

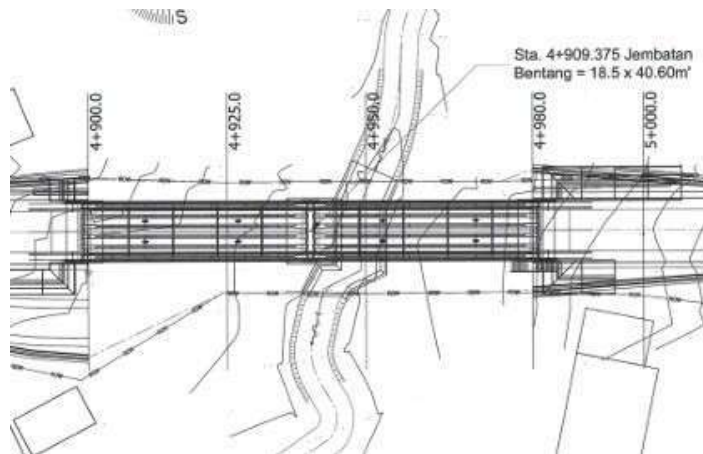
HASIL PENGAMATAN

4.1. Pengumpulan Data

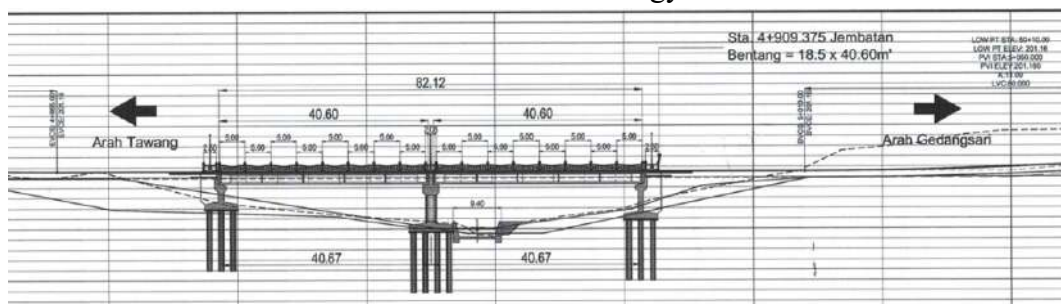
Pada perencanaan jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV (STA 4+909,375) telah mengumpulkan data pendukung sebagai berikut:

1. Data Topografi

Sebelum melakukan perencanaan pada jembatan, diperlukan adanya site plan dari jembatan yang ingin direncanakan seperti yang ditunjukkan di gambar 4.1, gambar 4.2, serta 4.3.



Gambar 4. 1 Site Plan Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV
Sumber: DPUPESDM Yogyakarta



Gambar 4. 2 Potongan Memanjang Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV
Sumber: DPUESDM Yogyakarta

Sumber: DPUPESDM Yogyakarta

2. Data Tanah

Pada data tanah berupa hasil N-SPT di proyek jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagaimana ditunjukkan pada gambar 4.4 berikut ini:

Gambar 4. 4 Hasil Pengujian Tanah
Sumber: DPUPESDM Yogyakarta

4.2. Analisis Data

Setiap perencanaan jembatan melakukan analisa struktur yang dimulai dengan struktur atas jembatan hingga struktur bawah jembatan. Berikut analisa struktur pada perencanaan Jembatan Tawang – Ngalang IV (STA 4+909,375):

1) Parapet

Direncanakan struktur Parapet dengan asumsi berikut ini:

Speisfikasi beton (f'_c)	= 30 Mpa
Speisfikasi tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Selimut beton	= 30 mm
Lebar parapet	= 200 mm
Lebar optimal	= 170 mm
Lebar yang ditinjau	= 1000 mm
Elevasi parapet (t_1)	= 1200 mm
Elevasi trotoar (t_2)	= 300 mm
Total elevasi (t_3)	= 1500 mm
Beban tumbukan manusia (H_1)	= 100 kN/m
Beban tumbukan kend (H_2)	= 500 kN/m
Variabel beban hidup (f)	= 1,3

a. Beban Hidup

Perhitungan parapet pada beban hidup didasari oleh PPPJJR yakni beban yang diterima oleh parapet dihasilkan dari tumbukan kendaraan. Beban horizontal yang dihasilkan pada railing sebesar 100 kg/m serta beban horizontal pada kerb 500 kg/m.

$$\begin{aligned}
 Mu &= (H_1 \times t_1) + (H_2 \times t_2) \times \text{variabel beban hidup} \\
 &= (100 \times 1200) + (500 \times 300) \times 1,3 \\
 &= 351,00 \text{ kgm} \\
 &= 3,4433 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen pada beban hidup telah didapatkan, langkah selanjutnya melakukan perhitungan pada tulangan parapet, sebagai berikut:

- Momen Ultimit (M_u)

$$M_u = 3,4433 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal (M_n)

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{3,4433}{0,8} \\ &= 4,3041 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{4,3041}{1000 \times 170^2} \\ &= 0,1489 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang Pembesian Permukaan Seimbang

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

- Rentang Pembesian Minimum

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

- Rentang Pembesian Maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \\ &= 0,0228 \end{aligned}$$

- Rentang Pembesian yang Dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,4706
 \end{aligned}$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}
 \rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,4706} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4706 \times 0,1489}{420}} \right) \\
 &= 0,0003556
 \end{aligned}$$

- Cek Persyaratan

$$\begin{aligned}
 \rho_{hitung} &< \rho_{min} \\
 0,0003556 &< 0,0033 \text{ Maka memakai } \rho_{min} = 0,0033.
 \end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus berikut ini:

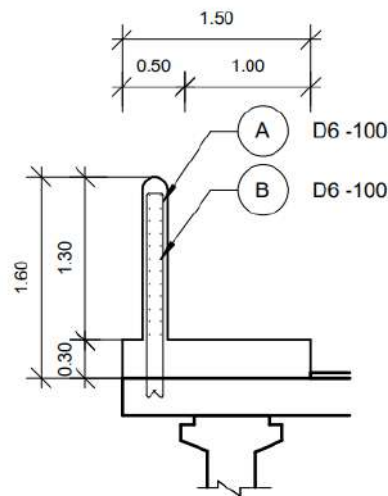
$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 200 \times 250 \\
 &= 167 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada parapet dipakai tulangan D6-100 (283 mm²).

Kemudian dapat dilanjutkan menghitung kebutuhan tulangan bagi

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan bagi} &= 0,5 \times \text{As tulangan utama} \\
 &= 0,5 \times 167 \\
 &= 83 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil tulangan bagi pada parapet memakai tulangan D6-100 (283 mm²).



Gambar 4. 5 Parapet
Sumber: Penyusun, 2025

2) Plat Dek

Direncanakan struktur Plat Dek dengan asumsi berikut ini:

Speisfikasi beton	$(f'c)$	= 30	Mpa
Speisfikasi tulangan	(fy)	= 400	Mpa
Lebar optimal	(b)	= 1000	mm
Panjang plat dek	(P)	= 1210	mm
Tebal plat dek	(t)	= 70	mm
Selimut beton	(p)	= 30	mm
Tebal optimal	(h)	= 40	mm
Berat jenis beton	(γc)	= 25	kg/m ³
Berat Jenis air hujan	(γh)	= 9,81	kg/m ³

Kemudian, dapat melanjutkan perhitungan beban berupa beban hidup serta beban mati yaitu beban plat lantai, beban air hujan, serta beban dari plat dek itu sendiri. Berikut adalah perhitungan aksi beban yang terjadi pada plat dek:

a. Beban Hidup

Beban hidup pada plat dek berasal dari beban manusia yang ada di atas jembatan. Oleh karena itu, qD total = 1 kN/m.

b. Beban Mati

Pada tabel 4.1 di bawah ini adalah perhitungan karena beban mati pada plat dek:

Tabel 4. 1 Perhitungan Karena Beban Mati pada Plat Dek

Beban	Tebal	Berat Jenis	Variabel Beban	qu (kN/m)
Pelat Lantai	0,22	25	1,3	7,150
Air Hujan	0,05	9.81	0,99	0,486
Pelat Dek	0,07	25	1,3	2,275
Total				9,911

Sumber: Penyusun, 2025

Selanjutnya perhitungan momen ultimit dengan arah x serta arah y sebagaimana penjelasan berikut ini:

$$\begin{aligned}
 M_{qx} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 9,911 \times 1^2 \\
 &= 0,9911 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{qy} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 9,911 \times 1210^2 \\
 &= 0,7081 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kemudian perhitungan kebutuhan tulangan dari arah x serta arah y sebagai berikut:

TULANGAN ARAH X

- Momen Ultimit

$$M_u = 0,9911 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{0,9911}{0,8} \\
 &= 1,2388 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{1,2388}{70 \times 1^2} \\
 &= 0,0176975 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325\end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

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

- Rentang pembesian maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244\end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6863\end{aligned}$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,0176975}{400}} \right) \\ &= 0,00004426\end{aligned}$$

- Cek persyaratan

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &< \rho_{min} \\ 0,00004426 &< 0,0035 \text{ Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.\end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus berikut ini:

$$\begin{aligned}\text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 70 \times 1000 \\ &= 245,0 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat dek arah x memakai tulangan D13-150 (885 mm^2).

TULANGAN ARAH Y

- Momen Ultimit

$$M_u = 0,7081 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{0,7081}{0,8} \\ &= 0,8852 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{0,8852}{70 \times 1,21^2} \\ &= 0,0086370 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325\end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

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

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

$$= 0,0035$$

- Rentang pembesian maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0325$$

$$= 0,0244$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c}$$

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

$$= 15,6863$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

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

$$= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,0086370}{400}} \right)$$

$$= 0,0000216$$

- Cek persyaratan

$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,0000216 < 0,0035 \text{ Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

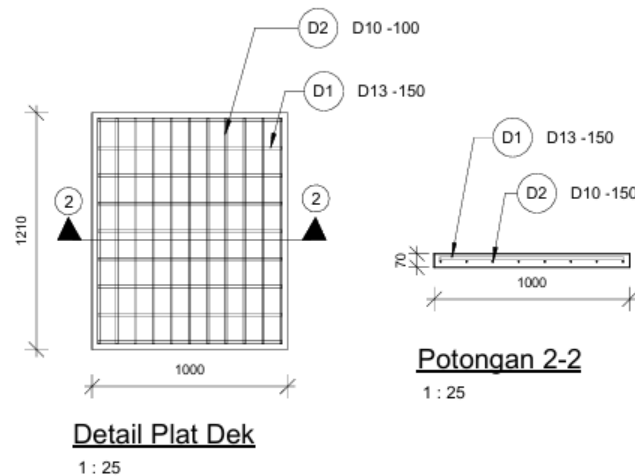
Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\text{As tulangan utama} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 70 \times 1210$$

$$= 296,5 \text{ mm}^2$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat dek arah y memakai tulangan D10-150 (524 mm²).



Gambar 4. 6 Plat Dek
Sumber: Penyusun, 2025

3) Plat Lantai

Direncanakan struktur Plat Lantai dengan 2 bentang yang memiliki panjang bentang serupa yaitu 40,60 dengan asumsi sebagai berikut:

Panjang bentang (Lb)	= 40,60 m
Lebar plat lantai (Wr)	= 11,00 m
Tebal plat lantai (ts)	= 300 mm
Total girder (ng)	= 6 buah
Jarak antar girder (Sg)	= 1850 mm
Total diafragma (nd)	= 6 buah
Jarak antar diafragma (Sd)	= 1210 mm
Total lanjur (nl)	= 2

Plat lantai berfungsi sebagai jalur lintasan kendaraan pada jembatan. Dalam proses perencanaannya, ketebalan plat lantai harus memenuhi ketentuan mengenai tebal minimum serta maksimum sebagaimana tertera dalam RSNI T-12-2004 Pasal 5.5.2 melalui persamaan berikut:

Syarat 1

$$ts > 200 \text{ mm}$$

$$300 > 200 \text{ mm} \text{ (OK!)}$$

Syarat 2

$$ts > (100+0,004L) \text{ mm}$$

$$300 > 107,40 \text{ mm} \text{ (OK!)}$$

Dengan dasar persyaratan di atas, dapat disimpulkan bahwa tebal plat lantai yang direncanakan telah memenuhi persyaratan. Kemudian dapat merencanakan data perencanaan lainnya meliputi:

Lebar efisien plat (b)	= 1000 mm
Panjang total plat (Wr)	= 11000 mm
Tebal plat (ts)	= 300 mm
Selimut beton	= 50 mm
Tebal efisien plat (de)	= 250 mm
Inersia permukaan (I_g)	$= \frac{b \times ts^3}{12}$ $= \frac{1000 \times 300^3}{12}$ $= 7500000 \text{ mm}^4$
Titik berat permukaan (yt)	$= \frac{ts}{2}$ $= \frac{300}{2}$ $= 150 \text{ mm}$
Speisfikasi beton (f'_c)	= 30 Mpa
Speisfikasi tulangan (f_y)	= 420 Mpa
Berat jenis beton (γ_c)	= 25 kN/m ³
Berat jenis aspal (γ_s)	= 22 kN/m ³
Berat jenis air hujan (γ_{ah})	= 9,81 kN/m ³
Tebal air hujan (t_{ah})	= 50 mm
Tebal trotoar (t_t)	= 40 mm

Setelah menentukan ukuran serta speisfikasi , selanjutnya adalah memastikan bahwa plat lantai tersebut mampu menahan beban yang akan diterimanya. Untuk itu, perlu dilakukan analisis aksi beban dengan penjelasan berikut ini:

a. Beban Mati Merata

Pada Tabel 4.2 di bawah ini adalah perhitungan pada beban mati merata pada plat lantai.

Tabel 4. 2 Perhitungan Beban Mati Merata

Beban	Tebal	Berat Jenis	γ	q (kN/m)
Plat lantai	0,30	25,00	1,30	9,75
Aspal	0,04	22,00	2,00	1,76
Air hujan	0,05	9,81	2,00	0,981
Total				12,491

Sumber: Penyusun, 2025

Kemudian dapat dilanjutkan dengan menghitung momen pada beban mati merata pada arah x serta arah y dengan penjelasan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{qx} &= \frac{1}{10} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{10} \times 12,491 \times 11^2 \\
 &= 151,1411 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{qy} &= \frac{1}{30} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{30} \times 12,491 \times 11^2 \\
 &= 50,3804 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Truk

Metode perhitungan beban truk mengikuti pada SNI 1725:2016, yakni:

Variabel dinamis BGT (DLA) = 0,3 (Untuk perhitungan beban truk)

Beban kritis roda truk (PTT) = 112,50 kN

Variabel beban untuk jenis struktur girder beton = 1,80

$$\begin{aligned}
 Pu \text{ Truck} &= (1+DLA) \times PTT \times \text{Variabel beban} \\
 &= (1+0,3) \times 112,50 \times 1,80 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah itu menghitung kekuatan nominal plat lantai ketika menahan beban:

$$\begin{aligned}
 t_y &= 200 + (2 \times h \text{ aspal}) + h \text{ plat} \\
 &= 200 + (2 \times 50) + 300 \\
 &= 600 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 t_x &= 500 + (2 \times h \text{ aspal}) + h \text{ plat} \\
 &= 500 + (2 \times 50) + 300 \\
 &= 900 \text{ mm} \\
 b' &= (2 \times t_x) + (2 \times t_y) \\
 &= (2 \times 900) + (2 \times 600) \\
 &= 3000 \text{ mm} \\
 V_c &= 0,17 \times \sqrt{f'c \times b' \times d} \\
 &= 0,17 \times \sqrt{30 \times 3000 \times 250} \\
 &= 790,57 \text{ mm} \\
 V_u &= \phi \times V_c \\
 &= 0,8 \times 790,57 \\
 &= 632,4555 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan

$$\begin{aligned}
 V_u &> P_u \text{ Truck} \\
 632,4555 &> 263,25 \quad (\text{Aman})
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, menghitung momen yang disebabkan oleh beban hidup yang bekerja pada plat lantai dengan memakai Tabel *bittner* dengan penjelasan rumus berikut:

c. Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 L_x &= 11000 \text{ mm} \\
 L_y &= \infty \\
 t_x/L_x &= 0,1 \\
 t_y/L_x &= 0,6 \\
 \\
 M_{hx} &= f_{xm} \times P_u \times t_x \times t_y \\
 &= 0,1975 \times 263,25 \times 0,90 \times 0,60 \\
 &= 28,0756125 \text{ kN/m} \\
 M_{hy} &= f_{ym} \times P_u \times t_x \times t_y \\
 &= 0,0651 \times 263,25 \times 0,90 \times 0,60 \\
 &= 9,2542905 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian menghitung momen ultimit keseluruhan yang terjadi pada arah x serta arah y untuk struktur plat lantai dengan penjelasan berikut ini:

- Momen Ultimit Arah x

$$\begin{aligned} Mu &= M_{qx} + M_{hx} \\ &= 13,7401 + 28,0756125 \\ &= 41,8157 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen Ultimit Arah y

$$\begin{aligned} Mu &= M_{qy} + M_{hy} \\ &= 4,5800 + 9,2542905 \\ &= 13,8343 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Setelah mengetahui nilai momen ultimitnya, dilanjutkan dengan menghitung tulangan plat lantai pada arah x serta arah y dengan rincian sebagai berikut:

TULANGAN ARAH X

- Momen Ultimit

$$Mu = 41,8157 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{41,8157}{0,8} \\ &= 52,2696 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{52,2696}{1000 \times 250^2} \\ &= 0,8363 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033\end{aligned}$$

- Rentang pembesian maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \\ &= 0,0228\end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,4706\end{aligned}$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,4706} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4706 \times 0,8363}{420}} \right) \\ &= 0,00202\end{aligned}$$

- Cek persyaratan

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &< \rho_{min} \\ 0,00202 &< 0,0033 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0033.\end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 250 \\ &= 833,3 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat lantai arah x memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).

TULANGAN ARAH Y

- Momen Ultimit

$$M_u = 13,8343 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{13,8343}{0,8} \\ &= 17,2929 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{17,2929}{70 \times 1,21^2} \\ &= 0,2767 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,0304 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian maksimum

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,0304 \\ &= 0,0228 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,4706 \end{aligned}$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned} \rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,4706} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4706 \times 0,2767}{420}} \right) \\ &= 0,000662 \end{aligned}$$

- Cek persyaratan

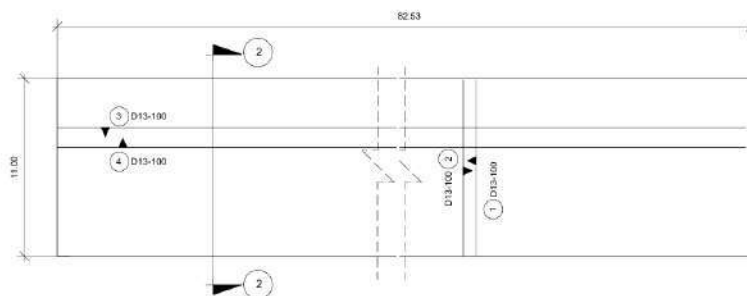
$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,000662 < 0,0033 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0033.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 250 \\ &= 833,3 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat lantai arah x memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).



Gambar 4. 7 Plat Lantai
Sumber: Penyusun, 2025

4) Plat Injak

Direncanakan struktur Plat Injak dengan asumsi berikut ini:

Speisfikasi beton ($f'c$) = 20 Mpa

Speisfikasi tulangan (f_y) = 400 Mpa

Panjang plat injak = 5000 mm

Lebar plat = 8000 mm

Lebar optimal = 1000 mm

Tebal pelat = 300 mm

Selimut beton = 50 mm

Tebal optimal = 250 mm

Berat Jenis beton (γ_c) = 24,525 kN/m

Berat Jenis aspal (γ_s) = 21,582 kN/m

Berat Jenis tanah (γ_{ah}) = 16,677 kNm

Selanjutnya menganalisis aksi beban yang terjadi pada beban aspal, beban tanah, serta beban dari plat injak itu sendiri. Berikut analisis aksi beban yang terjadi pada plat injak yang ditunjukkan pada Tabel 4.3.

Tabel 4. 3 Analisis Aksi beban pada Plat Injak

No	Beban	Tebal	Berat Jenis	Variabel Beban	Qu (kN/m)
1.	Plat Injak	0,3	24,525	1,6	11,772
2.	Timbunan	0,67	16,677	1,6	17,878
3.	Agregat Kelas A	0,2	21,582	1,6	6,906
4.	AC Base	0,12	21,582	1,6	4,144
5.	AC – BC	0,08	21,582	1,6	2,762
6.	AC – WC	0,04	21,582	1,6	1,381
7.	BTR				9,000
TOTAL					53,843

Sumber: Penyusun, 2025

Kemudian dilanjutkan dengan perhitungan momen ultimit arah x serta arah y sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{qx} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 53,843 \times 8^2 \\
 &= 430,7478 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{qy} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 53,843 \times 5^2 \\
 &= 168,2609 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Setelah mengetahui nilai momen ultimitnya, dilanjutkan dengan menghitung tulangan plat injak arah x serta arah y dengan penjabaran berikut:

TULANGAN ARAH X

- Momen Ultimit

$$M_u = 430,7478 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{430,7478}{0,8} \\
 &= 538,4347 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{538,4347}{300 \times 8000^2} \\
 &= 0,0280435 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'_c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 20}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0,0217
 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

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

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

$$= 0,0035$$

- Rentang pembesian maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,0217$$

$$= 0,0163$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c}$$

$$= \frac{400}{0,85 \times 20}$$

$$= 23,5294$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

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

$$= \frac{1}{23,5294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23,5294 \times 0,0280435}{400}} \right)$$

$$= 0,0000702$$

- Cek persyaratan

$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,0000702 < 0,0035 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\text{As tulangan utama} = \rho_{min} \times b \times h_{ef}$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 250$$

$$= 875,0 \text{ mm}^2$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat injak arah x memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).

TULANGAN ARAH Y

- Momen Ultimit

$$Mu = 168,2609 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{168,2609}{0,8} \\ &= 0,0280435 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel Tahanan

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{0,0280435}{300 \times 5000^2} \\ &= 0,0280435 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 20}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0217 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian maksimum

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0217 \\ &= 0,0163 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut ini:

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

$$= \frac{400}{0,85 \times 20}$$

$$= 23,5294$$

Kemudian nilai m dipakai untuk menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\rho_{hitung} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{23,5294} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 23,5294 \times 0,0280435}{400}} \right)$$

$$= 0,0000187$$

- Cek persyaratan

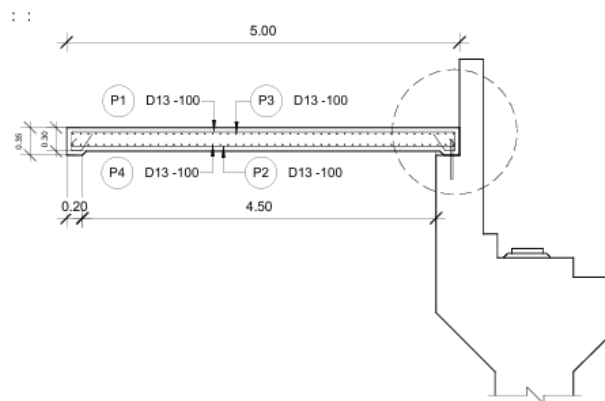
$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,0000187 < 0,0035 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 250 \\ &= 875,0 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada plat injak arah y memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).



Gambar 4. 8 Plat Injak
Sumber: Penyusun, 2025

5) Gelagar

Dalam merencanakan PCI Gider dapat melakukan beberapa parameter di bawah ini:

Lebar jembatan	= 11000	mm
Panjang jembatan	= 40600	mm
h girder	= 2100	mm
Jarak girder	= 1850	mm
Selimut beton	= 50	mm

Gelagar

Ketahanan tekan beton usia 28 hari (f'_{cg})	= 60 Mpa
Ketahanan tekan beton awal saat stressing (f'_{cig})	= 48 Mpa
Konstanta kelenturan girder saat stressing (E_{cig})	= $4700 \times \sqrt{f'_{cig}}$ = 32562,555 Mpa
Konstanta kelenturan girder saat usia 28 hari (E_{cg})	= $4700 \times \sqrt{f'_{cg}}$ = 36406,043 Mpa
Berat jenis beton (γ_c)	= 25 kN/m ³
Plat beton	
Ketahanan tekan beton usia 28 hari (f'_{cd})	= 30 Mpa
Ketahanan tekan beton saat pertama kali dibebani (f'_{cid})	= 25 Mpa
Konstanta kelenturan beton saat usia 28 hari (E_{cd})	= 25742,96 Mpa
Konstanta kelenturan beton saat stressing (E_{cid})	= 23500,00 Mpa
Baja Prategang	
Tipe strand yang dipakai	= <i>Seven Wire Strand, Low Relaxation</i>
Diameter strand (D_{ps})	= 12,7 mm
Area permukaan strand (A_{STRAND})	= 98,71 mm ²

Tegangan putus baja prategang (f_{pu})	= 1860 Mpa
Kekuatan leleh baja prategang (f_{py})	= $0,9 \times f_{pu}$ = 1674 Mpa
Konstanta kelenturan baja prategang (E_{ps})	= 197000 Mpa
Tegangan awal pada strand prategang prategang (f_{pbt})	= $0,75 \times f_{pu}$ = 1395 Mpa
Baja Tulangan	
Tegangan batas elastis baja tulangan biasa (f_y)	= 420 Mpa
Konstanta kelenturan baja tulangan non prategang (E_s)	= 200000 Mpa

Sesudah seluruh data perencanaan tersedia, ukuran awal girder serta permukaan melintang jembatan dapat ditentukan Dengan dasar Perencanaan Menurut Teknis Jembatan (2017, revisi), subbab 7.1, elevasi awal sistem dek pada jembatan girder beton I prategang dengan bentang sederhana adalah sebesar 0,045L

Panjang jembatan (L_b)	= 40600 mm
Elevasi minimal dek (hd)	= $0,045 \times L_b$ = $0,045 \times 40600$ = 1827 mm

Jarak setiap girder serta total girder yang dipergunakan bisa megikuti dari Tabel 3.6.2.2.2b-1 pada Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan 2017 (revisi). Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk jembatan tipe k yakni:

- Jarak antar girder yang disyaratkan berkisar antara 1100 mm hingga 2100 mm; pada perencanaan ini dipilih jarak 1850 mm.
- Ketebalan pelat harus berada dalam rentang 110 mm hingga 300 mm; untuk proyek ini dipakai ketebalan pelat 300 mm.
- Panjang pelat kantilever di sisi luar girder eksterior ditentukan menurut Tabel 3.6.2.2.2d-1 yang menunjukkan rentang –300 mm sampai 1700

mm; pada Jembatan Tawang–Ngalang Segmen IV panjang pelat kantilever dipilih sebesar 500 mm.

Dengan dasar persyaratan tersebut, maka ukuran awal girder serta ukuran permukaan melintang jembatan dapat ditetapkan sebagai berikut:

Girder yang dipakai	= Girder I Pratekan
Jarak antar girder (S_g)	= 1850 mm
Tebal pelat (t_s)	= 300 mm
Total girder (n_g)	= 5 buah
Lebar jalan (W_r)	= 8000 mm

Selanjutnya dapat melakukan Analisa struktur pada PCI Girder dengan memperhatikan dua kondisi yakni komposit serta non-komposit. Pada Tabel 4.4 di bawah ini menunjukkan perhitungan data yang dipakai dalam balok permukaan non-komposit atau permukaan dasar gelagar.

