolom ( $c_1$ )	= 4,57 m
Mutu beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Tegangan dasar tanah ( $\sigma$ )	= 455,97 kN/m <sup>2</sup>
Gaya geser yang mampu ditahan beton ( $\phi V_c$ )	$\phi V_c = \phi \times \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times B \times d$

$$= 0,75 \times 1/6 \times \sqrt{25 \times 8 \times 1,8875}$$

$$= 9437,5 \text{ kN}$$

Gaya geser akibat beban terfaktor ( $V_u$ )

$$V_u = [(L/2 - c/2 - d) \times B] \times \sigma$$

$$= [(11/2 - 4,57/2 - 1,9) \times 8] \times 455,97$$

$$= 4840,99 \text{ kN}$$

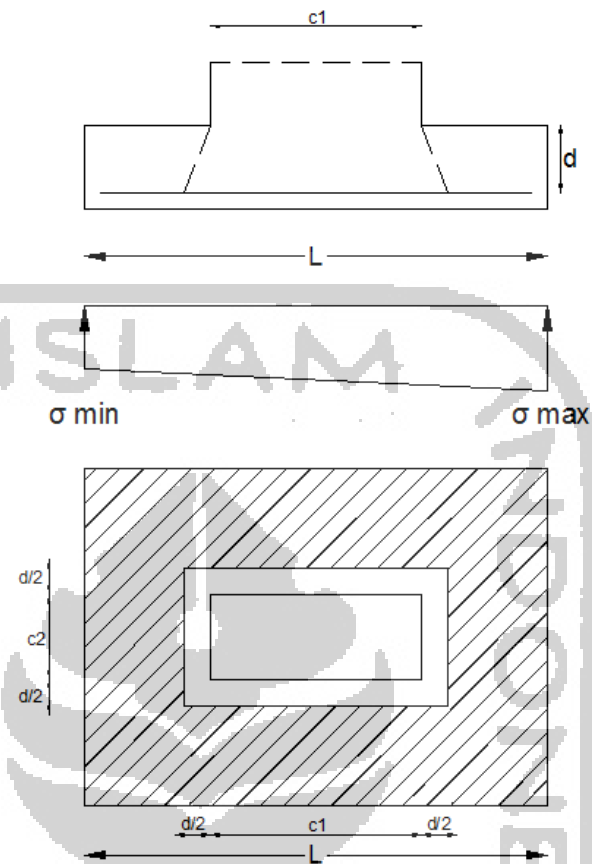
Perhitungan gaya geser akibat beban terfaktor ( $V_u$ ) di atas adalah perhitungan untuk kombinasi I, kombinasi lainnya dapat dihitung dengan cara yang sama, sedangkan gaya geser yang mampu ditahan beton ( $\phi V_c$ ) digunakan untuk kontrol sehingga untuk kombinasi lainnya tidak perlu dihitung lagi. Berikut rekapitulasi kontrol geser satu arah untuk kombinasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.123 rekapitulasi berikut ini.

**Tabel 5.123 Kontrol Gaya Geser Satu Arah**

No	Kombinasi	$V_u$	Kontrol	$\phi V_c$	Keterangan
		(kN)		(kN)	
1	Kombinasi I	4840,99	<100% $\phi V_c$	9437,5	OK
2	Kombinasi II	7549,88	<125% $\phi V_c$	11796,88	OK
3	Kombinasi III	5824	<125% $\phi V_c$	11796,88	OK
4	Kombinasi IV	8532,88	<140% $\phi V_c$	13212,5	OK
5	Kombinasi V	7872,62	<150% $\phi V_c$	14156,25	OK
6	Kombinasi VI	2708,14	<150% $\phi V_c$	14156,25	OK

c. Kontrol geser dua arah

Berikut ini adalah gambar tegangan geser dua arah pada *footing* pilar.



**Gambar 5.97 Tegangan Geser Dua Arah**

Berikut ini adalah perhitungan kontrol geser dua arah pada kombinasi I.

Lebar *footing* ( $B$ ) = 8 m

Panjang *footing* ( $L$ ) = 11 m

Luas penampang *footing* ( $A$ ) =  $B \times L$

$$= 8 \times 11$$

$$= 88 \text{ m}^2$$

Tebal/tinggi *footing* ( $h$ ) = 2 m

Selimut beton ( $sb$ ) = 100 mm

Diameter tulangan pokok ( $\phi_p$ ) = 25 mm

Tebal/tinggi efektif *footing* ( $d$ ) =  $h - sb - \frac{1}{2} \phi_p$

$$= 2 - 0,1 - \frac{1}{2} 0,025$$

$$= 1,8875 \text{ m}$$

$$\text{Panjang kolom } (c1) = 4,57 \text{ m}$$

$$\text{Lebar kolom } (c2) = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Pjg kolom + tebal efektif } (c1 + d) &= c1 + d \\ &= 4,57 + 1,89 \\ &= 6,46 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lbr kolom + tebal efektif } (c2 + d) &= c2 + d \\ &= 2 + 1,89 \\ &= 3,89 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling geser } (Bo) &= (c1 + d + c2 + d) \times 2 \\ &= (4,57 + 1,89 + 2 + 1,89) \times 2 \\ &= 20,69 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\text{Konstanta kolom } (\alpha_s) = 40 \quad (\text{SNI 2847:2013})$$

$$\begin{aligned} \text{Rasio panjang \& lebar kolom } (\beta_0) &= c1/c2 \\ &= 4,57/2 \\ &= 2,29 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton } (f'c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Tegangan dasar tanah } (\sigma) = 455,97 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Gaya geser yang mampu ditahan beton 1 } (\phi Vc1)$$

$$\begin{aligned} \phi Vc1 &= \phi \times \left(1 + \frac{2}{\beta_0}\right) \times \frac{\sqrt{f'c} Bo d}{6} \\ &= 0,75 \times \left(1 + \frac{2}{2,29}\right) \times \frac{\sqrt{25} \times 20,69 \times 1,89}{6} \\ &= 45770,98 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser yang mampu ditahan beton 2 } (\phi Vc2)$$

$$\begin{aligned} \phi Vc2 &= \phi \times \left(2 + \frac{\alpha_s d}{Bo}\right) \times \frac{\sqrt{f'c} Bo d}{12} \\ &= 0,75 \times \left(2 + \frac{40 \times 1,9}{20,69}\right) \times \frac{\sqrt{25} \times 20,69 \times 1,9}{12} \\ &= 68942,82 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Gaya geser yang mampu ditahan beton 3 } (\phi Vc3)$$

$$\begin{aligned} \phi Vc3 &= \phi \times 1/3 \times \sqrt{f'c} \times Bo \times d \\ &= 0,75 \times 1/3 \times \sqrt{25} \times 20,69 \times 1,89 \\ &= 48819,23 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gaya geser yang mampu ditahan beton yang dipakai adalah nilai  $\phi V_c$  terkecil, maka nilai  $\phi V_c$  pakai = 45770,98 kN