Tabel 4. 4 Perhitungan Balok Permukaan Non – Komposit Gelagar

No.	Dimensi		Luas	Jarak titik berat pada alas	Statis Momen	Inersia Momen tiap bagian	Inersia Momen pada titik berat bagian
	b	h	A	Y	A.y	A.y ²	I _o
	m	m	m ²	M	m ³	m ⁴	m ⁴
1,00	0,60	0,07	0,042	2,065	0,087	0,179	0,000017
2,00	0,80	0,13	0,104	1,965	0,204	0,402	0,000146
3,00	0,30	0,12	0,036	1,860	0,067	0,125	0,000029
4,00	0,20	1,65	0,330	1,050	0,347	0,364	0,074869
5,00	0,25	0,25	0,063	0,330	0,021	0,007	0,000217
6,00	0,70	0,25	0,175	0,125	0,022	0,003	0,000911
Total (Σ)			0,750		0,747	1,079	0,07619

Sumber: *Penyusun, 2025*

$$\begin{aligned}
 \text{Area permukaan girder non-komposit (} A_g \text{)} &= 749500 \text{ mm}^2 \\
 \text{Momen inersia girder non-komposit pada serat bawah girder (} I_b \text{)} &= \sum A.y^2 + \sum I_o \\
 &= 1154765713889 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen inersia girder non-komposit pada sumbu netral (} I_g \text{)} &= I_b - A(yb)^2 \\
 &= 410870326130 \text{ mm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Elevasi girder non-komposit } (hg) &= 2100 \text{ mm} \\
\text{Jarak dari sumbu netral ke tepi bawah girder } (yb) &= \frac{\sum A \cdot y}{\sum A} \\
&= 996,73 \text{ mm} \\
\text{Jarak dari sumbu netral ke tepi atas } (yt) &= hg - yb \\
&= 1103,27 \text{ mm} \\
\text{Konstanta permukaan serat bawah girder non-komposit } (Sb) &= \frac{Ig}{yb} \\
&= 412217802,60 \text{ mm}^3 \\
\text{Konstanta permukaan serat atas girder non-komposit } (St) &= \frac{Ig}{yt} \\
&= 372411790,34 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

Begitu seluruh data permukaan non-komposit terkumpul bisa dilanjutkan dengan permukaan komposit dengan kondisi pelat lantai serta pelat dek yang sudah mengeras. Sebelum itu lebih dulu dicari Rentang konstanta permukaan kelenturan pelat pada girder guna menentukan lebar permukaan transisi sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
\text{Rentang konstanta kelenturan pelat } (n) &= \frac{Ec_g}{Ec_d} \\
&= 1,41 \\
\text{Lebar permukaan sayap transisi } (bef) &= \frac{Sg}{n} \\
&= 1308,15 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Setelah itu melakukan Analisa struktur pada PCI Girder dalam kondisi komposit. Pada Tabel 4.5 adalah perhitungan dari balok permukaan komposit atau permukaan dasar gelagar.

Tabel 4. 5 Perhitungan Balok Permukaan Komposit Gelagar

No	Dimensi		Luas	Jarak titik berat pada alas	Statis Momen	Inersia Momen tiap bagian	Inersia Momen pada titik berat bagian
	(b)	(h)	(A)	(y)	(A.y)	(A.y ²)	(Io)
	m	m	m ²	m	m ³	m ⁴	m ⁴
1,00	0,60	0,07	0,042	2,065	0,087	0,179	0,000017
2,00	0,80	0,13	0,104	1,965	0,204	0,402	0,000146
3,00	0,30	0,12	0,036	1,860	0,067	0,125	0,000029
4,00	0,20	1,65	0,330	1,050	0,347	0,364	0,074869

No	Dimensi		Luas	Jarak titik berat pada alas	Statis Momen	Inersia Momen tiap bagian	Inersia Momen pada titik berat bagian
	(b)	(h)					
	m	m	m ²	m	m ³	m ⁴	m ⁴
5,00	0,25	0,25	0,063	0,330	0,021	0,007	0,000217
6,00	0,70	0,25	0,175	0,125	0,022	0,003	0,000911
7,00	1,43	0,30	0,392	2,250	0,883	1,987	0,002943
Total (Σ)			1,142		1,630	3,065	0,079133

Sumber: *Penyusun, 2025*

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi total sistem dek komposit } (hcg) &= hg + ts \\
 &= 2400 \text{ mm} \\
 \text{Area permukaan girder komposit } (Acg) &= A.y \\
 &= 1141944,26 \text{ mm}^2 \\
 \text{Momen inersia system pada serat bawah } (Ibc) &= \sum A.y^2 + \sum Io \\
 &= 3144458130130,66 \text{ mm}^4 \\
 \text{Momen inersia girder komposit } (Icg) &= Ibc - A. (ybcg)^2 \\
 &= 817670597277,38 \text{ mm}^4 \\
 \text{Jarak dari sumbu netral ke tepi bawah girder komposit } (ybcg) &= \frac{\sum A.y}{\sum A} \\
 &= 1427,43 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas girder komposit } (ytcg) &= hg - ybcg \\
 &= 672,57 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat teratas pelat dek permukaan komposit } (ytcg) &= hcg - ybcg \\
 &= 972,57 \text{ mm} \\
 \text{Jarak sumbu netral ke serat terbawah pelat dek permukaan komposit } (ybcd) &= hcg - ybcg - ts \\
 &= 672,57 \text{ mm} \\
 \text{Konstanta permukaan bawah girder komposit } (Stcg) &= \frac{Icg}{ytcg} \\
 &= 1215746992,39 \text{ mm}^3 \\
 \text{Konstanta permukaan atas pelat komposit } (Sbcg) &= \frac{Icg}{ybcg} \\
 &= 572825668,65 \text{ mm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Konstanta permukaan atas pelat komposit} &= \frac{I_{cg}}{y_{tcd}} \\ (Stcd) &= 840734970,83 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Konstanta permukaan bawah pelat komposit} &= \frac{I_{cg}}{y_{bcd}} \\ (Sbcd) &= 1215746992,39 \text{ mm}^3\end{aligned}$$

Setelah menganalisis sifat-sifat gelagar, langkah selanjutnya adalah melakukan analisis pada aksi beban yang ditanggung oleh gelagar. Aksi beban yang dianalisis meliputi:

1. Beban Mati Struktural (MS)

- Beban plat (W_p)

$$\begin{aligned}\text{Lebar pelat tributary } (W_s) &= 1850 \\ W_p &= W_s \times t_s \times \gamma_c \\ &= 13,88 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Beban RC Plate

$$\begin{aligned}\text{Lebar RC Plate } (W_{RC}) &= 1210 \text{ mm} \\ \text{Tebal } (t_{RC}) &= 70 \text{ mm} \\ W_{RCP} &= W_{RC} \times t_{RC} \times \gamma_c \\ &= 2,12 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Beban girder (W_g)

$$\begin{aligned}W_g &= A_g \times \gamma_c \\ &= 18,74 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

- Beban diafragma

$$\begin{aligned}\text{Area permukaan diafragma } (A_{dp}) &= 2494167,00 \text{ mm}^2 \\ \text{Tebal diafragma } (t_{dp}) &= 200 \text{ mm} \\ \text{Total diafragma } (n_{dp}) &= 6 \text{ buah} \\ W_{dp} &= A_{dp} \cdot t_{dp} \cdot \frac{n_{dp}}{L_b} \cdot \gamma_c \\ &= 1,84 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

2. Beban Mati Tambahan (MA)

- Beban aspal

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

- Tebal aspal (t_a) = 40 mm
 W_s = $ws \times ta \times \gamma_a$
 = 1,63 kN/m
- Beban total parapet
 Beban parapet (W_p) = 9,75 kN/m
 Beban trotoar (W_t) = 7,50 kN/m
 Beban parapet + trotoar (W_b) = 17,25 kN/m
 Total parapet (n_b) = 2 buah
 W_p = $Wb \cdot \frac{n_b}{n_g}$
 = 5,75 kN/m
 - Beban air hujan
 Berat volume aspal (γ_{ah}) = 10 kN/m³
 Tebal air hujan (t_{ah}) = 50 mm
 W_{ah} = $ws \times ta \times \gamma_{ah}$
 = 0,93 kN/m

3. Momen Maksimum Karena MS serta MA

- Momen karena berat pelat lantai
 M_{MS_S} = $\frac{1}{8} \cdot W_s \cdot Lb^2$
 = 2858,87 kNm
- Momen karena berat gelagar
 M_{MS_G} = $\frac{1}{8} \cdot W_g \cdot Lb^2$
 = 3860,77 kNm
- Momen karena berat RC Plate
 M_{MS_RCP} = $\frac{1}{8} \cdot W_{RCP} \cdot Lb^2$
 = 436,30 kNm
- Momen karena berat diafragma
 M_{MS_D} = $\frac{1}{8} \cdot W_D \cdot Lb^2$

$$= 379,74 \text{ kNm}$$

- Momen karena berat *barrier*

$$\begin{aligned} M_{MA_B} &= \frac{1}{8} \cdot W_{br} \cdot Lb^2 \\ &= 1184,76 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Momen karena berat aspal serta air

$$\begin{aligned} M_{MA_A} &= \frac{1}{8} \cdot W_a \cdot Lb^2 \\ &= 526,03 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Gaya Geser Maksimum Karena *MS* serta *MA*

- Gaya karena berat pelat lantai

$$\begin{aligned} V_{MS_S} &= \frac{1}{2} \cdot W_s \cdot Lb \\ &= 281,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya karena berat gelagar

$$\begin{aligned} V_{MS_G} &= \frac{1}{2} \cdot W_g \cdot Lb \\ &= 380,37 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya karena berat *RC Plate*

$$\begin{aligned} V_{MS_RCP} &= \frac{1}{2} \cdot W_{RCP} \cdot Lb \\ &= 42,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya karena berat diafragma

$$\begin{aligned} V_{MS_D} &= \frac{1}{2} \cdot W_D \cdot Lb \\ &= 37,41 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya karena berat *barrier*

$$\begin{aligned} V_{MA_B} &= \frac{1}{2} \cdot W_{br} \cdot Lb \\ &= 116,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Gaya karena berat aspal serta air

$$\begin{aligned} V_{MA_A} &= \frac{1}{2} \cdot W_a \cdot Lb \\ &= 51,83 \text{ kN} \end{aligned}$$

Setelah evaluasi beban mati pada girder selesai, selanjutnya beban hidup dianalisis, yakni Beban D yang terdiri dari BTR dan BGT, sesuai SNI 1725:2016 pasal 8.3.1 tentang aksi beban jembatan.

1. Beban Terbagi Merata (BTR)

$$\text{Bentang jembatan} = 40,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_{BTR} &= 9 \cdot \left(0,5 + \frac{15}{L}\right) \\ &= 7,83 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{BTR} &= q_{BTR} \times W_s \\ &= 14,48 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2. Beban Garis Terpusat (BGT)

Berdasarkan SNI 1725:2016 pasal 8.3.1. BGT mempunyai nilai sebesar 9 kN/m. Maka analisis aksi beban pada BGT sebagai berikut:

$$\begin{aligned} P_{BGT} &= 49 \text{ kN/m} \\ P_{BGT} &= q_{BTR} \times W_s \\ &= 90,65 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan dasar SNI 1725:2016, BGT perlu guna menghitung pengaruh beban dinamis sehingga nilai BGT ditingkatkan sebesar 30% dengan menggunakan Variabel Beban Dinamis (*FBD*).

3. Momen Karena Beban D

$$\begin{aligned} FBD &= 0,40 \\ M_{BTR} &= \frac{1}{8} \cdot W_{BTR} \cdot Lb^2 \\ &= 2982,81 \text{ kNm} \\ M_{BGT} &= \frac{1}{4} \cdot P_{BGT} \cdot Lb \cdot (1 + FBD) \\ &= 1288,14 \text{ kNm} \\ M_{LL} &= M_{BTR} + M_{BGT} \\ &= 4270,94 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4. Gaya Gesek Karena Beban D

$$\begin{aligned} V_{BTR} &= \frac{W_{BTR} \cdot Lb}{2} \\ &= 293,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{BGT} &= \frac{P_{BGT} (1+FBD)}{2} \\
 &= 63,46 \text{ kN} \\
 V_{LL} &= V_{BTR} + V_{BGT} \\
 &= 357,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Langkah selanjutnya melakukan penentuan total tendon. Sebagai memperkirakan total strand prategang yang dibutuhkan, terlebih dahulu dihitung total strand prategang Dengan dasar nilai tegangan tarik pada serat bawah girder karena kombinasi aksi beban Layan III sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 f_{bserv} &= \frac{(Mg+Ms+Mdp) \cdot y_b}{I_g} + \frac{(Mbr+Ma+0,8MLL) \cdot y_b}{I_g} \\
 &= 27,23 \text{ MPa} \\
 f_{izin} &= 0,5 \sqrt{f'_{cg}} \\
 &= 3,87 \text{ MPa} \\
 f_{pb} &= f_{bserv} - f_{izin} \\
 &= 23,36 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Pre-stressing force yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 P_e &= \frac{f_{pb} \times A \times S_b}{S_b + e_c \times A} \\
 &= 7203,49 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lokasi pusat *Pre-stressing force* jika diasumsikan sekitar 5 – 15% dari elevasi girder yang diukur dari sisi bawah girder serta untuk kasus ini diasumsikan sekitar 10%.

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak antar sumbu permukaan} &= 0,1 \times h_g \\
 \text{prategang ke sisi terbawah girder } (y_{bs}) &= 210 \text{ mm} \\
 \text{Jarak eksentrik pada tengah bentang} &= y_b - y_{bs} \\
 (e_c) &= 786,73 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Pre-stressing force akhir tiap strand} &= A_{st} \times f_{pb} (1 - \text{kehilangan}) \times 10^{-3} \\
 (P_{es}) &= 107,41 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total strand yang dipakai} = 69 \text{ buah}$$

$$\text{Total strand prategang } (n_t) = \frac{n_s}{19}$$

$$\begin{aligned}\text{Area baja prategang yang dipakai } (A_{ps}) &= n_s \times A_{strand} \\ &= 6810,99 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Total *strand* serta strand prategang setelah diperoleh, selanjutnya bisa menentukan posisi tendon, tata letak, serta *trace* tendong sebagai berikut:

- Posisi strand prategang tengah bentang

Jarak antar sumbu permukaan strand = 225 mm
prategang 1 ke serat terbawah girder (c_1)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 100 mm
prategang 2 ke serat terbawah girder di
tengah bentang (c_2)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 100 mm
prategang 3 ke serat terbawah girder di
tengah bentang (c_3)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 100 mm
prategang 4 ke serat terbawah girder di
tengah bentang (c_4)

Jarak eksentrik tengah strand prategang 1 = $y_b - c_1$
di tengah bentang (ec_1) = 771,73 mm

Jarak eksentrik tengah strand prategang 2 = $y_b - c_2$
di tengah bentang (ec_2) = 896,73 mm

Jarak eksentrik tengah strand prategang 3 = $y_b - c_3$
di tengah bentang (ec_3) = 896,73 mm

Jarak eksentrik tengah strand prategang 4 = $y_b - c_4$
di tengah bentang (ec_4) = 896,73 mm

Area strand prategang 1 (A_{ps1}) = 1184,52 mm²

Area strand prategang 2 (A_{ps2}) = 1875,49 mm²

Area strand prategang 3 (A_{ps3}) = 1875,49 mm²

Area strand prategang 4 (A_{ps4}) = 1875,49 mm²

Area total strand prategang ($A_{ps\text{total}}$) = 6810,99 mm²

Jarak eksentrik rata – rata strand prategang di tengah bentang (e_{mid})

$$e_{mid} = \frac{A_{ps1} \times e_{c1} + A_{ps2} \times e_{c2} + A_{ps3} \times e_{c3} + A_{ps4} \times e_{c4}}{A_{ps total}}$$

$$= 874,99 \text{ mm}$$

Jarak antar sumbu permukaan rata – rata strand prategang ke sisi terbawah girder di tengah bentang (y_{mid})

$$y_{mid} = \frac{A_{ps1} \times e_{c1} + A_{ps2} \times e_{c2} + A_{ps3} \times e_{c3} + A_{ps4} \times e_{c4}}{A_{ps total}}$$

$$= 121,74 \text{ mm}$$

- Posisi strand prategang tumpuan

Jarak antar sumbu permukaan strand = 1200 mm
prategang 1 pada serat terbawah girder
dalam tumpuan (ce_1)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 900 mm
prategang 2 pada serat terbawah girder
dalam tumpuan (ce_2)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 600 mm
prategang 3 pada serat terbawah girder
dalam tumpuan (ce_3)

Jarak antar sumbu permukaan strand = 300 mm
prategang 4 pada serat terbawah girder
dalam tumpuan (ce_4)

Jarak eksentrik strand prategang 1 di tumpuan (e_{pe1}) = $y_b - ce_1$
= -203,27 mm

Jarak eksentrik strand prategang 2 di tumpuan (e_{pe2}) = $y_b - ce_2$
= 96,63 mm

Jarak eksentrik strand prategang 3 di tumpuan (e_{pe3}) = $y_b - ce_3$
= 396,73 mm

Jarak eksentrik strand prategang 4 di tumpuan (e_{pe4}) = $y_b - ce_4$
= 696,73 mm

Jarak tegak sumbu tengah permukaan strand prategang 1 dalam tumpuan pada = $ce_1 - c_1$
= 975 mm

pusat permukaan strand prategang yang

sama di tengah bentang girder (e_{p1})

Jarak tegak sumbu tengah permukaan = $ce_2 - c_2$

strand prategang 2 dalam tumpuan pada = 800 mm

pusat permukaan strand prategang yang

sama di tengah bentang girder (e_{p2})

Jarak tegak sumbu tengah permukaan = $ce_3 - c_3$

strand prategang 3 dalam tumpuan pada = 500 mm

pusat permukaan strand prategang yang

sama di tengah bentang girder (e_{p3})

Jarak tegak sumbu tengah permukaan = $ce_4 - c_4$

strand prategang 4 dalam tumpuan pada = 200 mm

pusat permukaan strand prategang yang

sama di tengah bentang girder (e_{p4})

Jarak eksentrik rata – rata strand prategang di tumpuan:

$$e_{end} = \frac{A_{ps1} \times e_{pe1} + A_{ps2} \times e_{pe2} + A_{ps3} \times e_{pe3} + A_{ps4} \times e_{pe4}}{A_{ps\text{total}}}$$

$$= 292,38 \text{ mm}$$

Jarak antar sumbu permukaan rata – rata strand prategang ke sisi

terbawah girder di tengah bentang (y_{end})

$$y_{end} = \frac{A_{ps1} \times c_e1 + A_{ps2} \times c_e2 + A_{ps3} \times c_e3 + A_{ps4} \times c_e4}{A_{ps\text{total}}}$$

$$= 704,35 \text{ mm}$$

Setelah itu dapat dilanjutkan dengan mencari koordinat strand prategang seperti pada Tabel 4.6 serta gambar 4.9 sebagai berikut:

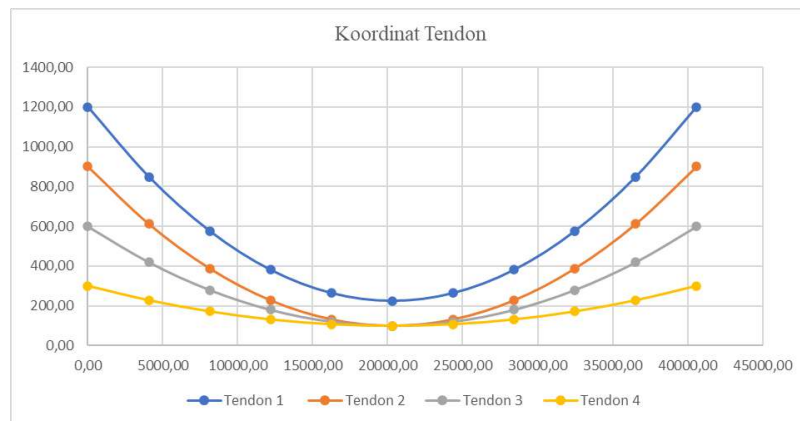
$$L = 40600 \text{ mm}$$

Tabel 4. 6 Koordinat Tendon

Xi (mm)	Yi (mm)			
	Strand prategang 1	Strand prategang 2	Strand prategang 3	Strand prategang 4
0	1200,00	900,00	600,00	300,00
4060	849,00	612,00	420,00	228,00
8120	576,00	388,00	280,00	172,00

Xi (mm)	Yi (mm)			
	Strand prategang 1	Strand prategang 2	Strand prategang 3	Strand prategang 4
12180	381,00	228,00	180,00	132,00
16240	264,00	132,00	120,00	108,00
20300	225,00	100,00	100,00	100,00
24360	264,00	132,00	120,00	108,00
28420	381,00	228,00	180,00	132,00
32480	576,00	388,00	280,00	172,00
36540	849,00	612,00	420,00	228,00
40600	1200,00	900,00	600,00	300,00

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 9 Koordinat Tendon

Sumber: Penyusun, 2025

$$y = 996,73 \text{ mm}$$

Setelah itu dapat dilanjutkan dengan mencari Jarak eksentrik tengah strand prategang di jarak x yang ditunjukkan pada Tabel 4.7 sebagai berikut:

Tabel 4. 7 Jarak eksentrik Tengah Strand prategang di Jarak x

Xi (mm)	ecpn (mm)			
	Strand prategang 1	Strand prategang 2	Strand prategang 3	Strand prategang 4
0	-203,27	96,73	396,73	696,73
4060	147,73	384,73	576,73	768,73
8120	420,73	608,73	716,73	824,73
12180	615,73	768,73	816,73	864,73
16240	732,73	864,73	876,73	888,73
20300	771,73	896,73	896,73	896,73
24360	732,73	864,73	876,73	888,73

28420	615,73	768,73	816,73	864,73
32480	420,73	608,73	716,73	824,73
36540	147,73	384,73	576,73	768,73
40600	-203,27	96,73	396,73	696,73

Sumber: Penyusun, 2025

Pada Tabel 4.8 di bawah ini adalah Jarak eksentrik rata – rata strand prategang di jarak x sebagai berikut:

Tabel 4. 8 Jarak eksentrik Rata – Rata Strand prategang di Jarak x

Xi (mm)	exi (mm)
0	246,73
4060	469,48
8120	642,73
12180	766,48
16240	840,73
20300	865,48
24360	840,73
28420	766,48
32480	642,73
36540	469,48
40600	246,73

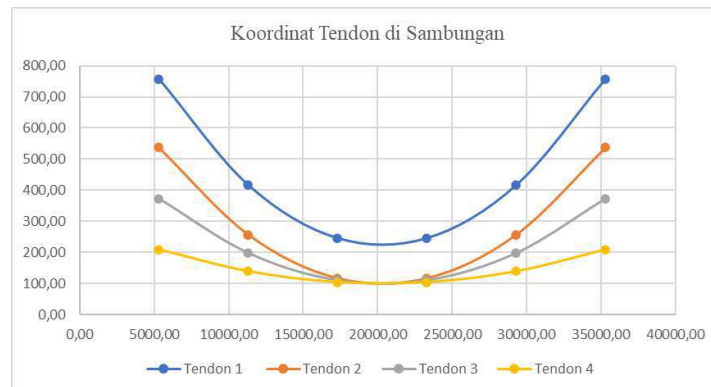
Sumber: Penyusun, 2025

Setelah itu dapat dilanjutkan dengan mencari koordinat strand prategang di sambungan antar segmen seperti pada Tabel 4.9 serta gambar 4.10 sebagai berikut:

Tabel 4. 9 Koordinat Strand prategang di Sambungan Antar Segmen

Xi (mm)	Yi (mm)			
	Strand prategang 1	Strand prategang 2	Strand prategang 3	Strand prategang 4
5300	757,35	536,80	373,00	209,20
11300	416,65	257,25	198,28	139,31
17300	246,29	117,47	110,92	104,37
23300	246,29	117,47	110,92	104,37
29300	416,65	257,25	198,28	139,31
35300	757,35	536,80	373,00	209,20

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 10 Koordinat Strand prategang pada Sambungan Antar Segmen
Sumber: Penyusun, 2025

Setelah itu dapat dilanjutkan dengan mencari Jarak eksentrik tengah strand prategang pada sambungan antar segmen seperti pada Tabel 4.10 sebagai berikut:

Tabel 4. 10 Jarak eksentrik Tengah Strand prategang pada Sambungan Antar Segmen

Xi (mm)	ecpn (mm)			
	Strand prategang 1	Strand prategang 2	Strand prategang 3	Strand prategang 4
5300	239,38	459,93	623,73	787,53
11300	580,09	739,48	798,45	857,42
17300	750,44	879,26	885,81	892,36
23300	750,44	879,26	885,81	892,36
29300	580,09	739,48	798,45	857,42
35300	239,38	459,93	623,73	787,53

Sumber: Penyusun, 2025

Kemudian pada Tabel 4.11 di bawah ini adalah Jarak eksentrik rata – rata strand prategang pada sambungan antar segmen sebagai berikut:

Tabel 4. 11 Jarak eksentrik Rata – Rata Strand prategang pada Sambungan Antar Segmen

Xi (mm)	exi (mm)
5300,00	527,65
11300,00	743,86
17300,00	851,97
23300,00	851,97

	$= \frac{E_{ps}}{E_{ci,g}}$
	$= 6,05$
y _{bti}	$= y_{cg}$
	$= 958,34 \text{ mm}$
y _{tti}	$= h_g - y_{bti}$
	$= 1141,66 \text{ mm}$
I _{ti}	$= \sum I_o + \sum A(y_i - y_{cg})^2$
	$= 436047938373,03 \text{ mm}^4$
S _{bti}	$= \frac{I_{ti}}{y_{bti}}$
	$= 455003699,87 \text{ mm}^3$
S _{tti}	$= \frac{I_{ti}}{y_{tti}}$
	$= 381941804,36 \text{ mm}^3$
e _{ti}	$= y_{cg} - y_{mid}$
	$= 836,60 \text{ mm}$

Sumber: Penyusun, 2025

Area permukaan transisi girder nonkomposit = 783894,78 mm²
saat transfer (A_{gti})

Jarak sumbu netral ke serat terbawah = 958,34 mm
permukaan girder nonkomposit transisi (y_{bti})

Jarak sumbu netral ke serat teratas = 1141,66 mm
permukaan girder non komposit transisi (y_{tti})

Momen inersia permukaan girder transisi = 436047938373,03 mm⁴
saat transfer (I_{ti})

Jarak eksentrik strand prategang rata – rata = 836,60 mm
pada permukaan girder non komposit transisi
di tengah bentang saat transfer (e_{ti})

- Data girder non-komposit saat akhir terjadi:

Rentang konstanta kelenturan baja prategang = $\frac{E_{ps}}{E_{ci,g}}$
pada konstanta kelenturan beton girder saat
akhir (nf)

$$= 5,41 \text{ Mpa}$$

$$\text{Area permukaan strand prategang transisi saat transfer (A}_{\text{pstf}}) = (nf - 1) \times A_{\text{ps total}}$$

$$= 30044,57 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar sumbu permukaan rata - rata} = 121,74 \text{ mm}$$

strand prategang ke sisi terbawah girder di

tengah bentang (y_{mid})

Pada Tabel 4.13 adalah hasil dari perhitungan permukaan girder non komposit transisi saat final.

Tabel 4. 13 Permukaan Girder Non-Komposit Transisi Saat Final

Pen.	Area (A_i) (mm ²)	y_i (mm)	$A_i y_i$ (mm ³)	Y_{cg} (mm)	$A(y_i - I_o y_{\text{cg}})^2$	I_o
Gelagar	749500,00	996,73	747050000,00	963,01	852373308,05	410870326130,00
Strands	30044,57	121,74	3657599,53	963,01	21263537680,91	
Total	779544,57		750707599,53		22115910988,96	410870326130,00
Catatan: Strand ditransisi memakai ($n_i - 1$) Elevasi girder (hg) = 2100,00 mm $Nf = \frac{E_{ps}}{E_{ci g}}$ = 5,41 $Y_{\text{btf}} = y_{\text{cg}}$ = 963,01 mm $Y_{\text{ttf}} = hg - y_{\text{bti}}$ = 1136,99 mm $I_{\text{tf}} = \sum I_o + \sum A(y_i - y_{\text{cg}})^2$ = 432986237118,96 mm ⁴ $S_{\text{btf}} = \frac{I_{\text{ti}}}{y_{\text{bti}}}$ = 449618558,79 mm ³ $S_{\text{ttf}} = \frac{I_{\text{ti}}}{y_{\text{tti}}}$ = 380817288,13 mm ³ $E_{\text{tf}} = y_{\text{cg}} - y_{\text{mid}}$ = 841,27mm						

Sumber: Penyusun, 2025

Elevasi girder (hg)	= 1,20
Elevasi girder komposit (hcg)	= 2100,00
	= 2400,00
nt	= 5,41
y _{bct}	= y _{cg}
	= 1393,96 mm
y _{tct}	= hcg – y _{bct}
	= 1006,04 mm
y _{tgt}	= hg – y _{bct}
	= 706,04 mm
I _{ct}	= $\sum I_o + \sum A(y_i - y_{cg})^2$
	= 868291257719,17 mm ⁴
S _{bct}	= $\frac{I_{ct}}{y_{bct}}$
	= 622894764,04 mm ³
S _{tgt}	= $\frac{I_{ct}}{y_{tgt}}$
	= 1229807065,06 mm ³
etf	= y _{bct} – y _{mid}
	= 1272,22 mm

Sumber: Penyusun, 2025

Area permukaan transisi girder komposit saat akhir (A_{cgtf}) = 1171988,83 mm²

Jarak sumbu netral ke serat terbawah permukaan girder komposit saat akhir (y_{tct}) = 1006,04 mm

Momen inersia permukaan girder komposit transisi saat akhir (I_{ct}) = 868291257719,17 mm⁴

Jarak eksentrik strand prategang rata – rata pada permukaan girder komposit transisi di tengah bentang saat akhir (ect) = 1272,22 mm⁴

- Kehilangan karena gesekan

$$\Delta f_{pG} = f_{pi} \times 1 - e^{-(Kx + \mu a)}$$

$$\alpha = \frac{2ep}{L_p}$$

Keterangan:

fpi = pratengan kondisi *jacking*

K = koefisien gesek *wobble*

μ = koefisien gesek kelengkungan

x = panjang strand prategang diukur dari ujung *jacking* ke titik tinjauan

α = penjumlahan dari nilai absolut perubahan sudut pada jalur baja prategang dari *jacking* hingga ujung *jacking*

Jarak tegak sumbu tengah permukaan strand

prategang rata – rata di tumpuan dengan

pusat permukaan strand prategang rata – rata = $y_{end} - y_{mid}$

di tengah bentang (ep) = 582,61 mm

Pada Tabel 4.15 di bawah ini menunjukkan kehilangan *Pre-stressing force* di tengah bentang, sebagai berikut:

Tabel 4. 15 Kehilangan *Pre-stressing force* di Tengah Bentang

Segmen	ep (mm)	Lp (mm)	α (rad)	$\sum \alpha$ (rad)	$\sum L_p$ (rad)	Titik	$\Delta f_p F$ (Mpa)	$f_{pj} - \Delta f_p F$ (Mpa)
A	582,61	0	0	0	0	A	0	1395,00
AB	582,61	20300	0,06	0,06	20300	B	39,06	1355,94
BC	582,61	20300	0,06	0,12	40600	C	76,17	1318,83

Sumber: Penyusun, 2025

Dengan demikian kehilangan prategang di tengah bentang adalah:

$\Delta f_p F = 39,06$ Mpa

Grafik kehilangan prategang di sepanjang permukaan karena gesek diperlihatkan pada grafik gambar 4.11 di bawah ini:



Gambar 4. 11 Grafik Kehilangan Prategang
Sumber: Penyusun, 2025

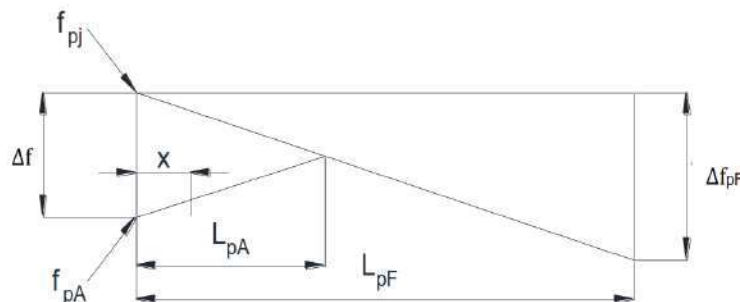
- Kehilangan karena pergeseran angkur (*Anchorage set*)

$$\Delta f = \frac{2\Delta f_{pF} \times L_{pF}}{L_{pF}}$$

$$\Delta f_{pA} = \Delta f \times \left(1 - \frac{x}{L_{pA}}\right)$$

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E(\Delta L) L_{pF}}{\Delta L_{pF}}}$$

Jika diplotkan ke dalam grafik, maka model kehilangan prategang karena *anchorage set* serta friksi sebagaimana dijelaskan pada gambar 4.12 berikut:



Gambar 4. 12 Kehilangan Prategang Karena Anchorage set serta Friksi
Sumber: Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, 2019

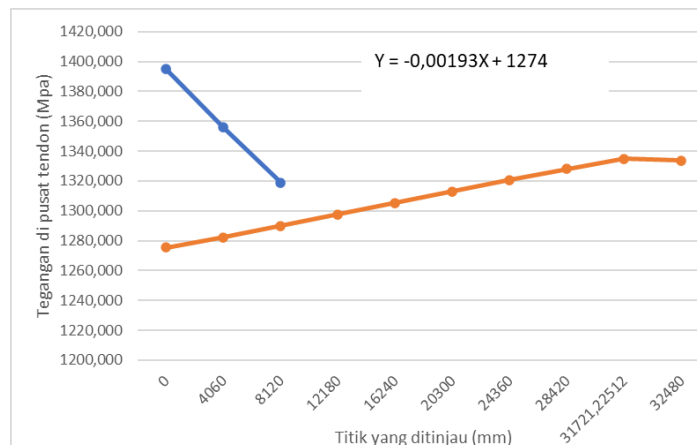
Nilai kehilangan prategang *anchorage set* dihitung serta disusun pada Tabel 4.16 serta gambar 4.13 di bawah ini:

Tabel 4. 16 Kehilangan Prategang Karena Pergeseran Angkur

Lokasi		Δf _{pA}	Δf _{pF}	Δf _{pF} - Δf _{pA}
X/L	X(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0,00	0,00	119,56	1395,00	1275,44

Lokasi		Δf_{pA}	Δf_{pF}	$\Delta f_{pF} - \Delta f_{pA}$
X/L	X(m)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)
0,10	4060,00	104,33	1386,45	1282,12
0,20	8120,00	89,10	1378,90	1289,80
0,30	12180,00	73,86	1371,35	1297,48
0,40	16240,00	58,63	1363,79	1305,16
0,50	20300,00	43,40	1356,24	1312,85
0,60	24360,00	28,16	1348,69	1320,53
0,70	28420,00	12,93	1341,14	1328,21
0,78	31866,29	0,00	1334,73	1334,73
0,80	32480,00		1333,59	1333,59
0,90	36540,00		1326,04	1326,04
1,00	40600,00		1318,48	1318,48

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 13 Grafik Kehilangan Prategang Karena Pergeseran Angkur
Sumber: Penyusun, 2025

Dengan dasar grafik, kehilangan karena anchorage set tengah bentang yaitu:

$$\Delta f_{pA} = 43,40 \text{ Mpa}$$

- Kehilangan karena perpindahan elastisitas

$$\text{Total strand prategang (Nps)} = 4$$

$$\text{Momen berat girder (M}_{MS-G}) = 3860,77 \text{ kNm}$$

$$\text{Tegangan pada strand prategang} = f_{pbt} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA})$$

$$\text{kondisi transfer (f}_{pi1}) = 1312,545 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pre-stressing force awal (P}_i) = 8939,733 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan di beton pada level baja} &= \frac{Pi}{Ag} + \frac{Pi \times e_{mid}^2}{Ig} - \frac{M_{MS-G} \times e_{mid}}{Ig} \\
 (fcgp) &= 20,364 \text{ Mpa} \\
 \text{Kehilangan prategang } (\Delta f_{pES}) &= \frac{Nps-1}{2 \times Nps} \times \frac{Eps}{Eci g} \times fcgp \\
 &= 46,200 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, dilakukan perhitungan kehilangan *Pre-stressing force*, yang meliputi kehilangan sejak tahap transfer hingga pengecoran pelat, serta kehilangan dari pengecoran pelat hingga kondisi akhir (final), dengan rincian sebagai berikut:

- Kehilangan prategang karena susut pada gelagar

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling permukaan girder mid. (Kllg)} &= 6313,32 \text{ mm} \\
 \text{Area permukaan total girder (A_{surfg})} &= Kllg \times Lb + 2Ag \\
 &= 257819792,00 \text{ mm}^2 \\
 \text{Volume girder (Vg)} &= Ag \times Lb \\
 &= 30,43 \text{ mm}^3 \\
 \text{Rentang volume pada area permukaan} &= \frac{Vg}{A_{surfg}} \\
 (rvs) &= 118,027 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Variabel pengaruh Rentang volume pada area permukaan komponen yang ditinjau ($k_s \geq 1$).

$$\begin{aligned}
 K_s &= 1,45 - 0,0051 \times \left(\frac{Vg}{A_{surfg}} \right) = 1 \\
 \text{Kelembaban relatif (Hr)} &= 85\% \\
 \text{Usia girder kondisi transfer (ti)} &= 7 \\
 \text{Usia girder kondisi pengecoran plat (td)} &= 120 \\
 \text{Usia girder kondisi akhir (tf)} &= 25550 \\
 \text{Variabel kelembaban untuk susut (khs)} &= 2 - 0,014 \text{ Hr} \\
 &= 1,988 \\
 \text{Variabel pengaruh ketahanan tekan beton} &= \frac{35 \text{ Mpa}}{7 \text{ Mpa} + f'_{cg}} \\
 (kf) &= 0,636
 \end{aligned}$$

$$\text{Perpanjangan waktu saat kondisi transfer} = t_d - t_i$$

$$\text{serta pengecoran plat (tdi)} = 113,00$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel perpanjangan waktu antara} \\ \text{pengecoran plat serta transfer (ktddi)} &= \left[\frac{tdi}{61 - 0,58 \left(\frac{f'_{ci} g}{MPa} \right) + tdi} \right] \\ &= 0,773 \end{aligned}$$

$$\text{Regangan susut girder antara waktu} = k_s.k_h.s.k_f.k_{tdi}.0,48.10^{-3}$$

$$\text{transfer serta pengecoran plat } (\varepsilon_{bid}) = 0,00047$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel kelembaban untuk rangkai (khc)} &= 1,56 - 0,008Hr \\ &= 1,553 \end{aligned}$$

$$\text{Perpanjangan waktu antara kondisi} = t_f - t_i$$

$$\text{transfer serta kondisi akhir (tfi)} = 25543 \text{ hari}$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel perpanjangan waktu antara akhir} \\ \text{serta transfer (ktdfi)} &= \left[\frac{tfi}{61 - 0,58 \left(\frac{f'_{ci} g}{MPa} \right) + tfi} \right] \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\text{Koefisien rangkai girder saat waktu akhir} = 1,9.k_s.k_h.c.k_f.k_{dti}.t_i^{-0,118}$$

$$\text{karena aksi beban saat transfer } (\psi_{tfi}) = 1,154$$

Sehingga, koefisien permukaan transisi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton serta baja terlekat dalam permukaan yang ditinjau untuk periode waktu antara transfer serta pengecoran plat, yaitu:

$$\begin{aligned} k_{id} &= \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \times \frac{A_{ps}}{A_g} \times \left(1 + \frac{A_g x_{e_{mid}^2}}{I_g} \right) \times (1 + 0,7 \times \psi_{tfi})} \\ &= 0,838 \end{aligned}$$

$$\text{Kehilangan prategang karena susut pada} = \varepsilon_{bid} \times E_{ps} \times k_r \times k_{id}$$

$$\text{girder } (\Delta f_{pSR}) = 77,477 \text{ Mpa}$$

- Kehilangan *Pre-stressing force* karena rangkai pada girder
Kehilangan prategang karena rangkai pada rentang waktu antara transfer serta pengecoran plat ditentukan Dengan dasar persamaan berikut:

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} \times f_{cgp} \times \psi_{tdti} \times K_{id}$$

Nilai f_{cgp} ditentukan Dengan dasar *Pre-stressing force* setelah transfer serta pengaruh momen karena berat girder sendiri dengan properti permukaan girder

yang dipakai adalah properti permukaan girder non-komposit saat transfer yang ditransformasi.

Kehilangan karena relaksasi strand = 8 Mpa

prategang saat transfer hingga

pengecoran plat (Δf_{pR1})

Tegangan saat setelah transfer pada = $f_{pbt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pR1})$

strand (f_{pi2}) = 1301,742 Mpa

Pre-stressing force saat setelah transfer = $f_{pi2} \times A_{ps}$

(P_i) = 8866,154 kN

Tegangan beton pada level strand = $\left[\frac{-P_i}{A_{gti}} - \frac{P_i \times e_{ti}}{I_{ti}} + \frac{M_{MS-G} \times e_{ti}}{I_{ti}} \right]$

prategang setelah kondisi transfer = 18,735 Mpa

(f_{cgp_i})

Koefisien rangkai girder saat waktu = $1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{dtfi} \cdot t_i^{-0,118}$

transfer serta penempatan plat karena = 1,154

aksi beban saat transfer (ψ_{tdti})

Nilai kehilangan prategang karena = $\frac{E_{ps}}{E_{ci}} \times f_{cgp_i} \times \psi_{tdti} \times k_{id}$

rangkai pada girder (Δf_{pCR})

= 109,567 Mpa

- Kehilangan prategang karena relaksasi tendon

Mengacu pada AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c, nilai Δf_{pR1} untuk strand tipe *low relaxation* yang diizinkan sebesar 8 MPa.

Selanjutnya perhitungan kehilangan saat pengecoran plat hingga final, sebagaimana dijabarkan pada rumus berikut:

- Kehilangan prategang karena susut pada gelagar

Perpanjangan waktu antara pengecoran = $t_f - t_d$

plat hingga akhir (t_{fd}) = 25430,00 Mpa

Variabel perpanjangan waktu antara = $\left[\frac{t_{fd}}{61 - 0,58 \left(\frac{f'_{ci}}{Mpa} \right) + t_{fd}} \right]$

akhir serta pengecoran plat (k_{tdfd})

= 1

Regangan susut girder saat waktu = $k_s \cdot k_{hs} \cdot k_f \cdot k_{tdi} \cdot 0,48 \cdot 10^{-3}$

kondisi akhir serta transfer (ϵ_{bif}) = 0,001

$$\text{Regangan susut girder antara waktu} = \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid}$$

$$\text{akhir serta transfer } (\varepsilon_{bdf}) = 0,000137$$

$$\text{Jarak eksentrik strand prategang pada} = y_{bcg} - y_{mid}$$

$$\text{permukaan komposit (ecg)} = 1305,694$$

Sehingga, koefisien permukaan transisi memperhitungkan interaksi pengaruh waktu beton dengan baja terlekat pada periode waktu saat pengecoran plat serta final:

$$\begin{aligned} kdf &= \frac{1}{1 + \frac{Eps}{Ecig} \times \frac{Aps}{Ag} \times \left(1 + \frac{Acg x_{ecg}^2}{Icg}\right) \times (1 + 0,7 \times \psi tfti)} \\ &= 0,819 \end{aligned}$$

Dengan demikian, kehilangan prategang karena susut pada girder sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSD} &= \varepsilon_{bdf} \times Eps \times kdf \\ &= 22,110 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Kehilangan prategang karena rangkai pada girder

$$\text{Koefisien rangkai girder saat kondisi} = 1,9 \cdot k_s \cdot k_{hc} \cdot k_f \cdot k_{dtfd} \cdot t_i^{-0,118}$$

$$\text{pengecoran plat serta akhir } (\psi tdti) = 1,066$$

Momen karena berat rantai, plat dek, serta diafragma yang bekerja pada girder non-komposit transisi final, yaitu:

$$\begin{aligned} MS &= M_{MS-S} + M_{MS-RCP} + M_{MS-D} \\ &= 3674,912 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Apabila momen beban aspal serta parapet sebagai berikut:

$$\begin{aligned} MA &= M_{MA-A} + M_{MA-P} \\ &= 1710,792 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{cd} &= -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \frac{Aps}{Ag} \left(1 + \frac{Ag x_{emid}^2}{I_g}\right) - \left(\frac{M_s x_{etf}}{I_{tf}} + \frac{M_A e_{ct}}{I_{ct}}\right) \\ &= -13,895 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Sehingga, kehilangan prategang karena rangkai pada girder sebagai berikut:

$$\Delta f_{pCD} = \frac{Eps}{Ecig} \times f_{cgpi} \times (\psi tfti - \psi tdti) \times kdf + \frac{Eps}{Ecig} \times \Delta f_{cd} \times \psi tftd \times kdf$$

$$= -65,669 \text{ Mpa}$$

- Kehilangan prategang karena relaksasi tendon

Mengacu pada AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c, nilai Δf_{pR1} untuk strand tipe *low relaxation* yang diizinkan sebesar 8 MPa.

- Tambahan prategang karena penyusutan plat

$$\text{Lebar sayap (bef)} = 1850 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Area permukaan plat (Ad)} &= ts \times bef \\ &= 555000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang parameter permukaan plat (Klld)} &= 2ts + 2bef \\ &= 4300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area permukaan total plat (Asurfd)} &= Klld \times Lb + 2Ad \\ &= 175,690 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Volume plat (Vd)} &= Asurfd \times Lb \\ &= 7133,014 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rentang volume pada area permukaan (rvsd)} &= \frac{Vd}{Asurfd} \\ &= 40,600 \text{ m} \end{aligned}$$

Variabel pengaruh Rentang vol. pada area permukaan yang ditinjau ($ks \geq 1$):

$$\begin{aligned} Ksd &= 1,45 - 0,0051 \left(\frac{Vd}{Asurfd} \right) \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel kelembaban susut (khsd)} &= 2 - 0,014Hr \\ &= 1,988 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor pengaruh ketahanan tekan (kfd)} &= \frac{35 \text{ Mpa}}{7 \text{ Mpa} + f'_{ci}} \\ &= 1,094 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Perpanjangan waktu antara pengecoran plat serta akhir (tdd)} &= 25430,00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel perpanjangan waktu antara pengecoran plat serta kondisi akhir (ktddf)} &= \left[\frac{tdd}{61 - 0,58 \left(\frac{f'_{ci}}{\text{MPa}} \right) + tdd} \right] \\ &= 1 \end{aligned}$$

Regangan susut girder antara = $k_{sd}.k_{hsd}.k_{fd}.k_{td}df.0,48.10^{-3}$

pengecoran plat serta kondisi akhir = 0,001

(ϵ_{ddf})

Koefisien rangkai girder saat waktu = $1,9.k_s.k_{hc}.k_f.k_{dt}f_i.t_i^{-0,118}$

kondisi akhir karena aksi beban saat = 2,561

awal ($\psi_{td}t_i$)

Jarak eksentrik pelat pada titik berat = $y_{tcg} + \frac{ts}{2}$

permukaan komposit (e_d)

= 822,566 mm

Rangkai pada plat beton (Δf_{cfd}) = $\frac{\epsilon_{ddf} \times A_d \times E_{cd}}{1 + 0,7\psi_{td}f_{td}d} \times \left(\frac{1}{A_{cg}} - \frac{e_{cg} \times e_d}{I_{cg}} \right)$

= -2,334 Mpa

Nilai minus (-) pada rangkai girder Δf_{cfd} menunjukkan adanya prategang tambahan.

Besarnya *Pre-stressing force* tambahan = $\left| \frac{E_{ps}}{E_{ci}g} \times \Delta f_{cfd} \times k_{df} \times (1 + \psi_{td}f_{td}d) \right|$

ini disebabkan oleh susut pada plat

= 28,892 Mpa

(Δf_{pSS}).

Selanjutnya perhitungan *Pre-stressing force* efisien kondisi akhir, sebagaimana dijabarkan pada rumus berikut:

- Total kehilangan prategang

Kehilangan seketika/jangka pendek = $\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES}$

= 128,654 Mpa

Kehilangan tergantung waktu/jangka = $\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pSD} +$

panjang (Δf_{pLT})

$\Delta f_{pR2} + \Delta f_{pCD} - \Delta f_{pSS}$

= 130,593 Mpa

Total kehilangan prategang (Δf_{pT}) = $\Delta f_{pA} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT}$

= 259,247 Mpa

Pada Tabel 4.17 di bawah ini adalah *resume* kehilangan prategang di Tengah Bentang, yaitu:

Tabel 4. 17 Resume Kehilangan Prategang di Tengah Bentang

Kondisi	Kehilangan prategang (Mpa)	% Kehilangan prategang	% UTS Prategang optimal
---------	----------------------------	------------------------	-------------------------

Jangka pendek (D_{pST})	128,654	0,069	0,681
Jangka panjang (D_{pLT})	130,593	0,070	0,611

Sumber: Penyusun, 2025

Dengan dasar Tabel 4.17 di atas, disimpulkan bahwa kehilangan *Pre-stressing force* yaitu:

$$\text{Total gaya kehilangan} = 75\% - 61,06\% = 13,94\%$$

- Perhitungan *Pre-stressing force* kondisi akhir optimal

$$\begin{aligned} \text{Max}f_{pe} &= 0,8 \times f_{py} \\ &= 1339,200 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan prategang efisien aktual setelah kehilangan (}f_{pe}\text{)} &= 0,75 \times f_{pu} - \Delta f_{pT} \\ &= 1135,753 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{pe} &\leq \text{Max}f_{pe} \\ 1135,753 &\leq 1339,200 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

- Perhitungan *Pre-stressing force* optimal

$$\begin{aligned} \text{Pre-stressing force efektif (}P_{ef}\text{)} &= A_{ps} \text{ total} \times f_{pe} \\ &= 7735,601 \text{ kN} \end{aligned}$$

Langkah selanjutnya melakukan verifikasi tegangan izin pada girder seperti berikut:

- Tegangan izin

Verifikasi tegangan dilakukan pada kondisi beban maksimum serta posisi Jarak eksentrik strand prategang paling besar.

- Tegangan izin beton saat transfer

$$\begin{aligned} \text{Tarik } (\sigma_{ti}) &= 0,25 \times \sqrt{f'_{ci} \text{ Mpa}} \\ &= 1,732 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tekan } (\sigma_{ci}) &= -0,6 \times f'_{ci} \\ &= -28,800 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

- Tegangan izin beton kondisi layan

$$\text{Tarik } (\sigma_{tserv}) = 0,5 \times \sqrt{f'_{cg} \text{ Mpa}}$$

$$= 3,873 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tekan } (\sigma_{\text{serv}}) = -0,45 \times f'_{\text{cg}}$$

$$= -27 \text{ Mpa}$$

- Tegangan izin beton saat layan di plat

$$\text{Tarik } (\sigma_{\text{serv-s}}) = 0,5 \times \sqrt{f'_{\text{cd}} \text{ Mpa}}$$

$$= 2,739 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tekan } (\sigma_{\text{serv-s}}) = -0,6 \times f'_{\text{cig}}$$

$$= -13,50 \text{ Mpa}$$

- Tegangan permukaan pada saat transfer

Kondisi transfer yaitu tahap awal saat *Pre-stressing force* pertama kali diterapkan pada penampang, di mana *Pre-stressing force* mencapai nilai maksimum serta beban luar masih minimum, yaitu hanya berasal dari berat sendiri gelagar.

$$\text{Pre-stressing force jacking} = 0,75 \times f_{\text{pu}} \times A_{\text{ps total}}$$

$$(\text{Pjacking}) = 9501,331 \text{ kN}$$

$$\text{Kehilangan prategang awal} = \Delta f_{\text{pA}} + \Delta f_{\text{pF}} + \Delta f_{\text{pES}}$$

$$(\Delta \text{pST}) = 128,654 \text{ Mpa}$$

$$\text{Pre-stressing force inisial} = \text{Pjacking} - (\Delta \text{pST}) \times A_{\text{ps total}}$$

$$(\text{Ptransfer}) = 8625,067 \text{ kN}$$

$$\text{Tegangan pada serat atas} = \frac{-P_{\text{transfer}}}{A_{\text{g}}} + \frac{P_{\text{transfer}} \times e_{\text{mid}}}{S_{\text{t}}} + \frac{-M_{\text{MS-G}}}{S_{\text{t}}}$$

$$\text{permukaan (ft-i)} = -1,610 \text{ Mpa}$$

Periksa tegangan top saat transfer

$$|f_{\text{t-i}}| \leq |\sigma_{\text{ti}}|$$

$$1,610 \leq 1,732 \quad \text{OK!}$$

$$\text{Tegangan pada serat bawah} = \frac{-P_{\text{transfer}}}{A_{\text{g}}} + \frac{P_{\text{transfer}} \times e_{\text{mid}}}{S_{\text{b}}} + \frac{-M_{\text{MS-G}}}{S_{\text{b}}}$$

$$\text{permukaan (fb-i)} = -20,450 \text{ Mpa}$$

Periksa tegangan bottom saat transfer

$$|f_{\text{b-i}}| \leq |\sigma_{\text{ci}}|$$

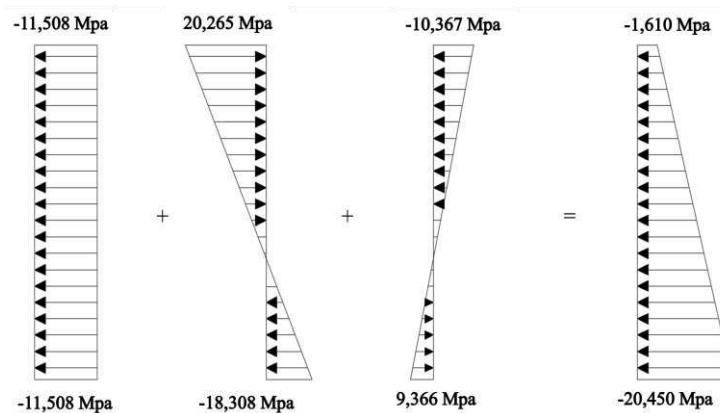
$$20,450 \leq 28,800 \quad \text{OK!}$$

Pada Tabel 4.18 serta gambar 4.10 di bawah ini menunjukkan diagram tegangan permukaan saat transfer.