Gaya geser akibat beban terfaktor ( $V_u$ )

$$\begin{aligned} V_u &= [(Lx B) - \{(c1 + d) \times (c2 + d)\}] \times \sigma \\ &= [(11 \times 8) - (6,5 \times 3,9)] \times \left( \frac{455,97 + 180,82}{2} \right) \\ &= 20024,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan gaya geser akibat beban terfaktor ( $V_u$ ) di atas adalah perhitungan untuk kombinasi I, kombinasi lainnya dapat dihitung dengan cara yang sama, sedangkan gaya geser yang mampu ditahan beton ( $\phi V_c$ ) digunakan untuk kontrol sehingga untuk kombinasi lainnya tidak perlu dihitung lagi. Berikut rekapitulasi kontrol geser dua arah untuk kombinasi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.124 rekapitulasi berikut ini.

**Tabel 5.124 Kontrol Gaya Geser Dua Arah**

No	Kombinasi	$V_u$	Kontrol	$\phi V_c$	Keterangan
		(kN)		(kN)	
1	Kombinasi I	20024,97	<100% $\phi V_c$	45770,98	OK
2	Kombinasi II	20024,97	<125% $\phi V_c$	57213,72	OK
3	Kombinasi III	20036,24	<125% $\phi V_c$	57213,72	OK
4	Kombinasi IV	20036,24	<140% $\phi V_c$	64079,37	OK
5	Kombinasi V	15382,73	<150% $\phi V_c$	68656,47	OK
6	Kombinasi VI	15382,73	<150% $\phi V_c$	68656,47	OK

4. Perhitungan momen ultimate rencana

a. Momen akibat pembebanan

Pada perhitungan sebelumnya, sudah didapatkan nilai-nilai tegangan dasar tanah seperti yang ditunjukkan Tabel 5.125 berikut ini.

**Tabel 5.125 Rekapitulasi Tegangan Dasar Tanah**

No	Kombinasi	$P$	$M_x$	$M_y$	$\sigma_{\max}$	$\sigma_{\min}$
		(kN)	(kNm)	(kNm)	(kN/m <sup>2</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
1	Kombinasi I	28018,81	16108,2	47,25	455,97	180,82
2	Kombinasi II	28018,81	46045,86	47,25	711,12	-74,33
3	Kombinasi III	28034,58	19941,17	9685,74	548,56	88,59
4	Kombinasi IV	28034,58	49878,83	9685,74	803,71	-166,56
5	Kombinasi V	21523,41	25763,62	44747,99	741,52	-252,36
6	Kombinasi VI	21523,41	0	1693,44	255,08	234,09

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimate akibat pembebanan } (M_{up}) &= \frac{1}{2} \times Q_u \times \left(\frac{B-c}{2}\right)^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 803,71 \times \left(\frac{8-2}{2}\right)^2 \\
 &= 3616,71 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Momen akibat berat sendiri

Pada perhitungan berat sendiri pilar sebelumnya, sudah didapatkan berat sendiri dari footing seperti yang ditunjukkan Tabel 5.126 berikut ini.

**Tabel 5.126 Perhitungan Berat Sendiri Footing**

No	Parameter Berat Bagian				Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b	h	Shape	Direc			
	(m)	(m)					
Footing							
8	6	2	1	1	4224	1	4224
<b>W<sub>p</sub> =</b>					4224	<b>M<sub>p</sub> =</b>	4224

$$\text{Faktor beban ultimate } (K) = 1,3$$

$$\text{Momen ultimate akibat berat sendiri } (M_{us}) = k \times M_p$$

$$= 1,3 \times 4224$$

$$= 5491,2 \text{ kNm}$$

c. Momen dan gaya geser ultimate rencana *footing*

$$\text{Momen ultimate rencana } \textit{footing} (M_{ur}) = M_{us} - M_{up}$$

$$= 5491,2 - 3830,91$$

$$= 1874,49 \text{ kNm}$$

$$\text{Momen ultimate rencana } \textit{footing} \text{ per 1 m } (M_{ur}) = \frac{M_{ur}}{B_y}$$

$$= \frac{1874,49}{11}$$

$$= 170,41 \text{ kNm}$$

5. Penulangan *footing* pilar

a. Tulangan pokok

$$\text{Diameter tulangan pokok } (d_p) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Kuat tekan beton } (f'_c) = 25 \text{ MPa}$$

$$\text{Kuat tarik baja } (f_y) = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0,85$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan lentur } (\theta) = 0,8$$

$$\text{Tebal } \textit{footing} (h) = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Selimut beton } (S_b) = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar ditinjau selebar } (b) = 1000 \text{ mm}$$

1) Menghitung nilai momen nominal

$$M_n = \frac{M_u}{0,8}$$

$$= \frac{170,41}{0,8}$$

$$= 213,01 \text{ kNm}$$

2) Menentukan tinggi efektif *footing* ( $d$ )

$$d = h - s_b - \frac{1}{2} d_p$$

$$= 2000 - 100 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1887,5 \text{ mm}$$

3) Menghitung nilai  $R_n$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$\begin{aligned} &= \frac{213,01 \cdot 10^6}{1000 \cdot 1887,5^2} \\ &= 0,059 \text{ MPa} \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai  $m$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f_r c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 25} \\ &= 18,824 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,059}{400}} \right) \\ &= 0,00015 \end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah

$$\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1887,5 \\ &= 6606,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned} S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{490,874 \cdot 1000}{6606,25} \\ &= 74,9 \text{ mm} \\ &\approx 80 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D25-80

b. Tulangan bagi

Dipakai diameter tulangan bagi = 19 mm

1) Menghitung luas tulangan bagi

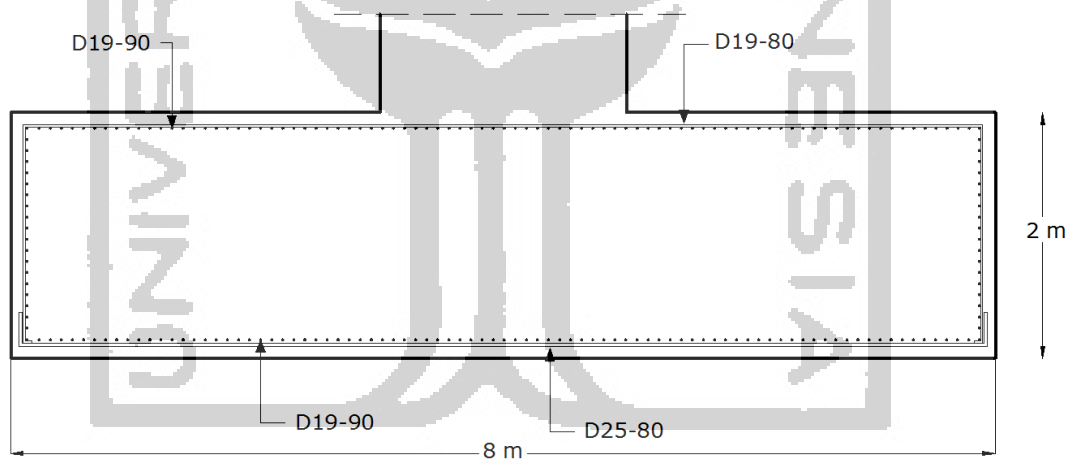
$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 6606,25 \\ &= 3303,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$\begin{aligned} S_{bagi} &= \frac{A_1 d \cdot b}{A_{s'}} \\ &= \frac{283,53 \cdot 1000}{3303,125} \\ &= 85,84 \text{ mm} \\ &\approx 90 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai tulangan bagi D19-90

Gambar penulangan pada footing pilar dapat dilihat pada Gambar 5.98 berikut ini.



**Gambar 5.98 Penulangan Footing Pilar**

#### 5.2.10. Kolom Pier

1. Kombinasi pembebanan

Kombinasi pembebanan pada kolom pier pilar dapat dilihat pada tabel-tabel di bawah ini.

**Tabel 5.127 Kombinasi I Ultimate Pembebanan Kolom Pier**

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,2 8				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	5685,4				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8	810				
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2		706,5	0	16108,2	
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5			18,19		47,25
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah				22527,6 1	706,5	18,9	16108,2	47,25

Tabel 5.128 Kombinasi II Ultimate Pembebanan Kolom Pier

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)

1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,2 8					
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93					
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	5685,4					
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8	810					
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2		706,5		16108,2		
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2						
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5			18,19		47,25	
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5						
9	Beban gempa	<i>EQ</i>	1						
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>	1,3		1010,04		23028,9 7		
Jumlah					22527,6 1	1716,04	18,9	39137,1 7	47,25

**Tabel 5.129 Kombinasi III Ultimate Pembebanan Kolom Pier**

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,3				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93				

3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	5685,4				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8	810				
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2		706,55		16108,2	
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77	309,11	123,64	3214,75	1285,9
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5			18,19		47,25
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>	1,3					
Jumlah				22543,3 8	1015,61	142,54	19322,9 5	1333,2

**Tabel 5.130 Kombinasi IV Ultimate Pembebanan Kolom Pier**

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,2 8				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	5685,4				
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8	810				
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2		706,55		16108,2	



6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	15,77	309,11	123,64	3214,75	1285,9
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5			18,19		47,25
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5					
9	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>	1,3		1010,04		23028,9	
Jumlah					22543,3	2025,65	142,54	42351,9
				8			2	1333,2

**Tabel 5.131 Kombinasi V Ultimate Pembebanan Kolom Pier**

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,2				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2					
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8					
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2					
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5			18,19		47,25
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5					

9	Beban gempa	EQ	1		1701,28	2951,7 8	25763,6 2	44700,7 4	
10	Gesekan perletakan	BF	1,3						
Jumlah					16032,2	1701,28	2970,6 8	25763,6 2	44747,9

Tabel 5.132 Kombinasi VI Ultimate Pembebanan Kolom Pier

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor ultimate	Vertikal	Horizontal		Momen	
				<i>P</i>	<i>T<sub>x</sub></i>	<i>T<sub>y</sub></i>	<i>M<sub>x</sub></i>	<i>M<sub>y</sub></i>
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Berat sendiri	<i>MS</i>	1,3	14718,2 8				
2	Berat mati tambahan	<i>MA</i>	2	1313,93				
3	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2					
4	Beban pedestrian	<i>TP</i>	1,8					
5	Gaya rem	<i>TB</i>	2					
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2					
7	Aliran air	<i>EF</i>	1,5					
8	Beban tumbukan	<i>TC</i>	1,5			705,6		1693,4
9	Beban gempa	<i>EQ</i>	1					
10	Gesekan perletakan	<i>BF</i>	1,3					

Jumlah		16032,2		705,6		1693,4
		1				

**Tabel 5.133 Rekapitulasi Kombinasi Pembebanan Kolom Pier**

No	Kombinasi	$P$	$T_x$	$T_y$	$M_x$	$M_y$
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi I	22527,61	706,5	18,9	16108,2	47,25
2	Kombinasi II	22527,61	1716,54	18,9	39137,17	47,25
3	Kombinasi III	22543,38	1015,61	142,54	19322,95	1333,15
4	Kombinasi IV	22543,38	2025,65	142,54	42351,92	0
5	Kombinasi V	16032,21	1701,28	2970,68	25763,62	44747,99
6	Kombinasi VI	16032,21	0	705,6	0	1693,44

**Tabel 5.134 Gaya Aksial dan Momen per m**

No	Kombinasi	$P$	$M_x$
		(kN)	(kNm)
1	Kombinasi I	2047,96	3524,16
2	Kombinasi II	4928,6	8562,44
3	Kombinasi III	4932,05	4227,48
4	Kombinasi IV	4932,05	9265,76
5	Kombinasi V	3507,53	5636,57
6	Kombinasi VI	3507,53	0
	MAX =	4932,05	9265,76

2. Penulangan kolom pier

a. Tulangan pokok

Perhitungan tulangan kolom pilar pada abutment Jembatan Lemah Abang menggunakan metode diagram Mn-Pn. Adapun data perencanaannya sebagai berikut