Tabel 4. 18 Tegangan Permukaan Saat Transfer

Kondisi	Lokasi	Ptransfer / Ag	Ptransferemid / S	MS / S	MA / S	MLL / S	Total
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Transfer	Sisi atas gelagar	-11,508	20,265	-10,367	-	-	-1,610
	Sisi bawah gelagar	-11,508	-18,308	9,366	-	-	-20,450

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 14 Diagram Tegangan saat Transfer

Sumber: Penyusun, 2025

- Tegangan permukaan pada masa konstruksi

Pada tahap konstruksi, girder menahan beban pelaksanaan seperti pengecoran plat lantai, parapet, serta diafragma. Pada tahap ini, aksi komposit antara girder serta plat lantai belum terjadi sehingga seluruh beban ditanggung sepenuhnya oleh gelagar.

$$\begin{aligned}
 ft_{\text{kons}} &= \frac{-P_{\text{transfer}}}{Ag} + \frac{P_{\text{transfer}} \times emid}{St} + \frac{(-M_{MS-S}) + (-M_{MS-G}) + [-M_{MS-D} + (-M_{MS-RCP})]}{St} \\
 &= -11,478 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Periksa tegangan top saat transfer

$$ft_{\text{kons}} \leq |\sigma_{ti}|$$

$$-11,478 \leq 1,732 \quad \text{OK!}$$

$$fb_{\text{kons}} = \frac{-P_{\text{transfer}}}{Ag} + \frac{-P_{\text{transfer}} \times emid}{St} + \frac{(-M_{MS-S}) + (-M_{MS-G}) + (M_{MS-D}) + (-M_{MS-RCP})}{St}$$

$$= -11,535 \text{ Mpa}$$

Periksa tegangan bottom saat transfer

$$|fb_i| \leq |\sigma_{ci}|$$

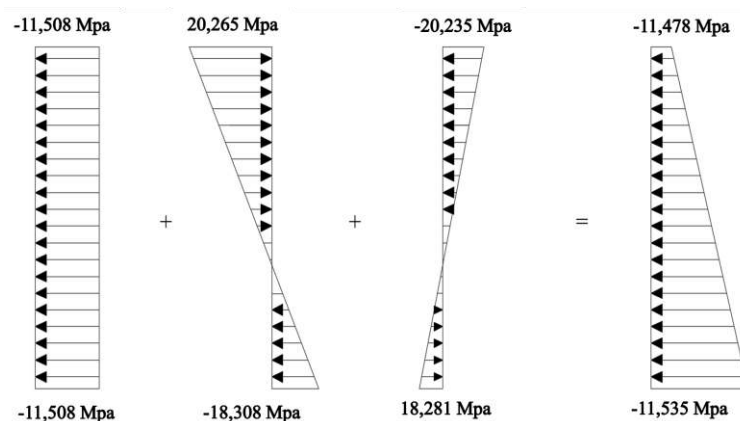
$$11,535 \leq 28,800 \quad \text{OK!}$$

Pada Tabel 4.19 serta gambar 4.15 adalah hasil dari tegangan pada permukaan saat konstruksi.

Tabel 4. 19 Tegangan pada Permukaan Saat Konstruksi

Kondisi	Lokasi	Ptransfer / Ag	Ptransferemid / S	Ms / S	MA / S	MLL / S	Total
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Konstruksi	Sisi atas girder	-11,508	20,265	-20,235	-	-	-11,478
	Sisi bawah girder	-11,508	-18,308	18,281	-	-	-11,535

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 15 Diagram Tegangan pada Permukaan Saat Konstruksi

Sumber: Penyusun, 2025

- Tegangan permukaan kondisi layan

Pada kondisi layan, seluruh beban rencana bekerja serta aksi komposit antara girder serta pelat lantai telah terbentuk. Beban berada pada kondisi maksimum, sesertagkan *Pre-stressing force* minimum karena kehilangan jangka panjang. Verifikasi tegangan dilakukan dengan kombinasi Layan I (tekan) serta Layan III (tarik).

- *Pre-stressing force* optimal

$$\begin{aligned}
 P_{eff} &= Aps_{total} \times f_{pe} \\
 &= 7735,601 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Tegangan pada serat atas penampang

$$\begin{aligned}
 f_{t_serv_I_ps} &= \frac{-P_{eff}}{Ag} + \frac{P_{eff} \times e_{mid}}{St} \\
 &= 7,854 \text{ Mpa} \\
 f_{t_serv_I_load} &= \frac{(-M_{MS-S} - M_{MS-G} - M_{MS-D} - M_{MS-RCP}) - M_{MS-LL}}{St} + \\
 &\quad \frac{(-M_{MA-B} - M_{MA-A}) - M_{LL}}{Stcg} \\
 &= -25,155 \text{ Mpa} \\
 f_{t_serv_I_top} &= f_{t_serv_I_ps} + f_{t_serv_I_load} \\
 &= -17,301 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan *top* saat layan

$$\begin{aligned}
 |f_{t_serv_I_top}| &\leq |\sigma_{serv}| \\
 17,301 &\leq 27,00 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

- Tegangan pada serat bawah penampang

$$\begin{aligned}
 f_{t_serv_III_ps} &= \frac{-P_{eff}}{Ag} + \frac{P_{eff} \times e_{mid}}{Sb} \\
 &= -26,741 \text{ Mpa} \\
 f_{t_serv_III_load} &= \frac{(-M_{MS-S} - M_{MS-G} - M_{MS-D} - M_{MS-RCP}) - M_{MS-LL}}{St} + \\
 &\quad \frac{(-M_{MA-B} - M_{MA-A}) - M_{LL}}{Stcg} \\
 &= 27,232 \text{ Mpa} \\
 f_{t_serv_III_bot} &= f_{t_serv_I_ps} + f_{t_serv_I_load} \\
 &= 0,491 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Cek tegangan *bottom* saat layan

$$\begin{aligned}
 |f_{t_serv_I_bot}| &\leq |\sigma_{serv}| \\
 -0,491 &\leq 3,873 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

Pada kondisi layan, pelat lantai menahan beban dari parapet, lapisan aspal, serta kendaraan yang dipikul oleh permukaan komposit. Tegangan dihitung Dengan dasar permukaan transformasi, lalu dikonversi ke permukaan asli dengan membagi hasilnya dengan variabel transisi n .

Tegangan atas saat layan I

$$f_{t_s} = \frac{(-M_{MA-B} - M_{MA-A}) - M_{LL}}{Stcd^n}$$

$$= -8,538 \text{ Mpa}$$

Cek tegangan *top* saat layan I

$$\begin{aligned} |f_{t_s}| &\leq |\sigma_{serv_s}| \\ 8,538 &\leq 13,50 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Tegangan bawah saat layan I

$$\begin{aligned} f_{b_s} &= \frac{(-M_{MA-B} - M_{MA-A}) - M_{LL}}{S_{bcd}^n} \\ &= -5,904 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Cek tegangan *top* saat layan I

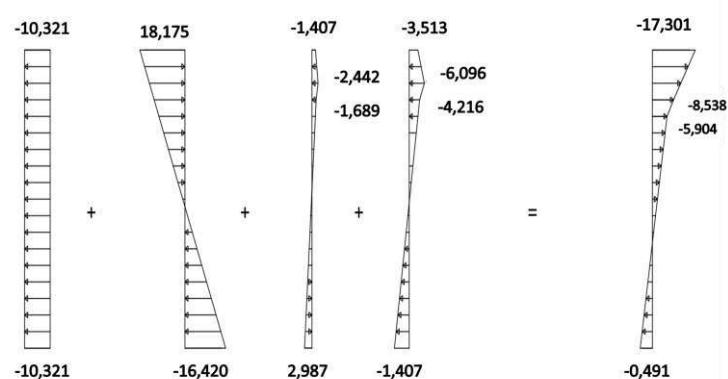
$$\begin{aligned} |f_{b_s}| &\leq |\sigma_{serv_s}| \\ 5,904 &\leq 13,50 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

Pada Tabel 4.20 serta gambar 4.16 adalah hasil dari tegangan pada permukaan layan sebagai berikut:

Tabel 4. 20 Tegangan pada Permukaan Layan

Kondisi	Lokasi	Peff / Ag	f	MS / St	MA / S	MLL / S	Total
		Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa	Mpa
Layan	Sisi atas gelagar	-10,321	18,175	-20,235	-1,407	-3,513	-17,301
	Sisi bawah gelagar	-10,321	-16,420	18,281	2,987	5,965	0,491
	Sisi atas pelat				-2,442	-6,096	-8,538
	Sisi bawah pelat				-1,689	-4,216	-5,904

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 16 Diagram Tegangan pada Permukaan Layan

Sumber: Penyusun, 2025

- Tegangan permukaan kondisi layan di sambungan

Pada perencanaan jembatan beton prategang segmental, tegangan tarik tidak diperbolehkan muncul di sekitar sambungan antar gelagar. Pada kasus ini,

sambungan yang diperiksa berada pada titik 5,30 m; 11,30 m; 17,30 m; 23,30 m; 29,30 m; serta 35,30 m dari ujung girder kiri. Nilai momen karena beban pada titik-titik tersebut ditunjukkan pada Tabel 4.21 berikut:

$$L_b = 40,60 \text{ m}$$

Tabel 4. 21 Momen pada Girder yang ditinjau

No	Beban	Lokasi serta Momen di sambungan (kN.m)					
		5,30	11,30	17,30	23,30	29,30	35,30
1	Gelagar	1752,799	3101,899	3776,449	3776,449	3101,899	1752,799
2	Pelat lantai	1297,937	2296,937	2796,437	2796,437	2296,937	1297,937
3	RC Plate	227,822	350,542	426,772	426,772	350,542	198,082
4	Diafragma	172,402	305,096	371,444	371,444	305,096	172,402
5	Aspal	152,291	269,507	328,115	328,115	269,507	152,291
6	Barrier	537,884	951,884	1158,884	1158,884	951,884	537,884
8	BTR	1354,202	2396,509	2917,662	2917,662	2396,509	1354,202
9	BGT*FBD	336,312	717,042	1097,772	1097,772	717,042	336,312

Sumber: Penyusun, 2025

Pre-stressing force efisien yang dipakai dapat ditentukan dari perhitungan di atas, sesertagkan besarnya kehilangan dapat ditentukan Dengan dasar posisi sambungan. Perhitungan kehilangan prategang pada titik-titik sambungan dijelaskan pada Tabel 4.22, sebagai berikut:

Tabel 4. 22 Kehilangan Prategang pada Titik – Titik Sambungan

Lokasi	Δf_{pA}	Δf_{pf}	Δf_{pES}	Δf_{pLT}	Total	f_{ef}	P_{ef}
(m)	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN
5,300	99,677	9,328	46,200	130,593	285,797	1109,203	7554,770
11,300	77,165	19,888	46,200	130,593	273,845	1121,155	7636,175
17,300	54,653	30,448	46,200	130,593	261,893	1133,107	7717,579
23,300	32,141	41,008	46,200	130,593	249,941	1145,059	7798,984
29,300	9,629	51,568	46,200	130,593	237,989	1157,011	7880,389
35,300	0,000	62,128	46,200	130,593	238,921	1156,079	7874,046

Sumber: Penyusun, 2025

Verifikasi tegangan dilakukan dengan Kombinasi Layan I untuk tegangan tekan serta Kombinasi Layan III untuk tegangan tarik pada lokasi sambungan. Rincian hasil verifikasi tegangan di area sambungan ditunjukkan pada Tabel 4.23 serta Tabel 4.24 berikut:

Tabel 4. 23 Perhitungan Kehilangan Prategang pada Titik – Titik Sambungan

Lokasi (m)	Eksentrisitas (mm)	Momen (kN.m)	MMA	MLL
		MMS		
5,300	527,645	3450,960	690,175	1690,514
		3450,960	690,175	1352,411
11,300	743,860	6054,474	1221,391	3113,550
		6054,474	1221,391	2490,840
17,300	851,968	7371,101	1486,999	4015,433
		7371,101	1486,999	3212,347
23,300	851,968	7371,101	1486,999	4015,433
		7371,101	1486,999	3212,347
29,300	743,860	6054,474	1221,391	3113,550
		6054,474	1221,391	2490,840
35,300	527,645	3421,219	690,175	1690,514
		3421,219	690,175	1352,411

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4. 24 Verifikasi Tegangan di Daerah Sambungan

Lokasi	Tegangan (Mpa)					Total	Cek
	Pef / Ag	pef e/s	MMS / s	MMA / SCG	MLL / SCG		
Top	-10,080	10,704	-9,267	-0,568	-1,391	-10,601	Aman
Bottom	-10,080	-9,670	8,372	1,205	-2,361	-12,534	Aman
Top	-10,188	15,253	-16,257	-1,005	-2,561	-14,759	Aman
Bottom	-10,188	-13,780	14,688	2,132	-4,348	-11,497	Aman
Top	-10,297	17,656	-19,793	-1,223	-3,303	-16,960	Aman
Bottom	-10,297	-15,951	17,882	2,596	-5,608	-11,378	Aman
Top	-10,406	17,842	-19,793	-1,223	-3,303	-16,883	Aman
Bottom	-10,406	-16,119	17,882	2,596	-5,608	-11,655	Aman
Top	-10,514	15,740	-16,257	-1,005	-2,561	-14,597	Aman
Bottom	-10,514	-14,220	14,688	2,132	-4,348	-12,263	Aman
Top	-10,506	11,156	-9,187	-0,568	-1,391	-10,494	Aman
Bottom	-10,506	-10,079	8,300	1,205	-2,361	-13,441	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

Berdasarkan Tabel 4.24 di atas, terlihat bahwa tegangan pada sisi bawah girder (bottom) bernilai negatif (-), sehingga tidak terdapat gaya tarik yang bekerja di sambungan, dan persyaratan batas tegangan pada sambungan telah terpenuhi. Selanjutnya, dilakukan perhitungan kapasitas lentur penampang. Sebelum itu diperlukan data untuk menghitung kapasitas lentur permukaan yaitu:

$$\begin{aligned}
\text{Tebal plat } (t_s) &= 300 \text{ mm} \\
\text{Elevasi efisien permukaan } (dp) &= h_{cg} - y_{mid} = 2278,261 \text{ mm} \\
\text{Lebar sayap tekan } (S_g) &= 1850,000 \text{ mm} \\
\text{Ketahanan tekan beton girder } (f'_{cg}) &= 60,000 \text{ Mpa} \\
\text{Area strand } (A_{ps \text{ total}}) &= 6810,990 \text{ mm}^2 \\
\text{Tegangan putus strand prategang } (f_{pu}) &= 1860,000 \text{ Mpa} \\
\text{Koefisien friksi wobble } (k) &= 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right) = 0,280 \\
\text{Variabel blok tegangan beton } (\beta_1) &= 0,850 \\
\text{Variabel blok tegangan beton } (\alpha_1) &= 0,850
\end{aligned}$$

- Kapasitas lentur

Ketika melakukan perhitungan kekuatan lentur nominal penampang, terdapat hal yang harus dilakukan yaitu memastikan apakah permukaan berperilaku sebagai permukaan persegi atau sebagai girder T. Permukaan segi empat, letak sumbu netral permukaan adalah :

$$c = \frac{A_{ps} \times f_{pu} + A_s \times f_s - A_s \times f_s}{0,85 \times f_{c-sksen} \times \beta_1 \times b + k \times A_{ps} \times \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Karena kasus ini tidak memakai baja tulangan untuk tulangan Tarik serta tekan, maka persamaan di atas tereduksi menjadi :

$$c = \frac{A_{ps} \times f_{pu}}{0,85 \times f_{c-sksen} \times \beta_1 \times b + k \times A_{ps} \times \frac{f_{pu}}{d_p}}$$

Dengan demikian, letak sumbu netral adalah :

$$c = \frac{A_{ps_{tot}} \times f_{pu}}{0,85 \times f_{c-sksen} \times \beta_1 \times b + k \times A_{ps_{tot}} \times \frac{f_{pu}}{d_p}} = 154,957 \text{ mm}$$

Elevasi blok tekan ekivalen adalah

$$a = \beta_1 \times C = 131,714 \text{ mm}$$

Karena elevasi blok tegangan tekan (a) lebih kecil daripada tebal pelat sayap t_s , blok tegangan tekan berada di sayap, sehingga girder berperilaku sebagai penampang persegi. Perhitungan kapasitas lentur penampang dilakukan sebagai berikut:

Tegangan rata-rata strand prategang prategang

$$F_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \times \frac{c}{d_p} \right)$$

$$= 1824,577 \text{ Mpa}$$

Kapasitas lentur nominal pada tengah penampang

$$M_n = A_{ps} \times f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 274939,415 \text{ Mpa}$$

Variabel reduksi lentur

$$\phi f = 0,900$$

Momen tahanan nominal penampang

$$M_r = \phi_f \times M_n$$

$$= 247445,474 \text{ kNm}$$

Kapasitas lentur permukaan diperiksa pada momen ultimit karena kombinasi aksi beban kuat I yang dihitung sebagai berikut :

$$M_u = 1,2 (M_{MS-G} + M_{MS-D}) + 1,3 (M_{MS-S} + M_{MS-RCP}) +$$

$$= 2 (M_{MA-B} + M_{MA-A}) + 1,8 M_{LL}$$

$$= 20481,613 \text{ kNm}$$

Jika nilai $M_r \geq M_u$ maka kapasitas lentur yang ada pada permukaan dikatakan aman serta dapat menahan beban yang bekerja.

$$M_r \geq M_u \quad = 247445,474 \geq 20481,613 \text{ aman.}$$

Karena nilai M_r lebih besar daripada M_u , maka permukaan mampu memikul yang bekerja.

- Pemeriksaan tulangan minimum

Total strand prategang yang dipakai harus dapat memenuhi persyaratan tendon, nilai M_r harus lebih besar dari nilai terkecil. Terdapat 2 ketentuan sebagai berikut :

$$1,2 M_{cr} \text{ atau } 1,33 M_u$$

$$1,33 M_u = 27240,545 \text{ kNm}$$

Momen tidak tervariabel karena beban mati komponen struktur :

$$M_{dnc} = M_{MS-S} + M_{MS-G} + M_{MS-D} + M_{MS-RCP}$$

$$= 7535,680 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Konstanta retak beton (fr)} &= 0,63 \sqrt{f'_{cg} \times MPa} \\
 &= 4,880 \text{ Mpa} \\
 \text{Variabel variabel retak lentur (Y}_1\text{)} &= 1,600 \\
 \text{Variabel variabel prategang (Y}_2\text{)} &= 1,100 \\
 \text{Rentang kuat leleh serta kuat ultimit (Y}_3\text{)} &= 1,000
 \end{aligned}$$

Baja nonprategang

Tegangan tekan beton karena *Pre-stressing force* efisien :

$$\begin{aligned}
 f_{cpe} &= \frac{P_e}{A_g} \times \frac{P_e \times e_{mid}}{S_b} \\
 &= 24,902 \text{ Mpa} \\
 Mr &= 247445,474 \text{ kNm} \\
 M_{cr} &= Y_3 (Y_1 \times f_r + Y_2 \times f_{cpe}) \times S_{bcg} - M_{dnc} \left(\frac{S_{bcg}}{S_b} - 1 \right) \\
 &= 17227,190 \text{ kNm} \\
 1,2 M_{cr} &= 20672,627 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Persyaratan tulang minimum

$$\text{Min (1.33Mu, 1.2Mcr)} = 20672,627 \text{ kNm}$$

Jika nilai persyaratan tulangan minimum < Mr maka dapat dikatakan **aman**

Tul.min < Mr

$$1,2 M_{cr} = 20672,627 < 247445,474 \quad \textbf{aman.}$$

Kemudian melanjutkan perhitungan pada kapasitas geser permukaan yang meliputi sebagai berikut:

- Data Permukaan Geser

Kapasitas geser permukaan dianalisis pada lokasi geser maksimum. Geser maksimum terjadi pada daerah dekat tumpuan.

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi permukaan (h)} &= h_g + t_s \\
 &= 2400 \text{ mm} \\
 \text{Selimut beton} &= 50 \text{ mm} \\
 \text{Elevasi efisien permukaan (de)} &= \frac{A_{ps} \times f_{ps} \times d_p}{A_{ps} \times f_{ps}} \\
 &= 2278,261 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- | | |
|--|---------------------------------------|
| Diameter tulangan geser (D_s) | = 13 mm |
| Kuat leleh tulangan (f_y) | = 420 Mpa |
| Elevasi efisien geser (d_v) | = $h_{cg} - a - y_{mid}$
= 2,147 m |
| Lebar permukaan geser (b_v) | = 200 mm |
| Variabel reduksi kekuatan geser (ϕ_v) | = 0,750 |
- Perhitungan ketahanan geser dari prategang

Titik berat strand prategang di tumpuan (y_{end})	= 704,348 mm
Titik berat strand prategang di tengah bentang (y_{mid})	= 121,739 mm
Panjang setengah bentang (L_{mid})	= $\frac{Lb}{2}$ = 20,30 m
Panjang strand prategang di setengah bentang / asumsi linear (r_{tendon})	= $\sqrt{(y_{end} - y_{mid})^2 + L_{mid}^2}$ = 20,308 m
<i>Pre-stressing force</i> efisien (p_{ef})	= 7735,601 kN
Kontribusi <i>Pre-stressing force</i> pada ketahanan geser (V_p)	= $p_{ef} \frac{(y_{end} - y_{mid})}{r_{tendon}}$ = 221,920 kN
 - Gaya dalam

Gaya geser ultimit di muka geser kritis (V_{ucr})	= 1268,310 kN
Momen ultimit di muka geser kritis (M_{ucr})	= 13517,414 kNm
Momen kombinasi I di muka geser kritis tidak boleh kurang dari:	
$ M_{ucr} > V_{ucr} - V_p d_v$	
13157,414	> 22246,126 aman
Gaya aksial nominal (N_u)	= 0 kN

- Ketahanan geser beton

$$\text{Regangan longitudinal di baja tulangan } (\epsilon_s) = \frac{\frac{|M_{ucr}|}{d_v} + 0,5 \times N_u + |V_{ucr} - V_p| - A_{ps} \times 0,7 \times f_{pu}}{E_{ps} \times A_{ps}}$$

$$= -0,007$$

Syarat 0 jika $\epsilon_s \leq 0 = 0$ begitu pula sebaliknya

$$\text{Nilai } \epsilon_s \quad \epsilon_s \leq 0,00$$

$$-0,007 \leq 0,00$$

$$= 0,00$$

$$\text{Variabel } \beta \text{ (diasumsikan memakai tulangan minimum)}$$

(β)

$$\text{Sudut tegangan utama } (\theta) = 29 + 3500 \times \epsilon_s$$

$$= 29,000$$

$$\text{Kuat geser beton } (V_c) = 0,083 \times \beta \sqrt{f'_{cg} \times MPa \times b_v \times d_v}$$

$$= 1324,846 \text{ kN}$$

Pengecekan tulangan geser

Jika $V_{ucr} > 0,5 \times \Phi_v(V_c + V_p)$ dapat dikatakan “Ya” serta sebaliknya “Tidak”

Tulangan geser

$$V_{ucr} > 0,5 \times \Phi_v (V_c + V_p)$$

$$1268,310 > 580,037 \text{ aman.}$$

$$\text{Gaya geser yang ditahan baja tulangan } (V_{s_req}) = \frac{V_{ucr}}{\phi_v} - V_c - V_p$$

$$= 144,314 \text{ kN}$$

$$\text{Tulang geser } (D_v) = 13,000 \text{ mm}$$

$$\text{Total kaki } (n_v) = 2,000$$

$$\text{Area tulangan } (A_v) = \frac{1}{4} \pi D_v^2 n_v$$

$$= 265,465 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan geser } (S_v) = 150,000 \text{ mm}$$

$$\text{Kekuatan geser tulangan } (V_s) = \frac{A_v f_{yv} d_v (\cot(\theta))}{S_v}$$

$$= 17432,352 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan geser nominal } (V_{n1}) &= V_c + V_s + V_p \\ &= 18979,118 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekuatan geser nominal } (V_{n2}) &= 0,25 \times f'_c \times b_v \times d_v + V_p \\ &= 6661,562 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser nominal yang dipakai} &= \min(V_{n1} \times V_{n2}) \\ &= 6661,562 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pengecekan kapasitas geser

Jika $\Phi_v \times V_n \geq V_{ucr}$ dikatakan **aman**, begitu pula sebaliknya

Kapasitas geser

$$\Phi_v \times V_n \geq V_{ucr}$$

$$4996,171 \geq 1268,310 \text{ aman.}$$

Kapasitas geser nominal mampu menahan gaya geser pada gelagar, sehingga dapat memakai tulangan geser D13 – 150 mm. Selanjutnya dilakukan pengecekan jarak tulangan pada batas maksimum yang diizinkan, yaitu:

$$\begin{aligned} \text{Tegangan geser beton } V_u &= \frac{|V_{ucr} - \Phi_v \times V_p|}{\Phi_v \times b_v \times d_v} \\ &= 3,422 \text{ Mpa} \\ 0,125 f_{cg} &= 7,50 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Syarat nilai tulangan minimum $V_u < 0,125 f_{cg} = 3,422 < 7,50$. Maka dapat dikatakan **aman**.

$$\text{Syarat spasi maksimum } s_{\text{max}} = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm}$$

Karena $0,8 d_v > 600 \text{ mm}$ maka diambil $s_{\text{max}} = 600 \text{ mm}$ serta memakai D13-150 sebagai tulangan geser serta dapat memenuhi spasi maksimum yang diizinkan.

PEMBESIAN PCI GIRDER

Pembesian PCI Girder dilakukan setelah dilakukan pengecekan pada syarat tegangan, kapasitas lentur, kapasitas geser, serta lendutan. Selanjutnya, dihitung kebutuhan tulangan untuk area $\frac{1}{2}$ dan $\frac{1}{4}$ bentang.

a. Tulangan lentur

Tabel 4.25 di bawah ini adalah kombinasi aksi beban tulangan lentur pada gelagar.

$$Lb = 40.60 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} Lb = 20.30 \text{ m}$$

$$\frac{1}{4} Lb = 10.15 \text{ m}$$

Tabel 4. 25 Kombinasi Aksi beban Tulangan Lentur pada Gelagar

Beban	Mi pada jarak (kNm)	
	$\frac{1}{2} Lb$	$\frac{1}{4} Lb$
MS1 (Mg + Mr _{cp})	4297.068	3222.801
MS2 (M _{dp} + M _s)	3238.611	2428.958
MA	1520.2	1140.15
MLL	3046.261	2300.559

Kombinasi	Mu pada jarak (kNm)	
	$\frac{1}{2} Lb$	$\frac{1}{4} Lb$
Kuat I	17890.35	13446.31
Layan II	-	-
Layan III	11492.89	8632.357

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

Mu Kombinasi Kuat I :

$$Mu = 1,2(MMS1)+1,3(MMS2)+2(MMA)+1,8(MLL).$$

Mu Kombinasi Layan III:

$$Mu = 1,0 (MMS1 + MMS2 + MMA) + 0,8 (MLL).$$

Dengan dasar perhitungan di atas nilai momen ultimit paling besar terdapat pada kondisi Kuat I dengan masing masing Mu.

$$Mu \text{ pada } \frac{1}{2} Lb = 17890.34646 \text{ kNm}$$

$$Mu \text{ pada } \frac{1}{4} Lb = 13446.31459 \text{ kNm}$$

Variabel reduksi lentur (ϕ) = 0,9 (beton prategang, SNI 2847 : 2013)

Nilai β_1 (untuk beton $f_{cg} > 30$ Mpa)

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,008 (f_{cg} - 30) \\ &= 0.69\end{aligned}$$

Apabila $\beta_1 < 0,65$ maka dipakai nilai $\beta_1 = 0,65$. Karena nilai $\beta_1 > 0,65$ maka dipakai $\beta_1 = 0,69$.

$$\text{Tebal selimut beton } (p) = 50 \text{ mm}$$

Rentang tulangan nominal

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{\beta 1.0,85 . f_{cg}}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0.0698 \times 0.5882 \\ &= 0.0410\end{aligned}$$

Syarat Rentang tulangan minimum

$$\begin{aligned}\rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= 0,00333\end{aligned}$$

Syarat Rentang tulangan maksimum

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0.030803571\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_{c}} \\ &= 9.882352941\end{aligned}$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}h &= 2100\text{mm} - 50 \text{ mm} \\ &= 2050 \text{ mm}\end{aligned}$$

Kemudian pada Tabel 4.26 di bawah ini adalah tulangan lentur dari girder yang dipakai.