Mutu beton ( $f'_c$ ) = 25 MPa

Tegangan leleh baja ( $f_y$ ) = 400 MPa

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar } (b) &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi } (h) &= 2000 \text{ mm} \\
 \text{Luas penampang kolom pilar } (A) &= b \times h \\
 &= 1000 \times 2000 \\
 &= 2000000 \text{ mm}^2 \\
 \\
 \text{Selimut beton } (sb) &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan pokok } (\phi_p) &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Diameter tulangan bagi } (\phi_b) &= 16 \text{ mm} \\
 \text{Jarak antar tulangan } (jt) &= 25 \text{ mm} \\
 \text{Jarak tulangan ke luar beton } (d') &= sb + \phi_b + \phi_p + \frac{1}{2}jt \\
 &= 40 + 16 + 25 + \frac{1}{2}25 \\
 &= 93,5 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif } (hef-) &= h - d' \\
 &= 2000 - 93,5 \\
 &= 1906,5 \text{ mm} \\
 \text{Luas tulangan pokok } (As) &= \frac{1}{4} \times \pi \times \phi_p^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\
 &= 490,87 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada perhitungan jumlah tulangan pokok untuk kolom pilar abutment ini, jumlah tulangan yang akan ditrial adalah berturut-turut 20, 21, 22, 23, 24, 25 buah. Adapun perhitungan di bawah ini adalah perhitungan dari jumlah tulangan  $n = 20$ , untuk jumlah tulangan yang lainnya langsung ditampilkan dalam bentuk diagram Mn-Pn.

1) Kondisi desak sentris ( $M_n = 0$ )

$$\begin{aligned}
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times b \times h \\
 &= 0,85 \times 25 \times 1000 \times 2000 \\
 &= 42500 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 C_{s1} &= n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)] \\
 &= 20 \times 490,87 \times [400 - (0,85 \times 25)] \\
 &= 3718,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$C_{s2} = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 20 \times 490,87 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 3718,34 \text{ kN}$$

$$P_n = C_c + C_{s1} + C_{s2}$$

$$= 42500 + 3718,34 + 3718,34$$

$$= 49936,68 \text{ kN}$$

$$M_n = 0 \text{ kNm}$$

2) Kondisi balance

$$\beta_1 = 0,85$$

$$\epsilon_{cu} = 0,003$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{200000}$$

$$= \frac{400}{200000}$$

$$= 0,002$$

$$C_b = \frac{\epsilon_{cu}}{(\epsilon_y + \epsilon_{cu})} \times h_{ef}$$

$$= \frac{0,003}{(0,002 + 0,003)} \times 1906,5$$

$$= 1143,9 \text{ mm}$$

$$ab = \beta_1 \times C_b$$

$$= 0,85 \times 1143,9$$

$$= 972,315 \text{ mm}$$

$$C_{cb} = 0,85 \times f'_c \times ab \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 972,315 \times 1000$$

$$= 20661,69 \text{ kN}$$

$$C_{sb} = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 20 \times 490,87 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 3718,34 \text{ kN}$$

$$T_{sb} = n \times A_s \times f_y$$

$$= 20 \times 490,87 \times 400$$

$$= 3926,96 \text{ kN}$$

$$P_{nb} = C_{cb} + C_{sb} - T_{sb}$$

$$= 20661,69 + 3718,34 - 3926,96$$

$$= 28306,99 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 M_{nb} &= [C_{cb} \times (h/2 - ab/2)] + [C_{sb} \times (h/2 - d')] + [T_{sb} \times (h/2 - d')] \\
 &= [20661,69 \times (2000/2 - 972,3/2)] + [3718,3 \times (2000/2 - 93,5)] + [3926,96 \times (2000/2 - 93,5)] \\
 &= 17557,54 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

3) Kondisi desak ( $C > C_b$ )

$$\text{Kondisi } C = 1,6 \cdot C_b$$

$$C = 1,6 \times 1143,9$$

$$= 1830,24 \text{ mm}$$

$$a = \beta_1 \times C$$

$$= 0,85 \times 1830,24$$

$$= 1555,71 \text{ mm}$$

$$\epsilon_s' = \frac{\epsilon_{cu} \times (C - d')}{C}$$

$$= \frac{0,003 \times (1830,24 - 93,5)}{1830,24}$$

$$= 0,0029$$

$$\epsilon_y = \frac{f_y}{200000}$$

$$= \frac{400}{200000}$$

$$= 0,002$$

Karena nilai  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400 \text{ MPa}$

$$C_c = 0,85 \times f'_c \times a \times b$$

$$= 0,85 \times 25 \times 1555,7 \times 1000$$

$$= 33058,71 \text{ kN}$$

$$C_s = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$= 20 \times 490,87 \times [400 - (0,85 \times 25)]$$

$$= 3718,34 \text{ kN}$$

$$\epsilon_t = \frac{\epsilon_{cu} \times (h_{ef} - C)}{C}$$

$$= \frac{0,003 \times (1906,5 - 1830,24)}{1830,24}$$

$$= 8,9 \times 10^{-5}$$

Karena nilai  $\epsilon_t < \epsilon_y$  maka  $f_s' = \epsilon_t \times 200000 = 17,86$  MPa dan nilai  $T_s$  menjadi

$$\begin{aligned} T_s &= n \times A_s \times f_s' \\ &= 20 \times 490,87 \times 17,86 \\ &= 174,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= C_c + C_s - T_s \\ &= 33058,71 + 3718,34 - 174,75 \\ &= 36602,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= [C_c \times (h/2 - a/2)] + [C_s \times (h/2 - d')] + [T_s \times (h/2 - d')] \\ &= [33058,7 \times (2000/2 - 1555,7/2)] + [3718,3 \times (2000/2 - 93,5)] + [174,75 \times (2000/2 - 93,5)] \\ &= 10665,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Kondisi tarik ( $C < C_b$ )

$$\text{Kondisi C} = 0,8 \cdot C_b$$

$$\begin{aligned} C &= 0,8 \times 1143,9 \\ &= 915,12 \text{ mm} \\ a &= \beta_1 \times C \\ &= 0,85 \times 915,12 \\ &= 777,852 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_s' &= \frac{\epsilon_c \times (C - d')}{C} \\ &= \frac{0,003 \times (915,12 - 93,5)}{915,12} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= 0,0027 \\ \epsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{400}{200000} \\ &= 0,002 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400$  MPa

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 25 \times 777,85 \times 1000 \\ &= 16529,36 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$C_s = n \times A_s \times [f_y - (0,85 \times f'_c)]$$

$$\begin{aligned}
 &= 20 \times 490,87 \times [400 - (0,85 \times 25)] \\
 &= 3718,34 \text{ kN} \\
 \epsilon_t &= \frac{\epsilon_{cu} \times (h_{ef} - c)}{c} \\
 &= \frac{0,003 \times (1906,5 - 915,12)}{915,12} \\
 &= 0,00318
 \end{aligned}$$