Tabel 4. 26 Tulangan Lentur Gelagar

Nilai	Dengan jarak	
	$\frac{1}{2} Lb$	$\frac{1}{4} Lb$
Mn (kNm)	19878.16	14940.35
Rn (N/mm ²)	6.757258	5.078728

Nilai	Dengan jarak	
	$\frac{1}{2} Lb$	$\frac{1}{4} Lb$
ρ_{req}	0,017435	0,012782
ρ_{min}	0,003333	0,003333
ρ_{max}	0,030804	0,030804
ρ_{use}	0,017435	0,012782
As_{use}	25141,1	18432,28
$As_{use \text{ per } mm^2}$	619,2389	453,9969

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

$$Mn = \frac{Mu}{\phi}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times h \times f_c f^2}$$

$$\rho_{hitung} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\rho_{req} < \rho_{min} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min}$$

$$\rho_{min} < \rho_{req} < \rho_{max} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{min}$$

$$\rho_{req} > \rho_{max} \rightarrow \text{dipakai } \rho_{max}$$

$$As_{use} = \rho_{use} \cdot b \cdot h^2$$

Jadi kesimpulan pada Tabel 4.26, pada tulangan lentur memakai tulangan 22D-13 ($As = 2920,11 \text{ mm}^2$) pada area $\frac{1}{2}$ bentang serta 22D-13 ($As = 2920,11 \text{ mm}^2$) pada area $\frac{1}{4}$ bentang.

b. Tulangan geser

Dalam perencanaan tulangan geser, pada area $\frac{1}{4}$ bentang dipakai gaya geser maksimum di tumpuan, sedangkan pada area $\frac{1}{2}$ bentang dipakai gaya geser pada posisi $\frac{1}{4}$ bentang, sebagaimana ditunjukkan pada Tabel 4.27.

$$Lb = 40.60 \text{ m}$$

$$\frac{1}{2} Lb = 20.30 \text{ m}$$

$$\frac{1}{4} Lb = 10.15 \text{ m}$$

Kemudian pada Tabel 4.27 di bawah ini adalah kombinasi aksi beban tulangan geser dari girder yang dipakai.

Tabel 4. 27 Kombinasi Aksi beban Tulangan Geser Gelagar

Beban	Vi pada area (kNm)	
	1/2 Lb	1/4 Lb
MS ₁ (Mg + Mrcp+Mdp)	230,3845	460,769
MS ₂ (Ms)	140,8313	281,6625
MA	74,8867	149,7734
MLL	210,3913	357,3275

Kombinasi	Mu pada jarak (kNm)	
	½ Lb	¼ Lb
Kuat I	988,0197	1861,82
Layan II	-	-
Layan III	614,4155	1178,067

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

Mu Kombinasi Kuat I :

$$Mu = 1,2(MMS_1)+1,3(MMS_2)+2(MMA)+1,8(MLL).$$

Mu Kombinasi Layan III:

$$Mu = 1,0 (MMS_1 + MMS_2 + MMA) + 0,8 (MLL).$$

Dengan dasar perhitungan di atas nilai geser ultimit paling besar terdapat pada kondisi Kuat I dengan masing masing Vu.

$$Mu \text{ pada } 1/2 \text{ Lb} = 592.558733 \quad \text{kNm}$$

$$Mu \text{ pada } 1/4 \text{ Lb} = 1134.353466 \quad \text{kNm}$$

$$\text{Variabel reduksi lentur } (\phi_v) = 0,75$$

$$b = 700 \text{ mm}$$

$$d = 2100 \text{ mm} - 50 \text{ mm}$$

$$= 2050 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f_{cg}} \cdot b \cdot d$$

$$= 1411.756196$$

Kemudian pada Tabel 4.28 di bawah ini adalah tulangan geser dari girder yang dipakai.

Tabel 4. 28 Tulangan Geser Gelagar

Area	V_u	$V_n = V_u / \phi_v$
$\frac{1}{2} L_b$	614,4154525	819,2206033
$\frac{1}{4} L_b$	1178,066905	1570,755873

No	Batas	Nilai (kN)
1	$0,5. \phi. V_c$	581,3508
2	$\phi. V_c$	1162,702

Sumber: Penyusun, 2025

Cek geser area $\frac{1}{2}$ bentang :

$$V_n = 790.08 \quad \text{kN}$$

$$V_u = 592.56 \quad \text{kN}$$

$$0,5. \phi. V_c = 529.41 \quad \text{kN}$$

$$\phi. V_c = 1058.82 \quad \text{kN}$$

$$V_u < \phi. V_c \rightarrow V_u > 0,5. \phi. V_c \rightarrow V_n < \phi. V_c$$

Area $\frac{1}{2}$ bentang tidak memerlukan tulangan geser (dipakai tulangan geser minimum).

Cek geser area $\frac{1}{4}$ bentang :

$$V_u = 1134.353466 \quad \text{kN}$$

$$0,5. \phi. V_c = 529.409 \quad \text{kN}$$

$$\phi. V_c = 1058.817147 \quad \text{kN}$$

$$V_u > \phi. V_c \rightarrow V_u > 0,5. \phi. V_c$$

Area $\frac{1}{4}$ bentang memerlukan tulangan geser.

Tulangan geser minimum area $\frac{1}{4}$ bentang:

$$\text{Diameter tulangan geser (Dv)} = 13 \quad (A_s = 132.732 \text{ mm}^2)$$

Jarak maksimal antar tulangan geser

$$s = \frac{3.A_{s_{use}}.f_y}{b} = 238.9181213 \quad \text{mm}$$

Jadi area $\frac{1}{4}$ bentang dipakai tulangan geser D13-200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$).

Tulangan geser minimum area $\frac{1}{2}$ bentang:

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = 100.715 \text{ kN}$$

$$\text{Diameter tulangan geser (Dv)} = 13 \text{ (As} = 132.732 \text{ mm}^2\text{)}$$

Jarak maksimal antar tulangan geser

$$s = \frac{As_{use} \cdot f_y \cdot d}{V_s} = 143,7 \text{ mm}$$

Jadi area $\frac{1}{2}$ bentang dipakai tulangan geser D13-150 (As = 885 mm²).

c. Tulangan *Bursting Zone*

Pre-stressing force karena jacking pada masing-masing strand prategang seperti penjelasan pada Tabel 4.29.

$$P_{jacking} = 8675 \text{ kN}$$

Tabel 4. 29 Kebutuhan Tulangan Bursting Zone

Strand prategang	Total Strand (n _s)	P _j (kN)
1	12.00	1652.41
2	19.00	2616.31
3	19.00	2616.31
4	19.00	2616.31
Total	69	9501

Sumber:

Penyusun, 2025

Keterangan:

Pre-stressing force pada masing-masing strand prategang hasil dari persamaan :

$$(P_{jacking} \times \frac{n_s}{\sum n_s})$$

$$\text{Diameter tulangan geser bursting force (Dv)} = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Area permukaan Sengkang (As)} = 132.7322896 \text{ mm}^2$$

$$\text{Kekuatan leleh baja (fy)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan ijin baja sengkang (fs)} = 0,578 \cdot f_y$$

$$= 242.76 \text{ Mpa}$$

Kemudian pada Tabel 4.30 di bawah ini adalah perhitungan kebutuhan tulangan *bursting zone*.

Tabel 4. 30 Perhitungan Kebutuhan Tulangan *Bursting Zone*

Tendon	P _j	a ₁	a	Y _a	P _{bt}	A _{Y_a}
	(kN)	(mm)	(mm)	-	(kN)	(mm ²)
1	1652.41	155	265	0.585	205.771	997.215
2	2616.31	246	265	0.928	56.275	272.723
3	2616.31	246	265	0.928	56.275	272.723
4	2616.31	246	265	0.928	56.275	272.723

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

- Rentang perbandingan diameter anchor block dengan sengkang adalah hasil dari ($Y = a_1 - a$), dengan a_1 = diameter anchor block serta a = lebar sengkang yang dipakai.
- Besarnya gaya yang diterima pada area bursting zone dengan persamaan :

$$P_{bt} = 0,30. (1 - Y). P_j$$

- Area tulangan sengkang, $A_Y = \frac{P_{bt}}{0,85 \cdot f_s}$ dengan $f_s = 0,578 \cdot f_y$.
- Total Sengkang yang dibutuhkan, $n_{req} = A_Y / A_s$

d. Tulangan *Shear connector*

Jarak yang dipakai dalam perhitungan shear connector ditentukan oleh gaya geser yang bekerja pada permukaan girder komposit dalam kondisi Kuat I. Beban yang diperhitungkan mencakup berat sendiri (MS), beban mati tambahan (MA), serta beban lalu lintas (MLL)

$$\text{Lebar efisien pelat lantai (beff)} = 1308 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal pelat lantai (ts)} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak sera tatas plat lantai pada garis netral permukaan komposit (ytcd)} = 1006.04 \text{ mm}$$

$$\text{Momen statis plat lantai efisien pada garis netral permukaan komposit (Sx)} = 335947437.71 \text{ mm}^3$$

$$\text{Letak bisertag gesek (panjang kotak plat pada gelagar) (by)} = 200 \text{ mm}$$

Momen inersia permukaan komposit (I_{xc})	= 817670597277.38 mm ⁴
Diameter <i>shear connector</i> yang dipakai	= 12.7 mm
(Dsc)	
Total <i>shear connector</i> yang dipakai (nsc)	= 2 buah
Area <i>shear connector</i> yang dipakai (A_{sc})	= 253.3537 mm ²
Speisifikasi baja <i>shear connector</i> (f_y)	= 420 Mpa
Tegangan izin baja <i>shear connector</i> (f_s)	= 242.76 Mpa
Koefisien gesek (kt)	= 1.4
Speisifikasi beton girder (f_{cg})	= 60 Mpa
Tegangan izin beton (f_{cit})	= 18 Mpa
Tegangan izin geser (f_{vi})	= 3.60 Mpa
Bentang jembatan (L_b)	= 40.60 m
Statis momen plat lantai pada sumbu netral permukaan komposit (S_x)	= 381677960.8 m ³

Keterangan:

- S_x = beff. ts. ($y_{tcd} - t_s / 2$)
- A_{sc} = $n_{sc} \cdot \pi (D_{sc})^2 / 4$
- f_s = $0,578 \cdot f_y$
- f_{cit} = $0,30 \cdot f_{cg}$
- f_{vi} = $0,20 f_{cit}$

Ms	w_s	=	13.88	kN/m
	w_g	=	18.74	kN/m
	w_{rcp}	=	2.12	kN/m
	w_{dp}	=	1.84	kN/m
	w_{ms_total}	=	36.57	kN/m
Ma	w_{br}	=	5.75	kN/m
	w_a	=	1.63	kN/m
	w_{ma_total}	=	7.38	kN/m
ML	w_{btr}	=	14.48	kN/m

$$\begin{array}{rcl} P_{bgt} & = & 90.65 \text{ kN/m} \\ \text{FBD} & = & 0.40 \end{array}$$

Kemudian pada Tabel 4.31 di bawah ini adalah nilai geser pada kombinasi aksi beban Kuat I, sebagai berikut.

Tabel 4. 31 Nilai Geser pada Kombinasi Kuat I

Jarak (m)	V _{MS} (kN)	V _{MA} (kN)	V _{MLL} (kN)	V _u (kN)
0	965.16	194.71	408.09	1567.96
1	917.62	185.11	393.62	1496.35
2	870.07	175.52	379.14	1424.73
3	822.53	165.93	364.66	1353.12
4	774.98	156.34	350.19	1281.51
5	727.44	146.75	335.71	1209.89
6	679.89	137.16	321.23	1138.28
7	632.35	127.57	306.76	1066.67
8	584.80	117.97	292.28	995.06
9	537.26	108.38	277.80	923.44
10	489.71	98.79	263.33	851.83
11	442.17	89.20	248.85	780.22
12	394.62	79.61	234.37	708.60
13	347.08	70.02	219.90	636.99
14	299.53	60.43	205.42	565.38
15	251.99	50.83	190.94	493.77
16	204.44	41.24	176.47	422.15
17	156.90	31.65	161.99	350.54
18	109.35	22.06	147.51	278.93
19	61.81	12.47	133.04	207.32
20	14.26	2.88	118.56	135.70
20.3	0.00	0.00	-114.22	-114.22

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

- V_{ms} = (1/2.w.L_b x - x.w). 1,3
- V_{ma} = (1/2.w.L_b x - x.w). 1,3
- V_{LL} = (V_{BTR} + V_{BGT}). 1,8
= ((1/2.W_{btr}.L_b - x.W_{btr}) + (1/2.(P_{bgt}(1+FBD)) . 1,8

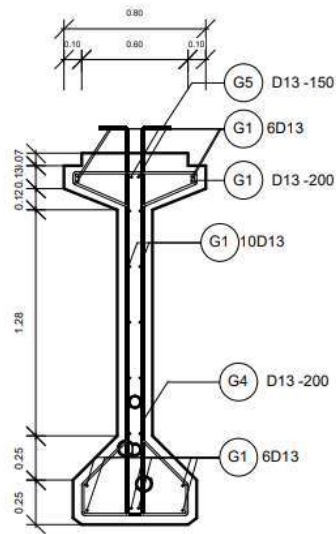
- $V_u = V_{ms} + V_{ma} + V_{LL}$

Kemudian pada Tabel 4.32 di bawah ini adalah jarak tulangan *shear connector*.

Tabel 4. 32 Jarak Tulangan *Shear connector*

Jarak	Gaya Geser	Tegangan geser horizontal	Tegangan izin geser	Jarak maximum yang dibutuhkan	Dipakai Jarak
(x)	(v _i)	(f _v)	(f _{vi} > f _v)	(a _s)	(s)
m	kN	Mpa		mm	mm
0	1567.96	3.66	Aman	117.65	100
1	1496.35	3.49	Aman	123.28	100
2	1424.73	3.33	Aman	129.47	100
3	1353.12	3.16	Aman	136.33	100
4	1281.51	2.99	Aman	143.94	100
5	1209.89	2.82	Aman	152.46	100
6	1138.28	2.66	Aman	162.06	150
7	1066.67	2.49	Aman	172.94	150
8	995.06	2.32	Aman	185.38	150
9	923.44	2.16	Aman	199.76	150
10	851.83	1.99	Aman	216.55	200
11	780.22	1.82	Aman	236.43	200
12	708.60	1.65	Aman	260.32	200
13	636.99	1.49	Aman	289.59	200
14	565.38	1.32	Aman	326.27	250
15	493.77	1.15	Aman	373.59	250
16	422.15	0.99	Aman	436.96	250
17	350.54	0.82	Aman	526.23	300
18	278.93	0.65	Aman	661.33	300
19	207.32	0.48	Aman	889.78	300
20	135.70	0.32	Aman	1359.33	300
20.3	-114.22	0.27	Aman	1615.01	300

Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 17 PCI Girder
Sumber: Penyusun, 2025

6) Diafragma

Pada struktur diafragma, beban yang diterima hanyalah beban dari diafragma saja, karena diafragma tidak menahan atau menumpu beban lainnya. Sebelum melakukan analisa pada beban diafragma, terlebih dahulu direncanakan beberapa parameter di bawah ini:

Speisfikasi beton	$(f'c)$	= 30	Mpa
Speisfikasi tulangan	(fy)	= 400	Mpa
Berat jenis beton	(γ_c)	= 25	kg/m ³

BAGIAN TEPI

Tebal diafragma	(b)	= 200	mm
Elevasi diafragma	(x)	= 1210	mm
Lebar diafragma	(y)	= 1605	mm
Elevasi optimal	(dx)	= 1170	mm
Panjang diafragma	(dy)	= 1565	mm

BAGIAN TENGAH

Tebal diafragma	(b)	= 200	mm
Elevasi diafragma	(x)	= 1610	mm

Lebar diafragma	(y)	= 1605	mm
Elevasi optimal	(dx)	= 1570	mm
Panjang diafragma	(dy)	= 1605	mm

Setelah data – data telah dilengkapi, selanjutnya melakukan analisis perhitungan beban serta momen yang terjadi pada bagian tepi diafragma sebagai berikut:

A. Bagian Tepi Diafragma

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{diafragma}} &= 1,3 \times h \times t \times \text{berat jenis beton} \\
 &= 1,3 \times 1,21 \times 0,2 \times 24,525 \\
 &= 7,7156 \text{ kN/m} \\
 qu &= 1,4 \times Q_{\text{diafragma}} \\
 &= 1,4 \times 7,7156 \\
 &= 10,8018 \text{ kg/m}^3
 \end{aligned}$$

Selanjutnya dapat menghitung momen ultimit dengan arah x serta arah y sebagaimana penjelasan berikut:

$$\begin{aligned}
 M_{qx} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 10,8018 \times 1,170^2 \\
 &= 2,5302 \text{ kNm} \\
 M_{qy} &= \frac{1}{8} \times qu \times L^2 \\
 &= \frac{1}{8} \times 10,8018 \times 1,565^2 \\
 &= 8,0996 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Setelah menganalisa pada beban yang diampu oleh plat injak, dapat dilanjutkan dengan perhitungan kebutuhan tulangan dari arah x serta arah y sebagai berikut:

TULANGAN ARAH X

- Momen Ultimit

$$Mu = 2,5302 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{2,5302}{0,8} \\ &= 3,1627 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel tahanan

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{3,1627}{200 \times 1170^2} \\ &= 0,0116 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian maksimal

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, sebelumnya dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut.

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6863 \end{aligned}$$

Nilai m dipakai untuk mendapatkan nilai pada Rentang pembesian yang dibutuhkan. Kemudian dapat dilanjutkan dengan menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,0116}{400}} \right) \\ &= 0,000029\end{aligned}$$

- Cek persyaratan

$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,000029 < 0,0035 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0,0035 \times 20 \times 1170 \\ &= 819,0 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada parapet memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).

TULANGAN ARAH Y

- Momen Ultimit

$$Mu = 8,0996 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned}Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{8,0996}{0,8} \\ &= 10,1245 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Variabel tahanan

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{10,1245}{200 \times 1,565^2} \\ &= 0,00000002 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned}\rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325\end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

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

- Rentang pembesian maksimal

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244\end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, sebelumnya dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut.

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6863\end{aligned}$$

Nilai m dipakai untuk mendapatkan nilai pada Rentang pembesian yang dibutuhkan. Kemudian dapat dilanjutkan dengan menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,00000002}{400}} \right) \\ &= 0,00000000052\end{aligned}$$

- Cek persyaratan

$$\begin{aligned}\rho_{hitung} &< \rho_{min} \\ 0,00000000052 &< 0,0035 \text{ Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.\end{aligned}$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0,0035 \times 200 \times 1565 \\ &= 1095,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada parapet memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).

Setelah itu melakukan analisis perhitungan beban serta momen yang terjadi pada bagian tengah diafragma sebagai berikut:

B. Bagian Tengah Diafragma

$$\begin{aligned}Q \text{ diafragma} &= 1,3 \times h \times t \times \text{berat jenis beton} \\ &= 1,3 \times 1,61 \times 0,2 \times 24,525 \\ &= 10,2662 \text{ kN/m} \\ q_u &= 1,4 \times Q \text{ diafragma} \\ &= 1,4 \times 10,2662 \\ &= 14,3726 \text{ kg/m}^3\end{aligned}$$

Selanjutnya dapat menghitung momen ultimit dengan arah x serta arah y sebagaimana penjelasan berikut:

$$\begin{aligned}M_{qx} &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 14,3726 \times 1,570^2 \\ &= 4,4284 \text{ kNm} \\ M_{qy} &= \frac{1}{8} \times q_u \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times 14,3726 \times 1,605^2 \\ &= 4,6280 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Setelah menganalisa pada beban yang diampu oleh plat injak, dapat dilanjutkan dengan perhitungan kebutuhan tulangan dari arah x serta arah y sebagai berikut:

TULANGAN ARAH X

- Momen Ultimit

$$Mu = 4,4284 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{4,4284}{0,8} \\ &= 5,5355 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel tahanan

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{5,5355}{200 \times 1570^2} \\ &= 0,00000001 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian minimum

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian maksimal

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, sebelumnya dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut.

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

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

$$= 15,6863$$

Nilai m dipakai untuk mendapatkan nilai pada Rentang pembesian yang dibutuhkan. Kemudian dapat dilanjutkan dengan menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\rho_{hitung} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,0116}{400}} \right)$$

$$= 0,000000000028$$

- Cek persyaratan

$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,000000000028 < 0,0035 \text{ Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0,0035 \times 200 \times 1610 \\ &= 1127 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada parapet memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).

TULANGAN ARAH Y

- Momen Ultimit

$$Mu = 4,6280 \text{ kNm}$$

- Momen Nominal

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{4,6280}{0,8} \\ &= 5,7850 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Variabel tahanan

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

$$= \frac{5,7850}{200 \times 1,605^2}$$

$$= 0,00000001 \text{ kNm}$$

- Rentang pembesian permukaan seimbang

$$\rho b = \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400}$$

$$= 0,0325$$

- Rentang pembesian minimum

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

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

$$= 0,0035$$

- Rentang pembesian maksimal

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho b$$

$$= 0,75 \times 0,0325$$

$$= 0,0244$$

- Rentang pembesian yang dibutuhkan

Sebelum mendapatkan nilai Rentang tulangan yang dibutuhkan, sebelumnya dapat menghitung nilai m terlebih dahulu seperti berikut.

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c}$$

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

$$= 15,6863$$

Nilai m dipakai untuk mendapatkan nilai pada Rentang pembesian yang dibutuhkan. Kemudian dapat dilanjutkan dengan menghitung ρ yang dibutuhkan.

$$\rho_{hitung} = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,6863} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6863 \times 0,00000001}{400}} \right)$$

$$= 0,000000000028$$

- Cek persyaratan

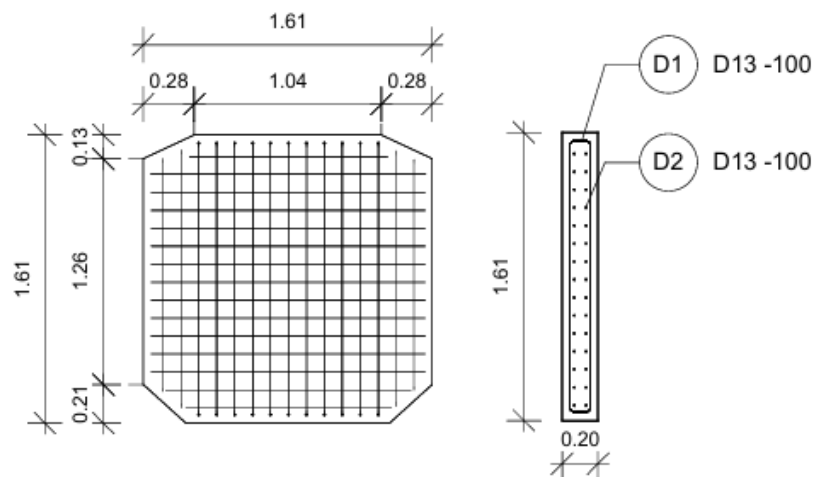
$$\rho_{hitung} < \rho_{min}$$

$$0,000000000028 < 0,0035 \rightarrow \text{Maka memakai } \rho_{min} = 0,0035.$$

Selanjutnya menghitung kebutuhan tulangan utama serta tulangan bagi dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{As tulangan utama} &= \rho_{min} \times b \times h_{ef} \\ &= 0,0035 \times 200 \times 1605 \\ &= 1123,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan pembesian di atas, mendapatkan hasil nilai tulangan utama pada parapet memakai tulangan D13-100 (1327 mm²).



Gambar 4. 18 Diafragma
Sumber: Penyusun, 2025

7) *Bearing pad*

Untuk merencanakan struktur *bearing pad* diperlukan untuk menganalisa aksi beban yang terjadi. Pada beban struktur *bearing pad* dibagi menjadi dua yakni beban vertikal serta beban horizontal. Tabel 4.33 adalah data dari beban vertikal serta Tabel 4.34 adalah data dari beban horizontal yang ditumpu oleh *bearing pad*:

Tabel 4. 33 Beban Vertikal pada Bearing pad

Beban	q (kN)
Parapet	69,899193

Beban	q (kN)
Plat lantai	197,925
Plat dek	2,275
Diafragma	16,799625
Gelagar	380,37125
Aspal	13,398
Air hujan	12,94125
Lalu lintas	357,33
Total (kN)	1050,9368
Total (N)	1050936,8

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4. 34 Beban Horizontal pada Bearing pad

Beban	q (kN)
Rem	62,5
Total (kN)	62500

Sumber: Penyusun, 2025

Setelah dilakukan analisis pada aksi beban yang bekerja pada *bearing pad*, langkah selanjutnya adalah merencanakan ukuran *elastomeric bearing pad* Dengan dasar spesifikasi yang tercantum dalam BMS BDM Pasal 7.1.1. Pada proyek Jembatan Tawang Ngalang Segmen IV, memakai *bearing pad* dengan ukuran 400×600×36 mm serta parameter yang telah dijabarkan oleh Tabel 4.35 di bawah ini.

Tabel 4. 35 Parameter Bearing Pad

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
Kekerasan karet	IHRD	53	
konstanta geser	G	0,69	Mpa
konstanta total	B	2000	Mpa
p bearing pad	b	600	mm
I bearing pad	d	400	mm
h selimut sisi	hc	10	mm
h selimut sisi eff	hcef = 1,4 x hc	14	mm
h selimut atas bawah	htb	6	mm
n karet	nr	3	bh
h lapis dalam karet	hi	36	mm
h lapis dalam karet eff	hief	36	mm
h plat baja	hp	5	mm

Parameter	Simbol	Nilai	Satuan
n plat baja	np	4	bh
h total	h	68	mm
Area total	A = b x d	240000	mm ²

Sumber: BMS BDM Pasal 7.1.1

Kemudian untuk memeriksa kontrol pada ukuran yang telah ditentukan
Dengan dasar BMS BDM Pasal 7.1.1 sebagai berikut:

a. Verifikasi pada area efisien minimum

$$\begin{aligned}
 \delta &= \frac{qH \times h}{A \times G} \\
 &= \frac{62,5 \times 68}{24000 \times 0,69} \\
 &= 0,0257 \\
 A_{eff} &= A \left(1 - \frac{\delta}{b} - \frac{\delta}{d}\right) \\
 &= 24000 \left(1 - \frac{0,0257}{600} - \frac{0,0257}{400}\right) \\
 &= 239974,3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek persyaratan} &= \frac{A_{eff}}{0,8A} > 1 \\
 &1,249866332 > 1
 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada area efisien minimum **aman**.

b. Verifikasi pada bentuk

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{b \times d}{2 \times (b+d) \times h_{cef}} \\
 &= \frac{600 \times 400}{2 \times (600+400) \times 14} \\
 &= 8,5714
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cek persyaratan} &= 4 \leq S \leq 12 \\
 &4 \leq 8,5714 \leq 12
 \end{aligned}$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada bentuk **aman**.

c. Verifikasi pada regangan total maksimum

$$\alpha = \frac{H_{max} - H_{min}}{b}$$

$$= \frac{6-0}{600}$$

$$= 0,01 \text{ rad}$$

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha \times b^2 \times \alpha \times d^2}{2 \times h_i \times h}$$

$$= \frac{0,01 \times 600^2 \times 0,01 \times 400^2}{2 \times 36 \times 68}$$

$$= 1,0621$$

$$\varepsilon_{sc} = \frac{6 \times S \times V}{3 \times A_{eff} \times G \times (1 + 2S^2)}$$

$$= \frac{6 \times 8,5714 \times 1050936,8}{3 \times 239974,3 \times 0,69 \times (1 + 2 \times 8,5714^2)}$$

$$= 0,7355$$

$$\varepsilon_{sh} = \frac{2 \times A_{eff}}{A}$$

$$= \frac{2 \times 239974,3}{240000}$$

$$= 0,8998$$

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh}$$

$$= 2,6973$$

$$\text{Cek persyaratan} = \varepsilon_{total} < \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$2,6973 < 3,1330$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada regangan total maksimum **aman**.

d. Verifikasi pada batas leleh

$$V = 1050936,8$$

$$V_{LL} = 357,3275$$

$$1 < \frac{1,4 \times V}{\varepsilon_{sc} \times V_{LL}}$$

$$1 < \frac{1,4 \times 1050936,8}{0,7355 \times 357,3275}$$

$$1 < 5598,534$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada batas leleh **aman**.

e. Verifikasi pada tegangan maksimum rata – rata

$$1 < \frac{15 \times A}{V}$$

$$1 < \frac{15 \times 240000}{1050936,8}$$

$$1 < 3,4255$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada tegangan maksimum rata – rata **aman**.

f. Verifikasi pada perputaran maksimum

$$EH = A \times G \times \frac{1}{b/d + d/b}$$

$$= 240000 \times 0,69 \times \frac{1}{600/400 + 400/600}$$

$$= 76430,77$$

$$C = 4 + \frac{b}{d} \times 6 \times \frac{3,3 \times b}{d}$$

$$= 4 + \frac{600}{400} \times 6 \times \frac{3,3 \times 600}{400}$$

$$= 48,55$$

$$E = EH + \frac{C \times G \times S^2}{1 + \frac{(C \times G \times S^2)}{0,75 \times d}}$$

$$= 76430,77 + \frac{48,55 \times 0,69 \times S^2}{1 + \frac{(48,55 \times 0,69 \times 8,5714^2)}{0,75 \times 400}}$$

$$= 76698,17$$

$$dc = hief + \frac{V \times 10^3}{E \times A}$$

$$= 36 + \frac{1050936,8 \times 10^3}{76698,17 \times 240000}$$

$$= 2,0553$$

$$\text{Cek persyaratan} = 1 < \frac{\alpha \times b \times \alpha \times d}{4 \times dc}$$

$$1 < \frac{0,01 \times 600 \times 0,01 \times 400}{4 \times 2,0553}$$

$$1 < 5,1383$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada perputaran maksimum rata – rata **aman**.

g. Verifikasi pada kestabilan tekan

$$1 < \frac{2 \times d \times G \times S \times A_{eff}}{1000 \times V}$$

$$1 < \frac{2 \times 400 \times 0,69 \times 8,5714 \times 239974,3}{1000 \times 1050936,8}$$

$$1 < 1,0804$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada kestabilan tekan **aman**.

h. Verifikasi pada geseran

$$1 < \frac{0,1 \times V + 300 \times A_{eff}}{qH}$$

$$1 < \frac{0,1 \times 1050936,8 + 300 \times 239974,3}{62500}$$

$$1 < 11520,450$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada geseran **aman**.

i. Verifikasi pada tebal plat baja minimum

$$1 < \frac{hp}{3}$$

$$1 < \frac{5}{3}$$

$$1 < 1,66667$$

$$1 < \frac{hp \times A \times f_{sy}}{3000 \times V \times h_i}$$

$$1 < \frac{5 \times 240000 \times 950}{3000 \times 1050936,8 \times 36}$$

$$1 < 10,0440$$

Dengan dasar perhitungan di atas maka dapat disimpulkan untuk verifikasi pada tebal plat baja minimum **aman**.

8) Abutment 1

I. Data Perencanaan Abutment 1

Panjang total jembatan	= 82,12	m
Total bentang jembatan	= 2	buah
Panjang bentang	= 40,60	m
Elevasi gelagar	= 2,10	m
Lebar jembatan	= 11	m
Lebar jalur lalu lintas	= 8	m
Lebar trotoar	= 1	m
Tebal slab (h)	= 1	m
Tebal trotoar	= 0,3	m
Tebal lapisan aspal	= 0,04	m
Tebal genangan air hujan	= 0,05	m
Jarak antar gelagar	= 1,85	m
Elevasi sandaran	= 1,4	m

II. Perhitungan pada *Back Wall*

a. *Back wall* Bagian 1

Analisis Pembebanan

Back wall bagian 1 ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.18 di bawah ini.



Gambar 4. 19 *Back Wall* Bagian 1
Sumber: Penyusun, 2025

- Berat Sendiri

Perhitungan berat sendiri pada *back wall* bagian 1 dapat dilihat dari tabel 4.36 di bawah ini, sebagai berikut:

Tabel 4. 36 Berat Sendiri *Back Wall* Bagian 1

No	Parameter berat bagian			shape	berat jenis	berat
	b	H	L			
1,00	0,30	1,22	11,00	1,00	25,00	100,65

Sumber: *Penyusun, 2025*

- Gaya serta Momen Karena Tekanan Tanah Aktif (EH)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } back \text{ wall, } H = h1 = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } back \text{ wall arah y, } Bb = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}
 EH &= \frac{1}{2} \times H \times Ws \times Ka \times H \times Bb \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,22 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11 \\
 &= 37,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\
 &= 37,71 \times 0,41 \\
 &= 15,34 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } back \text{ wall, } H = h1 = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } back \text{ wall arah y, } Bb = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}
 LS &= Heq \times Ws \times Ka \times H \times Bb \\
 &= 0,87 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11
 \end{aligned}$$

$$= 53,79 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= LS \times y \\ &= 53,79 \times 0,41 \\ &= 21,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Karena Beban Rem (BR)

$$\text{Gaya rem, BR} = 162,50 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = 1,22 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, MBR} &= BR \times y \\ &= 162,50 \times 1,22 \\ &= 198,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Karena Beban Gempa (EQ)

$$\text{Berat sendiri } \textit{back wall}, WT = 100,65 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal, } Kh = 0,22$$

$$\text{Variabel kepentingan, } I = 1$$

Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau, yaitu

$$\begin{aligned} TEQ &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,22 \times 1 \times 100,65 \\ &= 22,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak pada titik O, } L &= 0,5 \times y \\ &= 0,5 \times 1,22 \\ &= 0,61 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{EQ} &= EQ \times L \\ &= 22,19 \times 0,61 \\ &= 13,54 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Kombinasi Pembebanan

Pada tabel 4.37 di bawah ini adalah hasil dari kombinasi aksi beban pada *back wall* bagian 1.

Tabel 4. 37 Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Bagian 1

No	Jenis beban	kode	Variabel beban	p	Hx	Mx
1	Beban Sendiri	DC	1,25	125,81		
2	Tekanan Tanah Aktif	EH	1,50		56,57	23,01
3	Tekanan Tanah Aktif Beban Hidup	LS	1,75		94,13	38,28
4	Beban Rem	BR	1,75		284,38	346,94
5	Beban Gempa	EQ	1,00		22,19	13,54
TOTAL				125,81	457,27	421,76

Sumber: Penyusun, 2025

Perhitungan PenulanganLebar *back wall*, B_b = 11 mKetahanan tekan beton, f'_c = 30 MpaKuat leleh baja, f_y = 400 MpaVariabel distribusi tegangan beton, β_1 = 0,85Variabel reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,90Variabel reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,60

a. Tulangan Lentur

$$M_u = 421,76 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_{ru} &= \frac{M_u}{B_b} \\ &= \frac{421,76}{11} \\ &= 38,342 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

Elevasi *back wall* atas, h_t = 300 mm

Tebal selimut beton = 50 mm

Tebal optimal = 250 mm

Jika diasumsikan tinjauan seslebar 1000 mm, yaitu:

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0325 \\
 Mn &= \frac{Mr_u}{\phi} \\
 &= \frac{38,342 \times 1000}{0,90} \\
 &= 468622,657 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{468622,657}{1000 \times 250^2} \\
 &= 0,007
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0325 \\
 &= 0,0244
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 0,007}{400}} \right) \\
 &= 0,0000187
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,0000187 &< 0,0035
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai ρ_{min} dengan area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 250 \\
 &= 875 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2
 \end{aligned}$$

$$= 132,79 \text{ mm}^2$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{875} \\ &= 151,76 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{150} \\ &= 2011,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{array}{rcl} As \text{ pakai} & > & As \\ 2011,43 & > & 875 \quad \quad \quad \mathbf{aman.} \end{array}$$

Maka pada tulangan lentur *back wall* bagian 1 memakai tulangan D13 – 150.

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} As &= 50\% \times As \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 875 \\ &= 437,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D10, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\ &= \frac{78,57 \times 1000}{437,50} \\ &= 179,59 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{78,57 \times 1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As_{pakai} &> As \\ 523,81 &> 437,50 \quad \mathbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan bagi *back wall* bagian 1 memakai tulangan D10 – 150.

c. Tulangan Susut

Elevasi *back wall* atas, $ht = 300 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} As &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 300 \\ &= 540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{540} \\ &= 73,77 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\ &= 1327,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

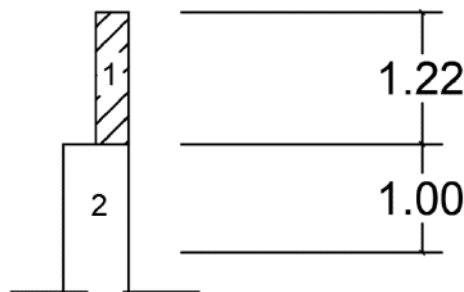
$$\begin{array}{rcl}
 A_s \text{ pakai} & > & A_s \\
 1327,86 & > & 540 \quad \text{aman.}
 \end{array}$$

Maka pada tulangan susut *back wall* bagian 1 memakai tulangan D13 – 100.

b. *Back wall* Bagian 2

Analisis Pembebanan

Back wall bagian 2 ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.19 di bawah ini.



Gambar 4. 20 *Back Wall* Bagian 2
Sumber: Penyusun, 2025

- Berat Sendiri

Perhitungan berat sendiri pada *back wall* bagian 1 dapat dilihat dari tabel 4.38 di bawah ini, sebagai berikut:

Tabel 4. 38 Berat Sendiri *Back Wall* Bagian 1

No	Parameter berat bagian			shape	berat jenis	berat
	b	H	L			
1,00	0,30	1,22	11,00	1,00	25,00	100,65

Sumber: Penyusun, 2025

- Gaya serta Momen Karena Tekanan Tanah Aktif (EH)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } \textit{back wall}, H = h1 = 1,22 \text{ m}$$

Lebar *back wall* arah y , $Bb = 11$ m

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned} EH &= \frac{1}{2} \times H \times Ws \times Ka \times H \times Bb \\ &= \frac{1}{2} \times 1,22 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11 \\ &= 37,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\ &= 37,71 \times 0,41 \\ &= 15,34 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)

$$\begin{aligned} \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\ &= 0,271 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } back \text{ wall, } H = h1 = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } back \text{ wall arah } y, Bb = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned} LS &= Heq \times Ws \times Ka \times H \times Bb \\ &= 0,87 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11 \\ &= 53,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= LS \times y \\ &= 53,79 \times 0,41 \\ &= 21,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Karena Beban Rem (BR)

$$\text{Gaya rem, BR} = 162,50 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = 1,22 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, MBR} &= BR \times y \\ &= 162,50 \times 1,22 \\ &= 198,25 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- Gaya serta Momen Karena Beban Gempa (EQ)
 Berat sendiri *back wall*, WT = 100,65 kN
 Variabel kepentingan, I = 1
 Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau, yaitu
 $TEQ = Kh \times I \times WT$

Tabel 4. 39 Gaya serta Momen Karena Beban Gempa

No	Beban mati akibat	WT (kN)	TEQ	Lengan pada titik o		Momen(kNm)
				Uraian	(m)	
1	Bagian 1	100,65	22,19	$h1/2+h2+h3+h4$	3,36	74,57
2	Bagian 2	165,00	36,38	$h2/2+h3+h4$	2,25	81,86
TOTAL			58,58			156,43

Sumber: Penyusun, 2025

- Kombinasi Pembebanan
 Pada tabel 4.40 di bawah ini adalah hasil dari kombinasi aksi beban pada *back wall* bagian 2.

Tabel 4. 40 Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Bagian 2

No	Jenis beban	kode	Variabel beban	p	Hx	Mx
1	Beban Sendiri	DC	1,25	686,5 5		
2	Tekanan Tanah Aktif	EH	1,50		599,0 4	792,72
3	Tekanan Tanah Aktif Beban Hidup	LS	1,75		306,3 1	405,35
4	Beban Rem	BR	1,75		284,3 8	1128,9 7
5	Beban Gempa	EQ	1,00		121,1 1	217,54
TOTAL				125,8 1	457,2 7	421,76

Sumber: Penyusun, 2025

Perhitungan Penulangan

- Lebar *back wall*, Bb = 11 m
 Ketahanan tekan beton, f'_c = 30 Mpa
 Kuat leleh baja, f_y = 400 Mpa
 Variabel distribusi tegangan beton, β_1 = 0,85
 Variabel reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,90

Variabel reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,60$

1. Tulangan Lentur

$$Mu = 2544,58 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Mru &= \frac{Mu}{Bb} \\ &= \frac{2544,58}{11} \\ &= 231,333 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi } back \text{ wall atas, } ht = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal} = 550 \text{ mm}$$

Jika diasumsikan tinjauan seslebar 1000 mm, yaitu:

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mru}{\phi} \\ &= \frac{231,333 \times 1000}{0,90} \\ &= 2827314,30 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2827314,30}{1000 \times 550^2} \\ &= 0,00935 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 0,0244 \\
\rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\
&= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 0,00935}{400}} \right) \\
&= 0,0000234
\end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
\rho &< \rho_{min} \\
0,0000234 &< 0,0035
\end{aligned}$$

Sehingga memakai ρ_{min} dengan area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
As &= \rho \times b \times d \\
&= 0,0035 \times 1000 \times 550 \\
&= 1925 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned}
A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
&= 201,14 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\
&= \frac{201,14 \times 1000}{1925} \\
&= 104,49 \text{ mm} \\
&\approx 100 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
As_{pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
&= \frac{201,14 \times 1000}{100} \\
&= 2011,43 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$As_{pakai} > As$$

$$2011,43 > 1925 \quad \textbf{aman.}$$

Maka pada tulangan lentur *back wall* bagian 2 memakai tulangan D16 – 100.

2. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} A_s &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 1925 \\ &= 962,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{962,50} \\ &= 137,96 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\ &= 1327,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 1327,86 &> 962,50 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan bagi *back wall* bagian 2 memakai tulangan D13 – 100.

3. Tulangan Susut

Elevasi *back wall* atas, $ht = 600 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_s &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 600 \end{aligned}$$

$$= 1080 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{540} \\ &= 73,77 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\ &= 1327,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

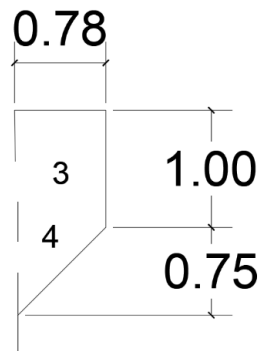
$$\begin{array}{rcl} A_s \text{ pakai} & > & A_s \\ 1327,86 & > & 540 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Maka pada tulangan susut *back wall* bagian 2 memakai tulangan D13 – 100.

c. *Back wall* Bagian 3

Analisis Pembebanan

Back wall bagian 1 ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.20 di bawah ini.



Gambar 4. 21 Back Wall Bagian 3
Sumber: Penyusun, 2025

Elevasi corbel (d) = 1750 mm = 1,75 m
 Lebar tinjauan (by) = 1000 mm = 1 m
 Selimut beton = 50 mm
 Elevasi optimal (h) = 1700 mm

a. Beban Sendiri

Pada tabel 4.41 dibawah ini adalah perhitungan beban sendiri.

Tabel 4. 41 Beban Sendiri pada *Back Wall* Bagian 3

No	Bagian			Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	b (m)	h (m)	L (m)	(kN/m ³)	(kN)	(m)	(kNm)
1	0.78	1	1	25	19.50	0.39	7.61
2	0.78	0.75	1	25	14.63	0.26	3.80
Jumlah					34.13		11.41

Sumber: *Penyusun, 2025*

b. Beban Mati Struktur Atas

Beban struktur atas = 686,55 kN
 = 62,41 kN (beban per 1 m)
 Lengan gaya = 0,5 m
 Momen = $686,55 \times 0,5$
 = 343,28 kNm

c. Beban Mati Tambahan Struktur Atas

Beban mati tambahan = 37,24 kN
 = 37,24 kN (beban per 1 m)
 Lengan gaya = 0,5 m
 Momen = $37,24 \times 0,5$

$$= 18,62 \text{ kNm}$$

d. Beban Hidup Lalu Lintas

$$\text{Beban lalu lintas} = 1128,969 \text{ kN}$$

$$= 102,634 \text{ kN (beban per 1 m)}$$

$$\text{Lengan gaya} = 0,5 \text{ m}$$

$$\text{Momen} = 1128,97 \times 0,5$$

$$= 564,48 \text{ kNm}$$

Pada tabel 4.42 adalah ringkasan gaya serta momen pada *back wall* bagian 3.

Tabel 4. 42 Ringkasan Gaya serta Momen pada Back Wall Bagian 3

No	Jenis Beban	P (kN)	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri	34.13	11.41
2	Beban Struktur Atas	62.41	343.28
3	Beban Tambahan Strk. Atas	37.24	18.62
4	Beban Hidup Lalu Lintas	102.634	564.48
Jumlah		236.41	937.79

Sumber: Penyusun, 2025

Perhitungan Penulangan

$$V_u = 373,31 \text{ kN}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 74,66 \text{ kN}$$

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

$$h' = 1000 \text{ mm}$$

$$d = 1650 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$a = 390 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}$$

$$= \frac{373,31}{0,75}$$

$$= 497,75 \text{ kN}$$

Periksa ukuran konsol pendek:

Kondisi beton normal

$$V_n < 0,2 \times f'_c \times b \times d$$

$$497,75 \text{ kN} < 9900 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}$$

$$V_n < 5,5 \times b \times d$$

$$497,75 \text{ kN} < 9075 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}$$

Area tulangan geser friksi,

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\mu \times f_y} = \frac{497,75}{1,4 \times 400} = 1422,13 \text{ mm}^2$$

Area tulangan lentur A_f serta A_n

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times a + N_u (h - d) \\ &= 373,31 \times 390 + 74,66 (1750 - 1650) \\ &= 153057100 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,85 \times d} \\ &= \frac{153057100}{0,75 \times 400 \times 0,85 \times 1650} \\ &= 1144,87 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_n &= \frac{N_u}{\phi \times f_y} \\ &= \frac{74,66}{0,75 \times 400} \\ &= 398,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian menentukan tulangan pokok A_s serta diambil nilai yang paling besar dari A_s , yaitu:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n \\ &= \frac{2}{3} \times 1144,87 + 398,20 \\ &= 1346,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= A_f + A_n \\ &= 1144,87 + 549,89 \\ &= 1543,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{0,04 \times f'_c}{f_y \times b \times d} \\ &= \frac{0,04 \times 30}{400 \times 1000 \times 1650} \\ &= 495,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_s = 1543,06 \text{ mm}^2$

Maka tulangan pokok memakai D19 – 150 ($A_s = 1890 \text{ mm}^2$).

Memakai tulangan bagi $= 50\% \times A_s = 771,53 \text{ mm}^2$

Sehingga memakai D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

Setelah itu menentukan area tulangan pembentuk disamakan dengan A_h serta diambil nilai yang paling besar dari A_h , yaitu:

$$A_h = \frac{1}{2} (A_s - A_n) = \frac{1}{2} (1543,06 - 398,20) = 572,43 \text{ mm}^2$$

$$A_h = \frac{1}{3} \times A_{vf} = \frac{1}{3} \times 1422,13 = 474,04 \text{ mm}^2$$

Sehingga memakai $A_h = 572,43 \text{ mm}^2$.

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 201,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_h} \\ &= \frac{201,14 \times 1000}{572,43} \\ &= 351,38 \text{ mm} \\ &\approx 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_h \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{201,14 \times 1000}{250} \\ &= 804,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

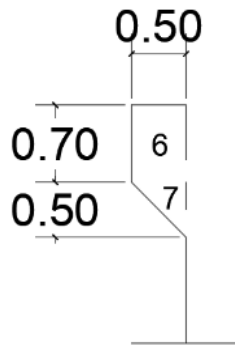
Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_h \text{ pakai} &> A_h \\ 804,57 &> 572,43 \quad \text{aman.} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan pembentuk memakai tulangan 3D16 – 250.

III. Perhitungan pada Corbel

Corbel ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.21 di bawah ini. *Corbel* direncanakan untuk mampu menahan *jacking force* yang terdiri atas berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan struktur atas, serta beban hidup lalu lintas.



Gambar 4. 22 Corbel
Sumber: Penyusun, 2025

Elevasi *corbel* (d) = 1200 mm = 1,2 m
 Lebar tinjauan (by) = 1000 mm = 1 m
 Selimut beton = 50 mm
 Elevasi optimal (h) = 1150 mm

a. Beban Sendiri

Pada tabel 4.43 dibawah ini adalah perhitungan beban sendiri.

Tabel 4. 43 Beban Sendiri pada *Corbel*

No	Bagian			Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)				
1	0.5	0.7	1	25	8.75	0.25	2.19
2	0.5	0.5	1	25	6.25	0.17	1.04
Jumlah					15,00		3,23

Sumber: Penyusun, 2025

b. Beban Mati Struktur Atas

Beban struktur atas = 37,24 kN
 = 3,39 kN (beban per 1 m)
 Lengan gaya = 0,35 m

$$\begin{aligned}\text{Momen} &= 37,24 \times 0,35 \\ &= 13,03 \text{ kNm}\end{aligned}$$

c. Beban Mati Tambahan Struktur Atas

$$\begin{aligned}\text{Beban mati tambahan} &= 117,66 \text{ kN} \\ &= 10,70 \text{ kN (beban per 1 m)}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan gaya} = 0,35 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen} &= 117,66 \times 0,35 \\ &= 41,18 \text{ kNm}\end{aligned}$$

d. Beban Hidup Lalu Lintas

$$\begin{aligned}\text{Beban lalu lintas} &= 1558,416 \text{ kN} \\ &= 141,674 \text{ kN (beban per 1 m)}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan gaya} = 0,35 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen} &= 1128,97 \times 0,35 \\ &= 545,45 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Pada tabel 4.44 dibawah ini adalah ringkasan gaya serta momen pada *corbel*.

Tabel 4. 44 Ringkasan Gaya serta Momen pada *Corbel*

No	Jenis Beban	P (kN)	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri	15,00	3,23
2	Beban Struktur Atas	3,39	13,03
3	Beban Tambahan Strk. Atas	10,70	41,18
4	Beban Hidup Lalu Lintas	141,674	545,45
Jumlah		170,76	602,89

Sumber: Penyusun, 2025

Pehitungan Penulangan

$$V_u = 57,44 \text{ kN}$$

$$N_u = 0,2 \times V_u = 11,49 \text{ kN}$$

$$h = 1200 \text{ mm}$$

$$h' = 700 \text{ mm}$$

$$d = 1100 \text{ mm}$$

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$a = 200 \text{ mm}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} V_n &= \frac{Vu}{\phi} \\ &= \frac{57,44}{0,75} \\ &= 76,59 \text{ kN} \end{aligned}$$

Periksa ukuran konsol pendek:

Kondisi beton normal

$$V_n < 0,2 \times f'_c \times b \times d$$

$$76,59 \text{ kN} < 6600 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}$$

$$V_n < 5,5 \times b \times d$$

$$76,59 \text{ kN} < 6050 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}$$

Area tulangan geser friksi,

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\mu \times f_y} = \frac{76,59}{1,4 \times 400} = 2188,19 \text{ mm}^2$$

Area tulangan lentur A_f serta A_n

$$\begin{aligned} M_u &= V_u \times a + N_u (h - d) \\ &= 57,44 \times 250 + 11,49 (1200 - 1100) \\ &= 15508800 \text{ kNmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_f &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,85 \times d} \\ &= \frac{15508800}{0,75 \times 400 \times 0,85 \times 1100} \\ &= 77,34 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_n &= \frac{N_u}{\phi \times f_y} \\ &= \frac{11,49}{0,75 \times 400} \\ &= 61,27 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian menentukan tulangan pokok A_s serta diambil nilai yang paling besar dari A_s , yaitu:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n \\ &= \frac{2}{3} \times 2188,19 + 61,27 \\ &= 1520,06 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s = A_f + A_n$$

$$\begin{aligned}
 &= 77,34 + 61,27 \\
 &= 138,61 \text{ mm}^2 \\
 A_s \text{ min} &= \frac{0,04 \times f'c}{f_y \times b \times d} \\
 &= \frac{0,04 \times 30}{400 \times 1000 \times 1100} \\
 &= 330,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_s = 1520,06 \text{ mm}^2$

Maka tulangan pembentuk memakai D19 – 150 ($A_s = 1890 \text{ mm}^2$).

Memakai tulangan bagi $= 50\% \times A_s = 760,03 \text{ mm}^2$

Sehingga memakai D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

Setelah itu menentukan area tulangan A_h serta diambil nilai yang paling besar dari A_h , yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{1}{2} (A_s - A_n) = \frac{1}{2} (1520,06 - 61,27) = 729,40 \text{ mm}^2 \\
 A_h &= \frac{1}{3} \times A_{vf} = \frac{1}{3} \times 2188,19 = 729,40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_h = 729,40 \text{ mm}^2$.

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_h} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{729,40} \\
 &= 275,77 \text{ mm} \\
 &\approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_h \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{250} \\
 &= 804,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{array}{rcl}
 A_h \text{ pakai} & > & A_h \\
 804,57 & > & 729,40 \quad \text{aman.}
 \end{array}$$

Maka pada tulangan utama memakai tulangan 3D16 – 250.