Karena nilai  $\epsilon_t > \epsilon_y$  maka nilai  $f_y = f_s' = 400 \text{ MPa}$  dan nilai  $T_s$  menjadi

$$\begin{aligned}
 T_s &= n \times A_s \times f_y \\
 &= 20 \times 490,87 \times 400 \\
 &= 3926,96 \text{ kN} \\
 P_n &= C_c + C_s - T_s \\
 &= 16529,36 + 3718,34 - 3926,96 \\
 &= 16320,74 \text{ kN} \\
 M_n &= [C_c \times (h/2 - a/2)] + [C_s \times (h/2 - d')] + [T_s \times (h/2 - d')] \\
 &= [16529,4 \times (2000/2 - 777,8/2)] + [3718,34 \times (2000/2 - 93,5)] + [3926,96 \times (2000/2 - 93,5)] \\
 &= 17077,52 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5) Kondisi lentur murni ( $P_n = 0$ )

$$T_s = C_c + C_s$$

$$A_s \times f_y = (0,85 \times f'_c \times a \times b) + [A_s \times \{f_s - (0,85 \times f'_c)\}]$$

$$196348 = 21250a + \frac{294522a - 23407135,9}{a}$$

$$196348a = 21250a^2 + 294522a - 23407135,9$$

$$0 = 21250a^2 + 98174a - 23407135,9$$

Maka, dari persamaan di atas didapatkan:

$$a1 = 108,49 \text{ mm}$$

$$a2 = -209,04 \text{ mm}$$

$$a \text{ pakai} = 108,49 \text{ mm}$$

$$C = a/\beta_1$$

$$= 108,49/0,85$$

$$= 127,64 \text{ mm}$$



$$\begin{aligned}\varepsilon_s &= \frac{\varepsilon_{cu} \times (C - d')}{C} \\ &= \frac{0,003 \times (127,64 - 93,5)}{93,5} \\ &= 0,00080229\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\varepsilon_y &= \frac{f_y}{200000} \\ &= \frac{400}{200000} \\ &= 0,002\end{aligned}$$

Karena nilai  $\varepsilon_s < \varepsilon_y$  maka nilai  $f_s' = \varepsilon_s \times 200000 = 160,46$  MPa

$$\begin{aligned}M1 &= (0,85 \times f'_c \times a \times b) \times (hef - a/2) \\ &= (0,85 \times 25 \times 108,5 \times 1000) \times (1906,5 - 108,5/2) \\ &= 4270,59 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M2 &= n \times A_s \times f_s' \times (hef - d') \\ &= 20 \times 490,87 \times 160,46 \times (1906,5 - 93,5) \\ &= 2856,02 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Mn &= M1 + M2 \\ &= 4270,59 + 2856,02 \\ &= 7126,61 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$Pn = 0 \text{ kN}$$

6) Kondisi tarik sentris ( $Mn = 0$ )

$$\begin{aligned}Pn &= -n \times (A_s + A_s') \times f_y \\ &= -20 \times (2 \times 490,87) \times 400 \\ &= -7853,92 \text{ kN}\end{aligned}$$

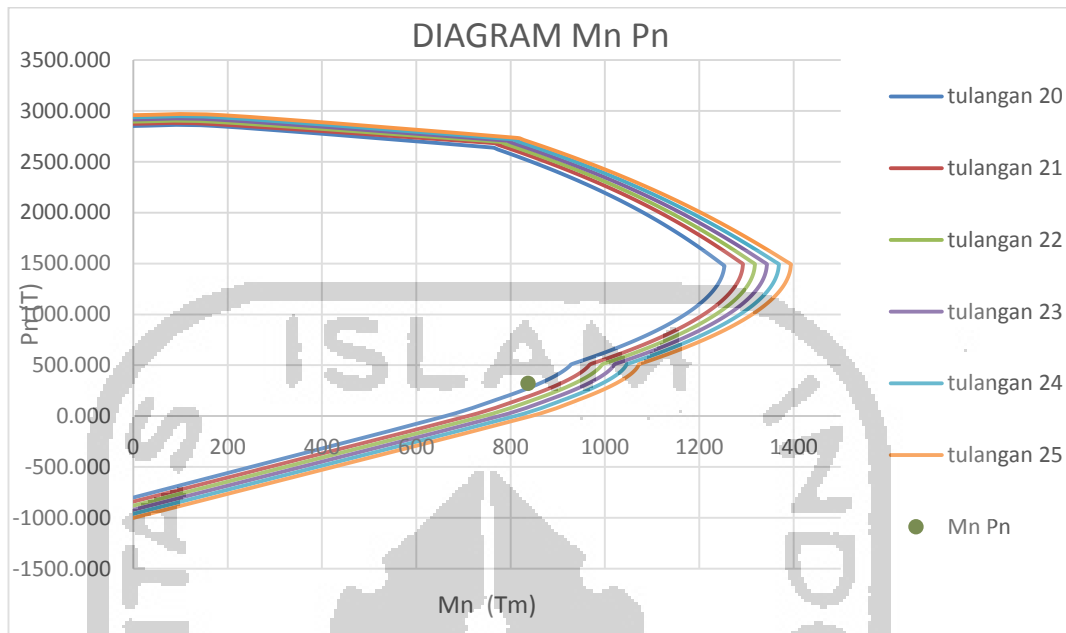
$$Mn = 0 \text{ kNm}$$

7) Rekapitulasi hasil

Berikut di bawah ini adalah rekapitulasi desain tulangan pokok kolom pilar dengan trial jumlah tulangan berturut-turut sebesar 20, 21, 22, 23, 24, 25 buah.

Tabel 5.135 Rekapitulasi Nilai Mn-Pn

Keterangan	Jumlah Tulangan (buah)	Desak Sentris	1,6Cb	Balance	0,8Cb	Lentur murni	Tarik sentris
Pn (kN)	20	49936,68	36602,3	28306,99	16320,74	0	-7853,92
Mn (kNm)		0	10665,3	17557,54	17077,52	7126,61	0
Pn (kN)	21	50322,57	37604,7	20961,41	16725,3	0	-8248,97
Mn (kNm)		0	10689,1	18107,64	17670,6	7729,12	0
Pn (kN)	22	50708,46	38173,6	21198,81	16913,11	0	-8644,02
Mn (kNm)		0	10871,5	18463,82	18026,88	6298,62	0
Pn (kN)	23	51094,35	38742,5	21436,21	17100,92	0	-9039,07
Mn (kNm)		0	11053,9	18820	18383,16	4868,12	0
Pn (kN)	24	51480,24	39311,4	21673,61	17288,73	0	-9434,12
Mn (kNm)		0	11236,3	19176,18	18739,44	3437,62	0
Pn (kN)	25	51866,13	39880,3	21911,01	17476,54	0	-9829,17
Mn (kNm)		0	11418,7	19532,36	19095,72	2007,12	0



**Gambar 5.99 Grafik Mn-Pn**

Sebelum nilai Mu-Pu diplot ke dalam grafik Mn-Pn untuk mendapatkan jumlah tulangan pokok yang akan dipakai, nilai Mu-Pu rencana perlu direduksi nilainya dengan menggunakan faktor reduksi, masing-masing sebesar  $\phi = 0,9$  untuk Mu dan  $\phi = 0,65$  untuk Pu.