IV. Perhitungan pada *Breast Wall*

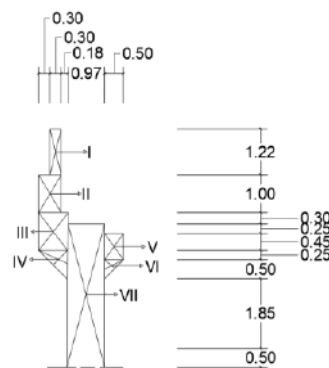
Data Abutment 1:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Lebar Abutment 1 arah x, } B_x & = & 6,5 \text{ m} \\
 \text{Lebar Abutment 1 arah y, } B_y & = & 11 \text{ m} \\
 \text{Tebal wingwall} & = & 0,5 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis beton} & = & 25 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Ketahanan tekan beton, } f'_c & = & 30 \text{ Mpa} \\
 \text{Tegangan leleh baja, } f_y & = & 400 \text{ Mpa}
 \end{array}$$

Data Tanah Abutment 1:

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Berat volume tanah, } \gamma_s & = & 17 \\
 \text{Sudut gesek dalam, } \phi & = & 35 \\
 \text{Kohesi, } c & = & 0,1
 \end{array}$$

Pada gambar 4.22 dibawah ini adalah potongan dari *breast wall*.



Gambar 4. 23 *Breast Wall*
Sumber: Penyusun, 2025

Analisis Pembebanan

Tabel 4.45 dibawah ini adalah hasil analisis area permukaan pada *breast wall* yang bekerja di abutment 1.

Tabel 4. 45 Analisis Area Permukaan Abutment 1

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)
--------	-------	-------	---------------------

I	1,22	0,30	0,37
II	1,00	0,60	0,60
III	1,00	0,78	0,78
IV	0,70	0,78	0,55
V	3,30	1,00	3,30
VI	0,70	0,50	0,35
VII	0,50	0,50	0,25

Sumber: Penyusun, 2025

a. Beban Mati Struktur Atas (DC)

Tabel 4.46 dibawah ini adalah hasil perhitungan dari beban mati sendiri struktur atas yang bekerja pada abutment 1.

Tabel 4. 46 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada Abutment 1

No	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kNm)
		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n		
1	Slab Jembatan	0,8	0,7	0,6	40,60	1	25	568,40
2	Trotoar	1	0,3	0,3	40,60	2	25	609,00
3	Girder pelat dg Area =	0,7	2,1	0,75	40,60	6	25	4564,46
4	Diafragma serta Pengaku beban/m =	1,61	0,2	0,3	40,60	6	25	1960,98
5	Sandaran dengan beban/m =	0,2	1,4	0,3	40,60	2	25	568,40
Total Beban Mati Sendiri Struktur Atas								8271,24

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat sendiri pada struktur atas mendapatkan hasil sebesar, yaitu:

$$W_{DC} = \frac{8271,24}{2} = 4135,6 \text{ kN}$$

b. Beban Mati Tambahan Struktur Atas (DW)

Tabel 4.47 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban mati tambahan struktur atas yang bekerja pada abutment 1.

Tabel 4. 47 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada Abutment 1

No	Jenis Beban	Parameter Volume		
----	-------------	------------------	--	--

		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n	Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kNm)
1	Lapisan Aspal	8	0,04	0,32	40,60	1	22	285,824
2	Genangan Air Hujan	8	0,05	0,4	40,60	2	10	162,4
Total Beban Mati Sendiri Struktur Atas								448,224

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat mati tambahan pada struktur atas mendapatkan hasil sebesar, yaitu:

$$W_{DW} = \frac{448,224}{2} = 224,112 \text{ kN}$$

c. Beban Mati Struktur Bawah (*DC*)

Tabel 4.48 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban mati sendiri struktur bawah yang bekerja pada abutment 1.

Tabel 4. 48 Beban Mati Sendiri Struktur Bawah pada Abutment 1

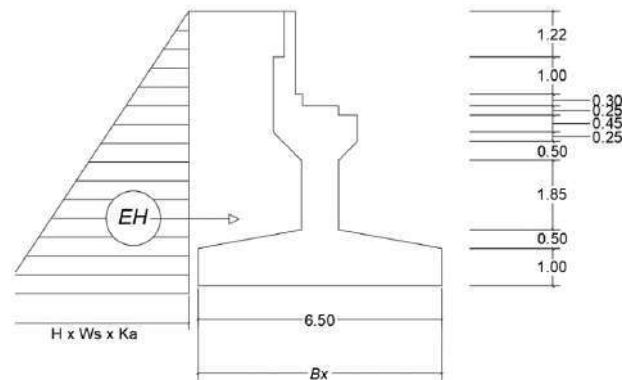
Bagian	h (m)	b (m)	L	A (m ²)	BJ (kN/m ³)	W (kN)
I	1,22	0,30	11,00	0,37	25	117,15
II	1,00	0,60	11,00	0,60	25	165,00
III	1,00	0,78	11,00	0,78	25	214,50
IV	0,70	0,78	11,00	0,55	25	150,15
V	3,30	1,00	11,00	3,30	25	907,50
VI	0,70	0,50	11,00	0,35	25	96,25
VII	0,50	0,50	11,00	0,25	25	68,75
Jumlah						1719,30

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat sendiri pada struktur bawah mendapatkan nilai sebesar, yaitu $W_{DC} = 1719,30 \text{ kN}$.

d. Beban Karena Tekanan Tanah Aktif (*EH*)

Pada gambar 4.23 dibawah ini menunjukkan beban horizontal karena tekanan tanah aktif yang terjadi pada abutment 1.



Gambar 4. 24 Beban Horizontal Karena Tekanan Tanah pada Abutment 1
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned} \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(35 - \frac{40}{2} \right) \\ &= 0,271 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total Abutment } I, H = 6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Abutment } I \text{ arah } y, B_y = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

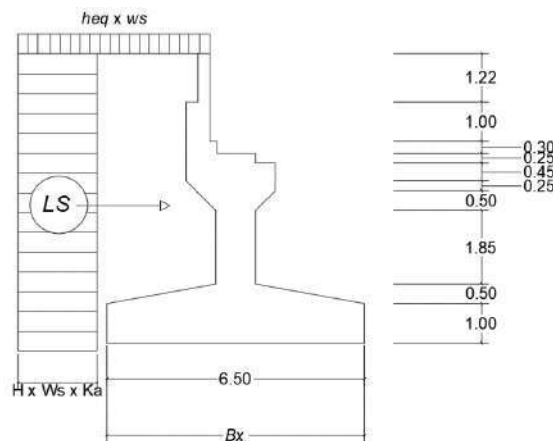
$$\begin{aligned} EH &= \frac{1}{2} \times H \times W_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \times 17 \times 0,27 \times 6 \times 11 \\ &= 912,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\ &= 912,19 \times 2 \\ &= 1824,37 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Beban Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)

Pada area tanah di belakang Abutment 1 yang menerima beban karena lalu lintas, perlu diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan lapisan tanah setebal 600 mm. Beban ini dianggap sebagai beban tersebar *ekuivalen* sesuai dengan ketentuan *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications tahun 2007*. Hal itu dapat dilihat dari gambar 4.24 dibawah ini.



Gambar 4. 25 Beban Tekanan Tanah Karena Beban Lalu Lintas
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(35 - \frac{40}{2} \right) \\ &= 0,271\end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total Abutment } I, H = 6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar Abutment } I \text{ arah } y, By = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tebal tanah karena beban lalu lintas, } Heq = 0,6 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah beban lalu lintas

$$\begin{aligned}Ls &= Heq \times Ws \times Ka \times H \times By \\ &= 0,6 \times 17 \times 0,271 \times 6 \times 11 \\ &= 182,44 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{h}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= Ls \times y \\ &= 182,44 \times 3 \\ &= 547,31 \text{ kNm}\end{aligned}$$

f. Beban Hidup Lalu Lintas (LL)

$$\text{Reaksi karena beban truk} = 2383,8 \text{ kN}$$

$$\text{Reaksi karena beban lajur} = 744 \text{ kN}$$

$$\text{Multiple presence factor, } m = 0,65$$

$$IM = 0,33$$

$$PLL \text{ Truk} = m \times ((1+IM) \times R_{Truk}) + R_{lajur}$$

$$= 0,65 \times ((1+0,33) \times 2383,8) + 744)$$

$$= 2544,35 \text{ kN}$$

g. Beban Hidup Pejalan Kaki (*PL*)

Total trotoar, *n* = 2 buah

Beban hidup pejalan kaki = 97,2 kN

$$PPL \text{ Panjang} = \frac{n \times PL}{2}$$

$$= \frac{2 \times 97,2}{2}$$

$$= 97,20 \text{ kNm}$$

h. Beban Rem (*BR*)

Menurut SNI 1725:2016, beban rem diperoleh berdasarkan beban terbesar dari:

$$(1) 25\% \text{ Beban T} = 2 \times 0,25 \times 325 = 162,5 \text{ kN}$$

$$(2) 5\% (\text{Beban T+BTR}) = 2 \times 0,05 \times 513,79 = 51,379 \text{ kN}$$

Dari kedua parameter tersebut, parameter yang terbesar adalah parameter satu. Sesuai prinsipnya yakni per abutment menopang $\frac{1}{2}$ beban struktur atas. Beban rem pada tiap abutment adalah 162,5 kN. Perhitungan momen beban rem pada SNI 1725:2016 dimana beban rem diasumsikan bekerja 1,8 m diatas perkerasan jalan.

Momen beban rem dapat diperoleh dengan cara berikut:

$$L = H \text{ abutment} + 1,8$$

$$= 7,52 + 1,8$$

$$= 9,32 \text{ m}$$

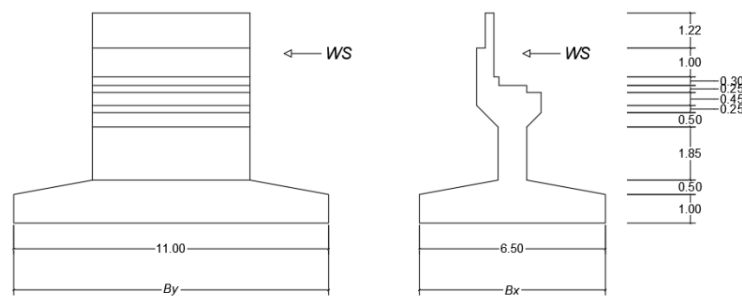
$$\text{Momen} = \text{beban rem} \times \text{lengan gaya}$$

$$= 162,5 \times 9,32$$

$$= 1514,5 \text{ kNm}$$

i. Beban Angin pada Struktur Abutment 1 (*WS*)

Pada gambar 4.26 menunjukkan beban angin yang bekerja pada struktur atas abutment 1.



Gambar 4. 26 Beban Angin Abutment 1
Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah y

Gaya angin yang dipakai = 119,12 kN

Lengan pada *breast wall* = 5,75 m

Momen pada *breast wall* = $119,12 \times 5,75$

= 684,35 kNm
 - Ditinjau dari Arah x

Gaya angin yang dipakai = 89,34 kN

Lengan pada *breast wall* = 5,75 m

Momen pada *breast wall* = $89,34 \times 5,75$

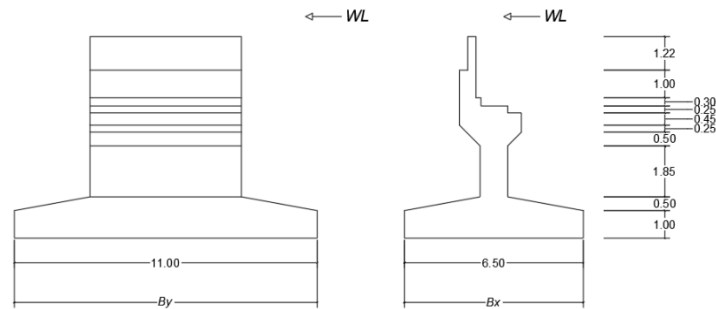
= 513,26 kNm
 - Ditinjau dari Arah Vertikal

Gaya angin yang dipakai = 419,80 kN

Lengan pada *breast wall* = 5,75 m

Momen pada *breast wall* = $119,12 \times 5,75$

= 684,35 kNm
- j. Beban Angin pada Kendaraan (*WL*)
- Pada gambar 4.27 dibawah ini menunjukkan beban angin pada kendaraan yang bekerja pada abutment 1.

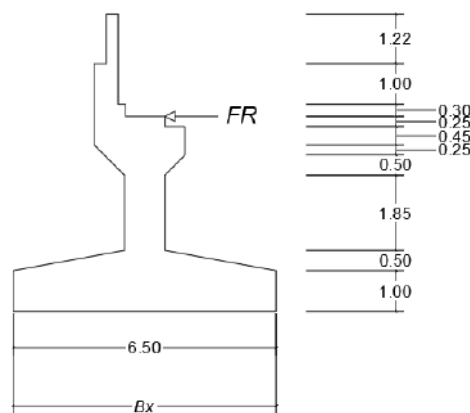


Gambar 4. 27 Beban Angin pada Kendaraan Abutment 1
Sumber: *Penyusun, 2025*

- Ditinjau dari Arah y
 Gaya angin yang dipakai = 14,82 kN
 Lengan pada pondasi = 7,80 m
 Momen pada pondasi = $14,82 \times 7,80$
 = 115,59 kNm
- Ditinjau dari Arah x
 Gaya angin yang dipakai = 11,17 kN
 Lengan pada pondasi = 7,80 m
 Momen pada pondasi = $11,17 \times 7,80$
 = 87,09 kNm

k. Beban Gesekan (*FR*)

Pada gambar 4.28 dibawah ini menunjukkan beban gesekan yang bekerja pada abutment 1.

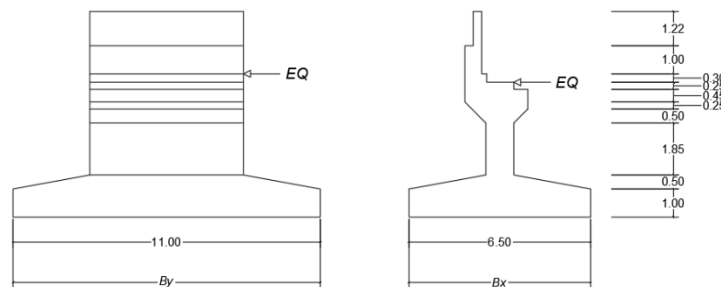


Gambar 4. 28 Beban Gesekan
Sumber: *Penyusun, 2025*

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya gesek yang dipakai} &= 784,75 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } \textit{breast wall} &= 3,30 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } \textit{breast wall} &= 2589,68 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

1. Beban Gempa (EQ)

Pada gambar 4.29 dibawah ini menunjukkan beban gempa yang bekerja pada abutment 1.



Gambar 4. 29 Beban Gempa
Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah y

Beban struktur atas satu pilar Dengan dasar perhitungan sebelumnya,

$$\begin{aligned}
 W_t &= 0,5 \times (DC+DW) \\
 &= 0,5 \times (8271,235+448,224) \\
 &= 4359,730 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Konstanta kelenturan beton, } E_c &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\
 &= 29440,09 \text{ Mpa} \\
 &= 29440090 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{12} \times b_4 \times B_y^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,78 \times 11^3 \\
 &= 86,515 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

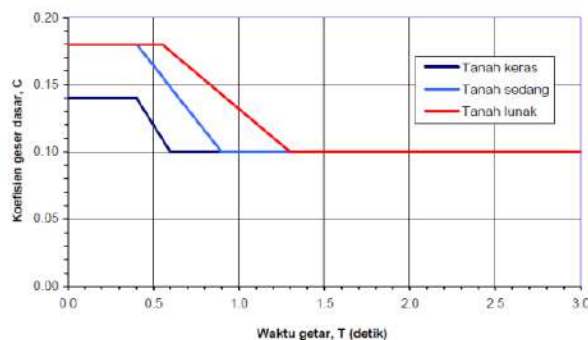
$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi Abutment } I, h &= h_6+h_7+h_8+h_9+h_{10}+h_{13}+h_{14} \\
 &= 0,70+0,50+0,50+0,50+1,5+1+1 \\
 &= 5,70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan, } Kp &= 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3} \\
 &= 3 \times 29440090 \times \frac{86,515}{5,70^3} \\
 &= 41259810,89 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Watu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left(\frac{WT}{g \times Kp}\right)} \\
 &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\left(\frac{86,515}{9,81 \times 41259810,89}\right)} \\
 &= 0,021 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk ke dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.30 di bawah ini. Dengan nilai $T = 0,021$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$.



Gambar 4. 30 Grafik Koefisien Geser Dasar
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

F = variabel pengangkatan serta nilainya harus ≥ 1

n = total sendi plastis yang menahan deformasi = 1

$$F = 1,25 - 0,025n$$

$$= 1,25 - 0,025 \times 1$$

$$= 1,225$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225$$

$$= 1,225$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\ &= 0,18 \times 1,225 \\ &= 0,2205 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagai rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\ &= 961,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.49 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban gempa yang terjadi pada abutment 1 Dengan dasar sudut arah y.

Tabel 4. 49 Beban Gempa Arah y

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,3204	4,7	20490,7
I	1,42	0,30	0,43	11	25	117,15	25,831575	-4,05	-474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	-4,2	-693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	-4,11	-881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	25	150,15	33,108075	-3,99	-599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	25	907,50	200,10375	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,223125	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,159375	2,57	176,688
TOTAL						6079,03	1340,43		21700,79

Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah x

Beban struktur atas satu pilar Dengan dasar perhitungan sebelumnya,

$$\begin{aligned} W_t &= 0,5 \times (DC+DW) \\ &= 0,5 \times (8271,235+448,224) \\ &= 4359,730 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Konstanta kelenturan beton, } Ec = 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'c}$$

$$= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30}$$

$$= 29440,09 \text{ Mpa}$$

$$= 29440090 \text{ kN/m}^2$$

$$I_c = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$= \frac{1}{12} \times 11 \times 11^3$$

$$= 1220,083 \text{ m}^4$$

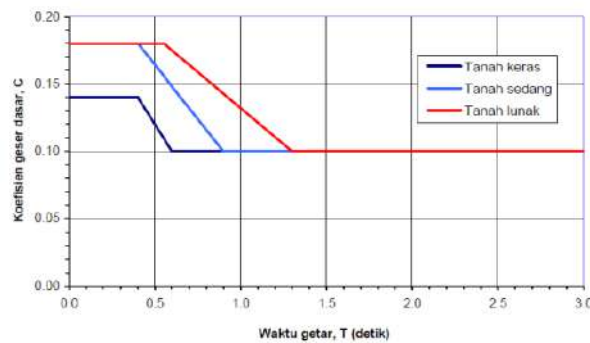
$$\begin{aligned} \text{Elevasi Abutment } I, h &= h_6 + h_7 + h_8 + h_9 + h_{10} + h_{13} + h_{14} \\ &= 0,70 + 0,50 + 0,50 + 0,50 + 1,5 + 1 + 1 \\ &= 5,70 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \times Ec \times \frac{I_c}{h^3} \\ &= 3 \times 29440090 \times \frac{86,515}{5,70^3} \\ &= 41259810,89 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Watu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left(\frac{WT}{g \times K_p} \right)} \\ &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\left(\frac{86,515}{9,81 \times 41259810,89} \right)} \\ &= 0,021 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk ke dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.31 di bawah ini. Dengan nilai $T = 0,021$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$.



Gambar 4. 31 Koefisien Geser Dasar

Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

F = variabel pengangkatan serta nilainya harus ≥ 1

n = total sendi plastis yang menahan deformasi = 1

$$\begin{aligned} F &= 1,25 - 0,025n \\ &= 1,25 - 0,025 \times 1 \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 1 \times F \\ &= 1 \times 1,225 \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\ &= 0,18 \times 1,225 \\ &= 0,2205 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagai rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\ &= 961,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.50 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban gempa yang terjadi pada abutment 1 Dengan dasar sudut arah x .

Tabel 4. 50 Beban Gempa Arah x

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,3204	4,7	20490,7
I	1,42	0,30	0,43	11	25	117,15	25,831575	-4,05	-474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	-4,2	-693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	-4,11	-881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	25	150,15	33,108075	-3,99	-599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	25	907,50	200,10375	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,223125	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,159375	2,57	176,688
TOTAL						6079,03	1340,43		21700,79

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.51 dibawah ini adalah kombinasi beban serta variabel beban yang dipakai dalam perencanaan *breast wall*.

Tabel 4. 51 Kombinasi Aksi beban pada *Breast Wall*

No	Kombinasi Beban	Variabel beban										
		DC	DW	EH	LS	LL	PL	BR	WS	WL	FR	EQ
1	Kuat I	1,25	1,5	1,5	1,75	1,75	1,75	1,75			1	
2	Kuat III	1,25	1,5	1,5					1,4		1	
3	Kuat V	1,25	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	1,35	0,4	1	1	
4	Layan I	1	1	1	1	1	1	1	0,3	1	1	
5	Ekstrim I	1,25	1,5	1,5	1	1	1	1			1	1

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.52 adalah hasil ringkasan dari beban yang bekerja pada *breast wall*.

Tabel 4. 52 Ringkasan Beban yang Bekerja pada *Breast Wall*

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My(kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	1719,30				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				

5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		912,19		1824,37	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		182,44		547,31	
8	Beban Rem	BR		162,50		975,00	
9	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	513,26	684,35
10	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	87,09	115,59
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
12	Beban Gempa	EQ		1340,43	1340,43	21700,79	21700,79
TOTAL			9140,38	3566,18	9140,39	3482,81	1470,71

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.53 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban pada *breast wall* yang telah dikalikan dengan variabel beban.

Tabel 4. 53 Kombinasi Aksi beban pada *Breast Wall*

Kombinasi Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		1368,28		2736,56	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		319,27		319,27	
8	Beban Rem	BR		284,38		1706,25	
9	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			12277,53	2756,67	12277,53	2756,67	0,00

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
4	Tekanan Tanah Aktif	EH		1368,28		2736,56	
5	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	718,56	958,09
6	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			8242,54	2278,11	166,77	2278,11	166,77

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	3434,88				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	131,22				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		1368,28		2736,56	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		246,29		738,87	
8	Beban Rem	BR		219,38		1316,25	
9	Beban Angin pada Struktur	WS	167,92	35,74	47,65	205,30	273,74
10	Beban Angin pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	87,09	115,59
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			11388,83	2665,60	11388,83	2665,60	58,81

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	1719,30				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		912,19		1824,37	

7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		182,44		547,31	
8	Beban Rem	BR		162,50		975,00	
9	Beban Angin pada Struktur	WS	125,94	26,80	35,74	153,98	205,30
10	Beban Angin pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	87,09	115,59
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			8846,52	2079,84	8846,52	2079,84	46,90

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		1368,28		2736,56	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		182,44		547,31	
8	Beban Rem	BR		162,50		975,00	
9	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
10	Beban Gempa	EQ		1340,43	1340,43	21700,79	21700,79
TOTAL			10296,37	3921,77	10296,37	3838,39	1340,43

Sumber: Penyusun, 2025

Pada tabel 4.54 dibawah ini adalah hasil dari ringkasan Kombinasi pembebanan.

Tabel 4. 54 Ringkasan Kombinasi Pembebanan

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My(kNm)
1	Kombinasi Kuat I	StI	12277,53	2756,67	0,00	7351,75	0,00
2	Kombinasi Kuat III	StII	8242,54	2278,11	166,77	6044,80	958,09
3	Kombinasi Kuat V	StV	11388,83	2665,60	58,81	7673,75	389,33
4	Kombinasi Layan I	SeI	8846,52	2079,84	46,90	6177,43	320,89
5	Kombinasi Kondisi Ekstrim I	Ex	10296,37	3838,39	1340,43	28549,34	21700,79

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian Pada *Breast Wall*

1. Tulangan Lentur

Gaya aksial serta momen ultimit pada *breast wall* Dengan dasar tabel 4.59.

$$\text{Gaya aksial ultimit, } Pu = \phi Pn = 12277,53 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit, } Mu = \phi Mu = 6848,55 \text{ kNm}$$

Apabila Pu serta Mu yang ditinjau selebar 1 m dengan lebar *breast wall* 11 m, sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Pu \text{ pakai} &= \frac{Pu}{By} \\ &= \frac{12277,53}{11} \\ &= 1116,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mu \text{ pakai} &= \frac{Mu}{By} \\ &= \frac{6848,55}{11} \\ &= 622,60 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } breast \text{ wall, } B = b4 = 970 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien slab} = 920 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{622,60}{0,8} \\ &= 778,24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{778,24}{920 \times 1^2} \\ &= 0,85 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 15,6986 \\
 \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,05 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\
 &= 0,75 \times 0,05 \\
 &= 0,04 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 0,85}{400}} \right) \\
 &= 0,002151
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,002151 &< 0,0035
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai ρ_{min} dengan area tulangan lentur sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 920 \times 1000 \\
 &= 3220 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D22, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 380,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$S = \frac{A1\Phi \times b}{A_s}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{380,29 \times 1000}{3220} \\
 &= 118,10 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{A_1 \Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{380,29 \times 1000}{100} \\
 &= 3802,86 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &> A_s \\
 3802,86 &> 3220 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan lentur *breast wall* memakai tulangan D22 – 100.

2. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 A_s &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\
 &= 50\% \times 3220 \\
 &= 1610 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D19, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A_1 \Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 283,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_1 \Phi \times b}{A_s} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{1610} \\
 &= 176,18 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{A_1 \Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\
 &= 2836,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{array}{rcl} As_{pakai} & > & As \\ 2836,43 & > & 1610 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Maka pada tulangan bagi *breast wall* memakai tulangan D19 – 100.

3. Tulangan Susut

$$\begin{aligned} \text{Elevasi breast wall, } ht &= 6000 \text{ mm} \\ As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 6000 \\ &= 10800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D19, sehingga:

$$\begin{aligned} A1D &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{A1D \times b}{As} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{10800} \\ &= 157,58 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{A1D \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{150} \\ &= 1890,95 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka dari itu, untuk tulangan susut memakai tulangan D19 – 150.

V. Perhitungan pada *Pile Cap*

Analisis Pembebanan

1. Beban Mati Struktur Atas (*DC*)

Besarnya beban mati karena berat sendiri struktur atas,

$$W_{DC} = 4135,62 \text{ kN}$$

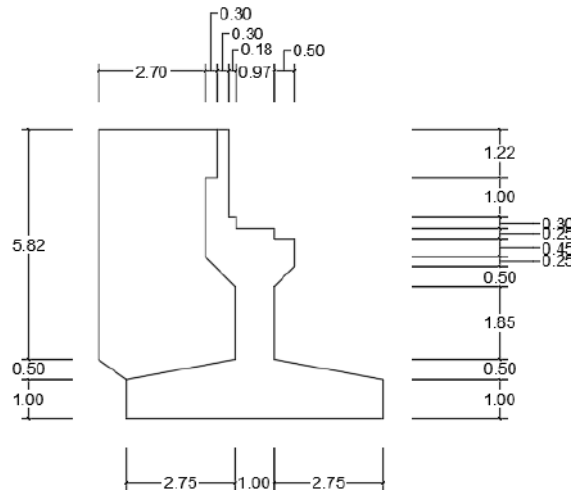
2. Beban Mati Tambahan Struktur Atas (*DW*)

Besarnya beban mati karena berat sendiri struktur atas,

$$W_{DW} = 224,11 \text{ kN}$$

3. Beban Mati Karena Berat Sendiri (*DC*)

Pada gambar 4.32 adalah potongan dari *pilecap* abutment 1 serta pada tabel 4.55 adalah beban mati karena berat sendiri.