8) Cek tulangan

$$\begin{aligned} As_{terpasang} &= 2 \times n \times \frac{1}{4} \times \pi \times \phi p^2 \\ &= 2 \times 24 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 24^2 \\ &= 21714,69 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{min 1} &= \frac{\sqrt{f'c}}{4 \times fy} \times b \times hef \\ &= \frac{\sqrt{25}}{4 \times 400} \times 1000 \times 1931,5 \\ &= 6035,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} As_{min 2} &= \frac{1,4}{fy} \times b \times hef \\ &= \frac{1,4}{400} \times 1000 \times 1931,5 \\ &= 6760,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$As_{max} = 0,85 \times \frac{3}{7} \times \beta 1 \times \frac{f'c}{fy} \times b \times hef$$

$$= 0,85 \times \frac{3}{7} \times 0,85 \times \frac{25}{400} \times 1000 \times 1931,5$$

$$= 37379,69 \text{ mm}^2$$

As min < As terpasang < As max .....

6760,25 < 21714,69 < 37379,69 **OK!**

Cek rasio tulangan

$$\rho = \frac{As \text{ terpasang}}{\text{Luas penampang breast wall}} \times 100\%$$

$$= \frac{2 \times 24 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2}{2000 \times 1000} \times 100\%$$

$$= 1,18 \% > 1\% \quad \text{OK!}$$

Maka, kolom pilar didesain menggunakan tulangan **48-D25**.

b. Tulangan geser

Gaya geser rencana diambil dari nilai gaya horizontal dari hasil pembebanan pilar

$$\text{Gaya geser rencana } (Vur) = 545,04 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (D) = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan } (AID) = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2$$

$$= 201,06 \text{ mm}^2$$

1) Menentukan tinggi efektif (*hef*)

$$hef = h - sb - \phi_s - \frac{1}{2} \phi_p - jt$$

$$= 2000 - 40 - 16 - 25 - \frac{1}{2} 25$$

$$= 1906,5 \text{ mm}$$

2) Gaya geser yang mampu ditahan beton ( $V_c$ )

$$V_c = \left(1 + \frac{P_u}{14 A_g}\right) \times \left(\frac{\sqrt{f'c}}{6}\right) \times b_w \times d$$

$$= \left(1 + \frac{4932046,14}{14 \cdot 1000 \cdot 2000}\right) \times \left(\frac{\sqrt{25}}{6}\right) \times 1000 \times 1906,5$$

$$= 1868,6 \text{ kN}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$V_c' = \phi \times V_c$$

$$= 0,75 \times 1868,6$$

$$= 1401,45 \text{ kN} > 545,04 \text{ kN} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}$$

## 4) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned}
 s &= d/2 \leq 600 \\
 &= 1906,5/2 \dots 600 \\
 &= 953,25 > 600 \\
 &\approx 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan geser D16-600/600

## 5.2.11. Headstock Pilar

## 1. Kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan gaya reaksi terhadap tepi dinding pilar } (x) &= \frac{b_0}{2} \\
 &= \frac{2,5}{2} \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan pada headstock pilar dapat dilihat pada Tabel 5.136 di bawah ini..

**Tabel 5.136 Kombinasi Pembebanan pada Headstock Pilar**

No	Aksi / Beban	Kode	Faktor Ultimate	$T$	$V_u$	$M_u$
				(kN)	(kN)	(kNm)
1	Berat headstock	<i>MS</i>	1,3	263,76	342,89	428,61
2	Berat struktur atas	<i>MS</i>	1,3	495,44	644,07	805,09
3	Beban mati tambahan	<i>MA</i>	2	65,7	131,39	164,24
4	Beban lajur "D"	<i>TD</i>	2	284,27	568,54	710,68
5	Beban pedestran	<i>TP</i>	1,8	45	81	101,25
6	Beban angin	<i>EW</i>	1,2	1,31	1,58	1,97
Jumlah					1769,47	2211,83

## 2. Penulangan headstock pilar

## a. Tulangan pokok

Diameter tulangan pokok ( $d_p$ )	= 32 mm
Kuat tekan beton ( $f'_c$ )	= 25 MPa
Kuat tarik baja ( $f_y$ )	= 400 MPa
Faktor distribusi tegangan beton ( $\beta_1$ )	= 0,85
Faktor distribusi tegangan lentur ( $\theta$ )	= 0,8
Tinggi <i>headstock</i> ( $h$ )	= 4000 mm
Selimit beton ( $S_b$ )	= 40 mm

## 1) Menghitung nilai momen nominal

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{0,8} \\
 &= \frac{2211,83}{0,8} \\
 &= 2764,79 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

2) Menentukan tinggi efektif *headstock* ( $d$ )

$$\begin{aligned}
 d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\
 &= 4000 - 40 - \frac{1}{2} 32 \\
 &= 3944 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

3) Menghitung nilai  $R_n$ 

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{Mn}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{2764,79 \cdot 10^6}{1000 \cdot 3944^2} \\
 &= 0,1777 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

4) Menghitung nilai  $m$ 

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \cdot f'_c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \cdot 25} \\
 &= 18,824
 \end{aligned}$$

5) Menghitung rasio tulangan  $\rho$ 

Rasio tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}}\right) \\ &= \frac{1}{18,824} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 18,824 \cdot 0,1777}{400}}\right) \\ &= 0,000446\end{aligned}$$

$\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}}$ , maka rasio tulangan yang digunakan adalah  
 $\rho_{\text{pakai}} = 0,0035$

6) Menghitung luas tulangan pokok yang diperlukan

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 3944 \\ &= 13804 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

7) Menghitung jarak tulangan pokok

$$\begin{aligned}S_{\text{pokok}} &= \frac{A1d.b}{A_s} \\ &= \frac{804,248 \cdot 1000}{13804} \\ &= 58,26 \text{ mm} \\ &\approx 60 \text{ mm}\end{aligned}$$

Dipakai tulangan pokok D32-60

b. Tulangan bagi

$$\text{Diameter tulangan bagi } (d_s) = 25 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif headstock } (d) = 3944 \text{ mm}$$

1) Menghitung luas tulangan bagi

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 13804 \\ &= 6902 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

2) Menghitung jarak tulangan bagi

$$S_{\text{bagi}} = \frac{A1d.b}{A_s}$$

$$= \frac{2490,87 \cdot 1000}{6902}$$

$$= 75,79 \text{ mm}$$

$$\approx 80 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan bagi D25-80

c. Tulangan geser

$$\text{Gaya geser rencana } (V_{ur}) = 1769,47 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser } (d_g) = 16 \text{ mm}$$

1) Menentukan tinggi efektif *headstock* ( $d$ )

$$\begin{aligned} d &= h - s_b - \frac{1}{2} d_p \\ &= 4000 - 40 - \frac{1}{2} \cdot 32 \\ &= 3944 \text{ mm} \end{aligned}$$

2) Menghitung gaya geser yang mampu ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 3944 \\ &= 3286,67 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Cek gaya geser yang ditahan beton

$$\begin{aligned} V_c' &= \phi \times V_c \\ &= 0,75 \times 3286,67 \\ &= 2465 \text{ kN} > 1769,47 \text{ kN} \end{aligned} \quad \text{PAKAI GESER PRAKTIS!}$$

4) Menghitung jarak tulangan geser

$$\begin{aligned} s &= \frac{d}{2} \leq 600 \\ &= \frac{3944}{2} \dots 600 \\ &= 1972 > 600 \\ &\approx 600 \text{ mm} \end{aligned}$$

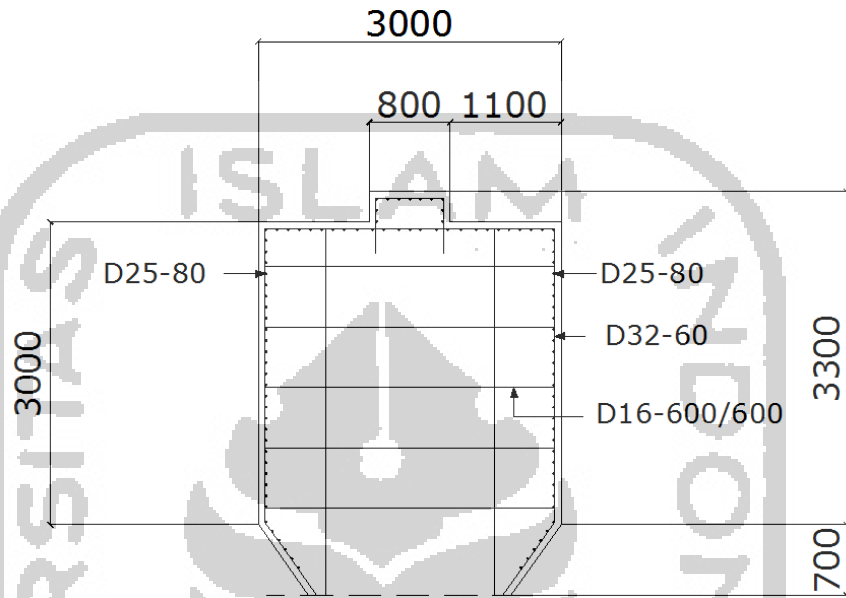
Dipakai tulangan geser D16-600/600

**Tabel 5.137 Rekapitulasi Penulangan Pilar**

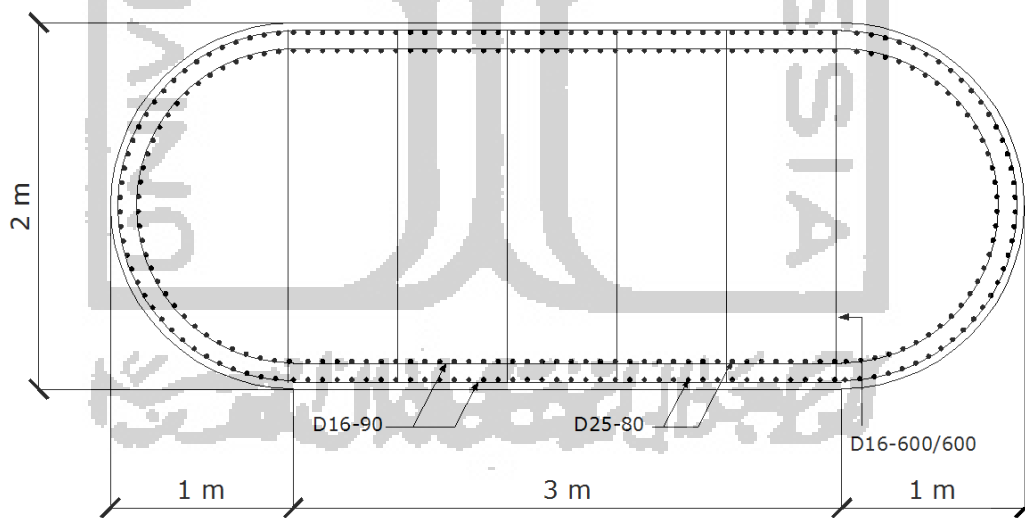
No	Jenis Struktur	Jenis Tulangan		
		Pokok	Bagi	Geser
		(mm)	(mm)	(mm)
1	<i>Headstock</i>	D32-60	D25-80	D16-600/600



2	Kolom pilar	48-D25	-	D16-600/600
3	<i>Footing</i>	D25-80	D19-90	-

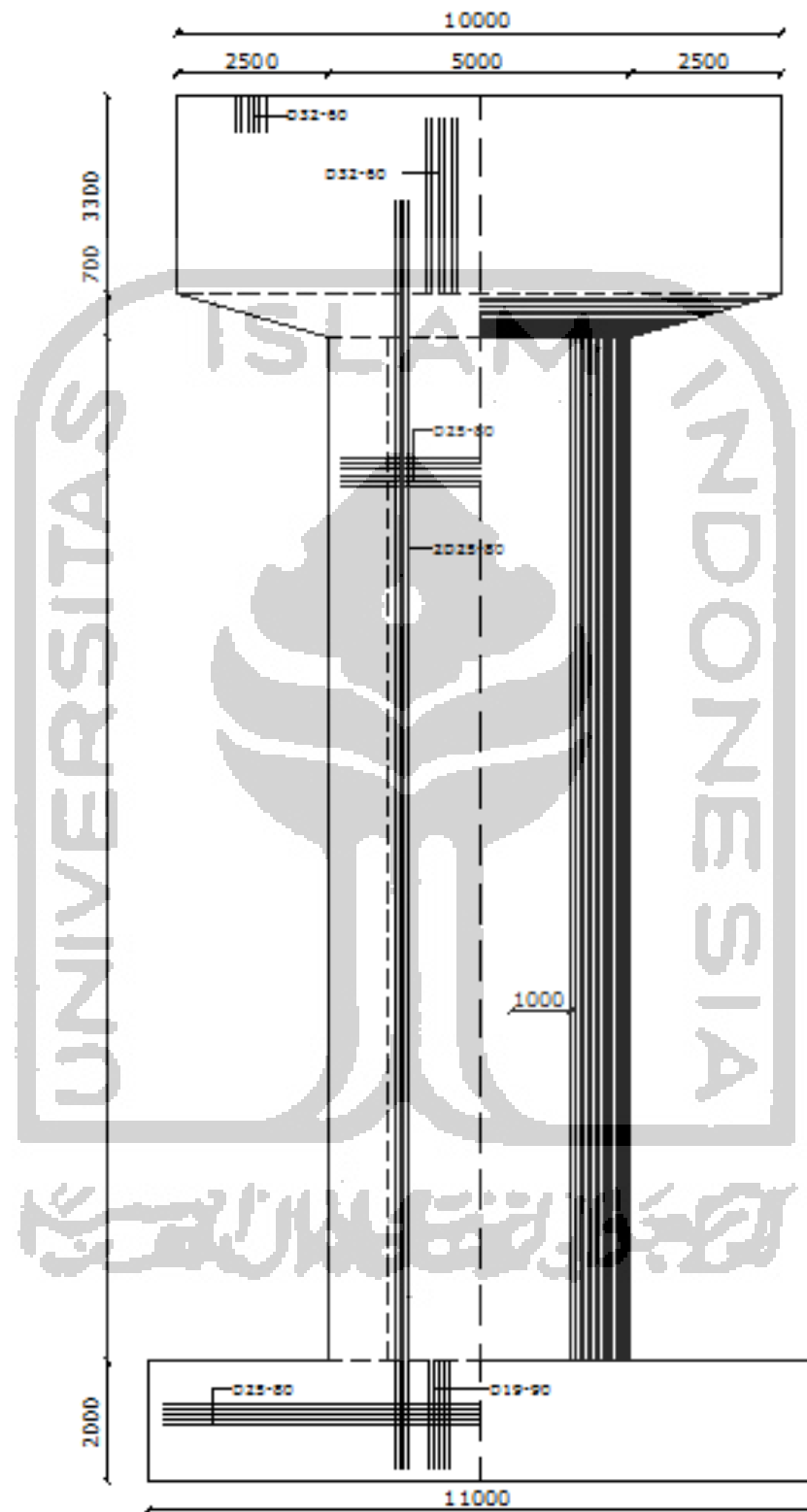


**Gambar 5.100 Penulangan Headstock**



**Gambar 5.101 Penulangan Kolom Pilar**





Gambar 5.103 Penulangan Pilar

### 5.3. Pembahasan

#### 5.3.1. Gelagar Memanjang dan Gelagar Melintang

Perencanaan profil gelagar melintang dan profil gelagar memanjang jembatan masing-masing menggunakan nilai momen yang terbesar dari seluruh nilai momen pada masing-masing gelagar memanjang dan gelagar melintang. Hal ini digunakan untuk mempermudah perhitungan penentuan profil gelagar melintang dan gelagar memanjang yang akan dipakai. Selain itu, jika digunakan nilai momen yang berbeda-beda tentunya profil yang akan didapatkan setiap gelagar akan berbeda-beda yang mana hal tersebut akan menyebabkan sulitnya proses pengerjaan di lapangan.

#### 5.3.2. Rangka Utama dan Ikatan Angin

Perencanaan profil rangka utama dan profil ikatan angin jembatan masing-masing menggunakan nilai momen yang terbesar dari seluruh nilai momen pada masing-masing rangka utama dan ikatan angin. Hal ini digunakan untuk mempermudah perhitungan penentuan profil rangka utama dan ikatan angin yang akan dipakai. Selain itu, jika digunakan nilai momen yang berbeda-beda tentunya profil yang akan didapatkan setiap batang akan berbeda-beda yang mana hal tersebut akan menyebabkan sulitnya proses pengerjaan di lapangan.

#### 5.3.3. *Abutment* dan Pondasi *Abutment*

*Abutment* pada perencanaan Jembatan Lemah Abang memiliki dimensi dengan tinggi 3,5 m, lebar 6 m, dan panjang 11 m. *Abutment* pada perencanaan Jembatan Lemah Abang menggunakan *abutment* tipe t terbalik, hal ini dikarenakan tinggi pemakaian pada *abutment* tipe t terbalik berkisar di antara 3 – 12 m yang sesuai dengan tinggi *abutment* yang dipakai.

Pondasi *abutment* menggunakan pondasi sumuran dengan diameter 2,5 m. Tanah keras di lokasi Jembatan Lemah Abang berada di kedalaman 10 m. Penggunaan pondasi sumuran ini didasari karena perbandingan kedalaman tanah keras dengan diameter pondasi sebesar 4, yang mana jika nilai perbandingannya sebesar 4 maka pondasi yang digunakan adalah pondasi peralihan/sumuran.

#### 5.3.4. Pilar dan Pondasi Pilar

Pilar pada perencanaan Jembatan Lemah Abang menggunakan pilar tipe dinding. Pemilihan bentuk pilar tipe dinding ini dikarenakan penempatan pilar berada di sungai, yang mana jika pilar ditempatkan di sungai maka yang harus dipertimbangkan adalah memilih bentuk pilar yang sekecil mungkin.

Pondasi pilar menggunakan pondasi telapak dengan tinggi 2 m. Tanah keras di lokasi perencanaan pilar Jembatan Lemah Abang berada di kedalaman 1 m. Penggunaan pondasi telapak ini didasari karena perbandingan kedalaman tanah keras dengan diameter pondasi sebesar 0,5, yang mana jika nilai perbandingannya sebesar 0,5 maka pondasi yang digunakan adalah pondasi dangkal yang mana pondasi telapak merupakan salah satu bentuk pondasi dangkal.