Gambar 4. 32 Potongan *Breast Wall*
Sumber: Penyusun, 2025

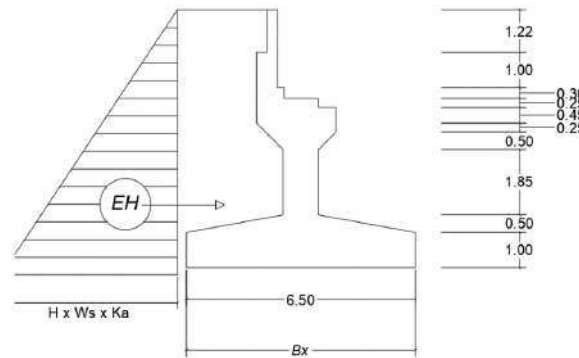
Tabel 4. 55 Beban Mati Karena Berat Sendiri

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m3)	W (kN)
I	1,42	0,30	0,43	11,00	25,00	117,15
II	1,00	0,60	0,60	11,00	25,00	165,00
III	1,00	0,78	0,78	11,00	25,00	214,50
IV	0,70	0,78	0,55	11,00	25,00	150,15
V	3,30	1,00	3,30	11,00	25,00	907,50
VI	0,70	0,50	0,35	11,00	25,00	96,25
VII	0,50	0,50	0,25	11,00	25,00	68,75
Total Berat Beban Mati Karena Berat Sendiri						1719,30

Sumber: Penyusun, 2025

4. Beban Karena Tekanan Tanah Aktif (*EH*)

Gambar 4.33 menunjukkan beban karena tekanan tanah aktif yang bekerja pada struktur abutment 1.



Gambar 4. 33 Beban Karena Tekanan Tanah Aktif
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\ &= 0,271\end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total back wall, } H = 6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar back wall arah } y, B_b = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

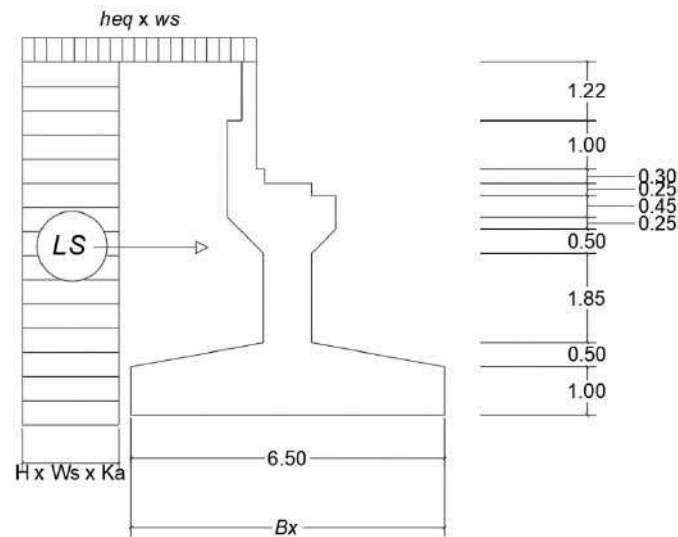
$$\begin{aligned}EH &= \frac{1}{2} \times H \times W_s \times K_a \times H \times B_b \\ &= \frac{1}{2} \times 6 \times 17 \times 0,271 \times 6 \times 11 \\ &= 912,19 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{6}{3} = 2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\ &= 912,19 \times 2 \\ &= 1824,37 \text{ kNm}\end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)

Dengan dasar peraturan *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* 2007 pada bagian tanah di belakang abutment yang dibebani oleh lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah seelevasi 600 mm berupa beban tersebar ekuivalen yang dapat dilihat pada gambar 4.34 berikut ini.



Gambar 4. 34 Beban Tekanan Tanah Karena Beban Lalu Lintas
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\ &= 0,271\end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total back wall, } H = 6 \text{ m}$$

$$\text{Lebar back wall arah } y, B_b = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tebal tanah karena beban lalu lintas, } H_{eq} = 0,60 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}LS &= H_{eq} \times W_s \times K_a \times H \times B_b \\ &= 0,6 \times 17 \times 0,271 \times 6 \times 11 \\ &= 182,44 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{2} = \frac{6}{2} = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= LS \times y \\ &= 182,44 \times 3 \\ &= 547,31 \text{ kNm}\end{aligned}$$

6. Beban Hidup Lalu Lintas (LL)

$$\text{Besarnya beban hidup lalu lintas, } W_{LL} = 2544,35 \text{ kN}$$

7. Beban Hidup Pejalan Kaki (PL)

$$\text{Besarnya beban hidup pejalan kaki, } W_{PL} = 97,20 \text{ kN}$$

8. Beban Rem (BR)

$$\begin{aligned}
 \text{Besarnya beban rem, } W_{BR} &= 162,50 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 6 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= W_{BR} \times 6 \\
 &= 162,50 \times 6 \\
 &= 975,00 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

9. Beban Angin pada Struktur (WS)• Ditinjau dari Arah y

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin yang dipakai} &= 119,12 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 5,75 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 119,12 \times 5,75 \\
 &= 684,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

• Ditinjau dari Arah x

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin yang dipakai} &= 89,34 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 5,75 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 89,34 \times 5,75 \\
 &= 513,26 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

• Ditinjau dari Arah Vertikal

$$\text{Gaya angin yang dipakai} = 419,80 \text{ kNm}$$

10. Beban Angin pada Kendaraan (WL)• Ditinjau dari Arah y

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin yang dipakai} &= 14,82 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 7,80 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 14,82 \times 7,80 \\
 &= 115,59 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

• Ditinjau dari Arah x

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin yang dipakai} &= 11,17 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 7,80 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 11,17 \times 7,80 \\
 &= 87,09 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

11. Beban Gesekan (FR)

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya gesek yang dipakai} &= 784,75 \text{ kN} \\
 \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 3,30 \text{ m} \\
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 784,75 \times 3,30 \\
 &= 2589,68 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

12. Beban Gempa (EQ)

- Ditinjau dari Arah y

Beban struktur atas pada abutment,

$$\begin{aligned}
 W_t &= 0,5 (DC + DW) \\
 &= 0,5 (8271,24 + 448,22) \\
 &= 4359,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Konstanta kelenturan beton,

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\
 &= 930977,31 \text{ Mpa} \\
 &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,75 \times 11^3 \\
 &= 499,13 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

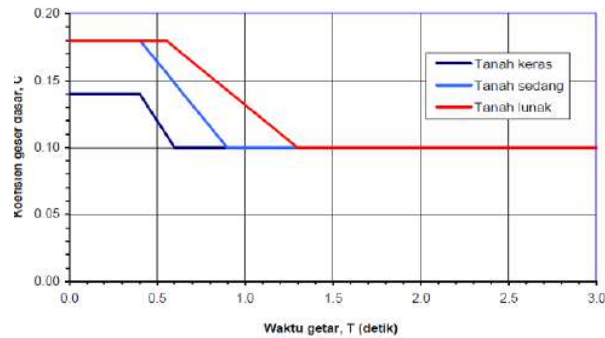
$$\text{Elevasi abutment, } h = 3,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I_c}{h^3} \\
 &= 3 \times 930977309,07 \times \frac{499,13}{3,60^3} \\
 &= 29878732599,58 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{W_t}{g \times K_p}} \\
 &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{4359,73}{9,81 \times 29878732599,58}} \\
 &= 0,00077 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.35 dibawah ini, sebagai berikut:



Gambar 4. 35 Grafik Koefisien Geser Dasar C
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Dengan nilai waktu $T = 0,00077$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$. Kemudian struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F &= \text{variabel pengangkatan serta nilainya harus } \geq 1 \\
 n &= \text{total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1 \\
 F &= 1,25 - 0,025n \\
 &= 1,25 - 0,025 \times 1 \\
 &= 1,225 \\
 S &= 1 \times F \\
 &= 1 \times 1,225
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa horizontal, } Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Karena jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV adalah rute alternatif, variabel kepentingan (I) diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned}
 TEQ &= Kh \times I \times WT \\
 &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730
 \end{aligned}$$

$$= 961,320 \text{ kN}$$

Tabel 4.56 dibawah ini adalah perhitungan beban gempa yang terjadi pada *breast wall* untuk arah *y*.

Tabel 4. 56 Beban Gempa pada *Breast Wall* Arah *y*

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,32	3,60	15695
I	1,42	0,30	0,43	11	25	117,15	25,83158	4,05	474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	4,2	693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	4,11	881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	25	150,15	33,10808	3,99	599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	25	907,50	200,1038	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,22313	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,15938	2,57	176,688
VIII	0,50	2,75	1,38	11	25	378,13	83,37656	4,79	1811,22
TOTAL							1423,80		23512,01

Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah *x*

Beban struktur atas pada abutment,

$$\begin{aligned}
 W_t &= 0,5 (DC + DW) \\
 &= 0,5 (8271,24 + 448,22) \\
 &= 4359,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Konstanta kelenturan beton,

$$\begin{aligned}
 E_c &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\
 &= 930977,31 \text{ Mpa} \\
 &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 0,75 \times 11^3 \\
 &= 499,13 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi abutment, } h = 3,60 \text{ m}$$

$$\text{Nilai kekakuan, } K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_c}{h^3}$$

$$= 3 \times 930977309,07 \times \frac{499,13}{3,60^3}$$

$$= 29878732599,58 \text{ kN/m}$$

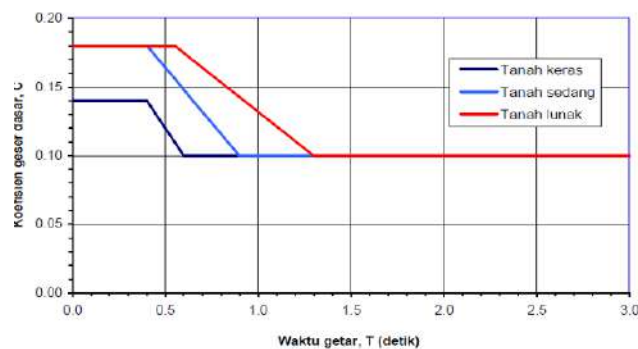
Waktu getar alami struktur,

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}}$$

$$= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{4359,73}{9,81 \times 29878732599,58}}$$

$$= 0,00077 \text{ detik}$$

Dengan dasar lokasi jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.36 dibawah ini, sebagai berikut:



Gambar 4. 36 Grafik Koefisien Geser Dasar C
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Dengan nilai waktu $T = 0,00077$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$. Kemudian struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

$$F = \text{variabel pengangkatan serta nilainya harus} \geq 1$$

$$n = \text{total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1$$

$$F = 1,25 - 0,025n$$

$$= 1,25 - 0,025 \times 1$$

$$= 1,225$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa horizontal, } Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Karena jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagai rute alternatif, variabel kepentingan (I) diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned}
 TEQ &= Kh \times I \times WT \\
 &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\
 &= 961,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.57 dibawah ini adalah perhitungan beban gempa yang terjadi pada *breast wall* untuk arah x .

Tabel 4. 57 Beban Gempa pada *Breast Wall* Arah x

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,32	3,60	15695
I	1,42	0,30	0,43	11	25	117,15	25,83158	4,05	474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	4,2	693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	4,11	881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	25	150,15	33,10808	3,99	599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	25	907,50	200,1038	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,22313	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,15938	2,57	176,688
VIII	0,50	2,75	1,38	11	25	378,13	83,37656	4,79	1811,22
TOTAL							1423,80		23512,01

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.58 dibawah ini adalah perhitungan kombinasi aksi beban yang dipakai dalam perencanaan abutment 1.

Tabel 4. 58 Kombinasi Aksi beban Perencanaan Abutment 1

No	Kombinasi Beban	Variabel beban											
		DC	DW	EH	EV	LS	LL	PL	BR	WS	WL	FR	EQ
1	Strength I	1,25	1,5	1,5	1,35	1,75	1,75	1,75	1,75			1	
2	Strength III	1,25	1,5	1,5	1,35					1,4		1	
3	Strength V	1,25	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,4	1	1	
4	Service I	1	1	1	1	1	1	1	1	0,3	1	1	
5	Extreme Event	1,25	1,5	1,5	1,35	1	1	1	1			1	1

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.59 dibawah ini adalah beban – beban yang bekerja pada pondasi abutment 1.

Tabel 4. 59 Beban – Beban yang Bekerja pada Pondasi Abutment 1

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11				
4	Beban Mati Tanah Abutment 1	EV	3806,39				
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH		1149,72		2881,97	
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		183,47		459,89	
9	Beban Rem	BR		162,50		1222,00	
10	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	14,82	125,27	166,27
12	Beban Gesekan	FR		784,75		3923,76	
13	Beban Gempa	EQ		1931,64	1931,64	0,00	0,00
TOTAL			15628,02	4312,59	2065,58	9278,02	1053,12

Sumber: *Penyusun, 2025*

Tabel 4.60 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam kontrol kestabilan tanpa dikalikan dengan variabel beban.

Tabel 4. 60 Kombinasi Aksi beban untuk Kontrol Stabilitas

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	3806,39	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			15208,22	2280,44	0,00	8487,61	0,00

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	3806,39	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
7	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			12986,47	2023,81	119,12	7470,86	886,85

Kombinasi Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55	0,00	0,00	0,00	0,00

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	3806,39	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	125,27	166,27
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			15628,02	2380,94	133,94	9278,02	1053,12

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	3806,39	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	125,27	166,27
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			15628,02	2380,94	133,94	9278,02	1053,12

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4400,55	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00

4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	3806,39	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00	1931,64	1931,64	0,00	0,00
TOTAL			15208,22	4212,08	1931,64	8487,61	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.61 dibawah ini adalah hasil ringkasan gaya serta momen kombinasi aksi beban yang dipakai untuk kontrol stabilitas.

Tabel 4. 61 Ringkasan Gaya serta Momen pada Kombinasi Pembebanan

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	15208,22	2280,44	0,00	8487,61	0,00
2	Kuat III	<i>St III</i>	12986,47	2023,81	119,12	7470,86	886,85
3	Kuat V	<i>St V</i>	15628,02	2380,94	133,94	9278,02	1053,12
4	Layan I	<i>Se I</i>	15628,02	2380,94	133,94	9278,02	1053,12
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	15208,22	4212,08	1931,64	8487,61	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.62 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam perhitungan *pilecap* setelah dikalikan dengan variabel beban yang tertera pada tabel 4.61.

Tabel 4. 62 Kombinasi Aksi beban Setelah Dikalikan dengan Variabel
Beban

Kombinasi Kuat 1

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00

7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			20767,71	3402,21	0,00	11910,51	0,00

Kombinasi Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment /	EV	5138,62	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
7	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			16732,72	2921,84	166,77	9898,40	1241,59

Kombinasi Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment /	EV	5138,62	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	125,27	166,27
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			21355,44	3538,45	181,59	12966,97	1407,86

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	125,27	166,27
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			21355,44	3538,45	181,59	12966,97	1407,86

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00	1931,64	1931,64	0,00	0,00
TOTAL			20767,71	5333,85	1931,64	11910,51	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.63 dibawah ini adalah hasil ringkasan gaya serta momen kombinasi aksi beban yang dipakai dalam kontrol stabilitas.

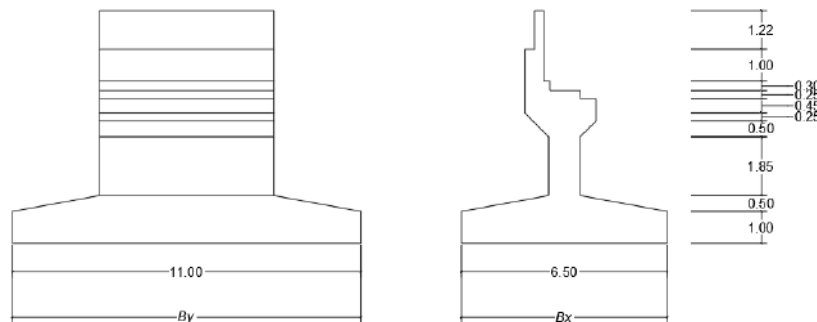
Tabel 4. 63 Ringkasan Gaya serta Momen Kombinasi Pembebanan

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	20767,71	3402,21	0,00	11910,51	0,00
2	Kuat III	<i>St III</i>	16732,72	2921,84	166,77	9898,40	1241,59
3	Kuat V	<i>St V</i>	21355,44	3538,45	181,59	12966,97	1407,86
4	Layan I	<i>Se I</i>	21355,44	3538,45	181,59	12966,97	1407,86
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	20767,71	5333,85	1931,64	11910,51	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian pada *Pilecap*

Gambar 4.37 dibawah ini adalah permukaan pilecap pada abutment 1.



Gambar 4. 37 Permukaan Pilecap Abutment 1

Sumber: Penyusun, 2025

Sebelum menghitung kebutuhan tulangan pada *pilecap*, dibutuhkan data

– data sebagai berikut:

$$b_4 = 0,97 \text{ m} \qquad h_{13} = 0,50 \text{ m}$$

$$b_6 = 2,75 \text{ m} \qquad h_{14} = 1,00 \text{ m}$$

$$b_7 = 2,75 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pilecap arah } y, B_y = 11,00 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pilecap arah } x, B_x = 6,50 \text{ m}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \Phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \Phi = 0,60$$

1. Tulangan Lentur

- Ditinjau dari Arah x

Dari perhitungan kombinasi aksi beban pada pilecap memperoleh besarnya momen serta gaya ultimit maksimal Dengan dasar tabel 4.63 ringkasan gaya serta momen yang bekerja pada pondasi di atas sejumlah:

$$Mu = 11910,51 \text{ kNm}$$

$$Pu = 21355,44 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar pilecap:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sum Pu}{A} + \frac{\sum Mu}{\frac{1}{6} \times B \times L^2} \\ &= \frac{21355,44}{0,79} + \frac{11910,51}{\frac{1}{6} \times 6,50 \times 11^2} \\ &= 452,44 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana pilecap yang ditinjau selebar 1 m:

$$Mr_u = \frac{1}{2} \times Qu \times b^2$$

$$Qu = \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}Mr_u &= \frac{1}{2} \times 452,44 \times 2,75^2 \\ &= 1710,80 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Tebal pilecap, } ht = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan:

$$\begin{aligned}Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{1710,80 \times 10^3}{0,8} \\ &= 2138505,316 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2138505,32}{1000 \times 1450^2} \\ &= 0,001 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}\rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,033 \\ &= 0,024\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

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

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,001}{400}} \right) \\ &= 0,00000254\end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

$$\begin{aligned}\text{As min Tulangan Utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1450 \\ &= 5075 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22 – 100.

$$\begin{aligned}\text{As Tulangan Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tulangan Utama} \\ &= 0,5 \times 5075 \\ &= 2537,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Pada As Tulangan Bagi memakai tulangan D13 – 150.

- Ditinjau dari Arah y

Dari perhitungan kombinasi aksi beban pada pilecap memperoleh besarnya momen serta gaya ultimit maksimal Dengan dasar tabel

4.63 ringkasan gaya serta momen yang bekerja pada pondasi di atas sejumlah:

$$Mu = 11910,51 \text{ kNm}$$

$$Pu = 21355,44 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar pilecap:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sum Pu}{A} + \frac{\sum Mu}{\frac{1}{6} \times B \times L^2} \\ &= \frac{21355,44}{0,79} + \frac{11910,51}{\frac{1}{6} \times 6,50 \times 11^2} \\ &= 452,44 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana pilecap yang ditinjau selebar 1 m:

$$Mr_u = \frac{1}{2} \times Qu \times b^2$$

$$Qu = \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}Mr_u &= \frac{1}{2} \times 452,44 \times 2,75^2 \\ &= 1710,80 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Tebal pilecap, } ht = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Penulangan:

$$\begin{aligned}Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{1710,80 \times 10^3}{0,8} \\ &= 2138505,316 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2138505,32}{1000 \times 1450^2} \\ &= 0,001 \text{ N/mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,033 \\
 &= 0,024 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right) \\
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,686 \\
 \rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,001}{400}} \right) \\
 &= 0,00000254
 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,0035$

$$\begin{aligned}
 \text{As min Tulangan Utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 1450 \\
 &= 5075 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22 – 100.

$$\begin{aligned}
 \text{As Tulangan Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tulangan Utama} \\
 &= 0,5 \times 5075 \\
 &= 2537,5 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada As Tulangan Bagi memakai tulangan D13 – 150.

2. Tulangan Geser

- Ditinjau dari Arah x

Momen rencana pilecap ditinjau selebar 1 m

$$\begin{aligned}
 Q_u &= \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2 \\
 m &= 0,5 \times (Bx - b_4) \\
 &= 0,5 \times (6,5 - 0,97) \\
 &= 2,77 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_r &= Q_u \times m \\
 &= 452,44 \times 2,77 \\
 &= 1251,01 \text{ kN} \\
 &= 1251007,94 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1450 \\
 &= 1323662,85 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_c &= 0,6 \times 1323662,85 \\
 &= 794197,71 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc}
 \Phi V_c & < & V_r \\
 794197,71 & < & 1251007,94 \quad \textbf{aman.}
 \end{array}$$

Dikarenakan $\Phi V_c < V_r$ maka pada tulangan geser arah x tidak dibutuhkan.

- Ditinjau dari Arah y

Momen rencana pilecap ditinjau selebar 1 m

$$Q_u = \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2$$

$$m = b \times 8 = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 V_r &= Q_u \times m \\
 &= 452,44 \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi V_c &= 0,6 \times 0 \\
 &= 0 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc}
 \Phi V_c & < & V_r \\
 0 & < & 0 \quad \textbf{aman.}
 \end{array}$$

Dikarenakan $\Phi V_c < V_r$ maka pada tulangan geser arah y tidak dibutuhkan.

3. Tulangan Susut

- Ditinjau dari Arah x

$$\begin{aligned}\text{Elevasi pilecap, } ht &= 1500 \text{ mm} \\ As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 1500 \\ &= 2700 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diasumsikan memakai D19, yaitu:

$$\begin{aligned}A_{1\phi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{A_{1\phi} \times b}{As_{st}} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2700} \\ &= 105,05 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}As_{pakai} &= \frac{A_{1\phi} \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 283,43 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned}As_{pakai} &< As_{st} \\ 283,43 \text{ mm}^2 &< 2700 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{aman.}\end{aligned}$$

Dengan begitu, tulangan susut pada arah x atau arah memanjang jembatan memakai tulangan D19-100.

- Ditinjau dari Arah y

$$\begin{aligned}\text{Elevasi pilecap, } ht &= 1500 \text{ mm} \\ As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 1500 \\ &= 2700 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diasumsikan memakai D19, yaitu:

$$\begin{aligned} A_{I\phi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{A_{I\phi} \times b}{A_{sst}} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2700} \\ &= 105,05 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &= \frac{A_{I\phi} \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 283,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned} A_{s \text{ pakai}} &< A_{sst} \\ 283,43 \text{ mm}^2 &< 2700 \text{ mm}^2 \quad \mathbf{aman.} \end{aligned}$$

Dengan begitu, tulangan susut pada arah y atau arah memanjang jembatan memakai tulangan D19-100.

VI. Perhitungan pada *Wingwall*

Data serta ukuran struktur *wingwall* abutment pada perencanaan jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV dapat dilihat sebagai berikut:

H_y	= 6,52 m	b_w	= 0,50 m
H_w	= 5,82 m	b_l	= 0,70 m
H_p	= 0,50 m	B_x	= 3,30 m
H_x	= 0,30 m		

Tabel 4.64 dibawah ini adalah perhitungan berat sendiri pada *wingwall* serta berat tanah pada belakang *wingwall*.

Tabel 4. 64 Berat Sendiri serta Berat Tanah Belakang pada *Wingwall*

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
a	5,85	0,5	1	2,925	11,00	25	804,38	0,5	402,188
b	0,7	0,5	1	0,35	11,00	25	96,25	0,35	33,6875
1	1,42	3,00	1	4,26	11,00	17	796,62	2,44	1943,75
2	2,00	2,70	1	5,40	11,00	17	1009,80	2,6	2625,48
3	0,75	2,70	1	2,03	11,00	17	378,68	2,6	984,555
4	0,75	0,75	0,5	0,28	11,00	17	52,59	1	52,5938
5	1,65	3,45	1	5,69	11,00	17	1064,50	2,23	2373,83
6	0,70	0,70	0,5	0,25	11,00	17	45,82	3,48	159,436
7	0,50	2,75	0,5	0,69	11,00	17	128,56	2,56	329,12
8	0,20	2,75	1	0,55	11,00	17	102,85	1,87	192,33
Jumlah				22,42			4480,04		9096,97

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.65 dibawah ini adalah tekanan tanah yang terjadi pada *wingwall*.Tabel 4. 65 Tekanan Tanah pada *Wingwall*

No	Gaya Horizontal Tekanan Tanah	T _a (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	M _x = T _a · X	M _y = T _a · Y
1	T _{a1} = (h _{eq} · W _s) · K _a · H _x · H _y	59,47	1,65	3,26	98,13	193,89
2	T _{a2} = 0,5 · H _y · W _s · K _a · H _x · H _y	323,14	1,65	2,173	533,19	702,30
TOTAL					631,32	896,19

Sumber: Penyusun, 2025

Variabel ultimit tekanan tanah aktif, *EH* = 1,5Variabel ultimit tekanan tanah karena beban hidup, *LS* = 1,75Momen ultimit pada *wingwall*:

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= (1,5 \times M_{x\ EH}) + (1,75 \times M_{x\ LS}) \\
 &= (1,5 \times 98,13) + (1,75 \times 533,19) \\
 &= 971,52 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= (1,5 \times M_{y\ EH}) + (1,75 \times M_{y\ LS}) \\
 &= (1,5 \times 193,89) + (1,75 \times 702,30) \\
 &= 1392,75 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Kontrol kestabilan guling *wingwall*:

Momen penahan guling diperoleh dari tabel 4.76 di atas, yaitu:

$$\sum M_w = 4480,04 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}
 \Sigma My &= My_{EH} + My_{LS} \\
 &= 193,89 + 702,30 \\
 &= 896,19 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Variabel aman pada guling, } SF &= \left[\frac{\Sigma Mw}{\Sigma My} \right] \geq 1,50 \\
 &= \left[\frac{4480,04}{896,19} \right] \geq 1,50 \\
 &= 5,00 \geq 1,50 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Pembesian pada *Wingwall*

1. Tinjauan *Wingwall* Arah Vertikal

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } fy = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \Phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \Phi = 0,60$$

$$\text{Tebal, } bw = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar, } Hx = 3300 \text{ mm}$$

a. Tulangan lentur

Dari perhitungan aksi beban *wingwall* diperoleh momen ultimit sebesar, $Mux = 1392,75 \text{ kNm}$

Momen rencana *wingwall* ditinjau selebar 1 m,

$$\begin{aligned}
 Mru &= \frac{Mu}{Hx} \\
 &= \frac{1392,75}{3,30} \\
 &= 422,05 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal } wingwall, bw = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien slab, } d = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{fy}{0,85f'c} \\
 &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
 &= 15,686
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{1}{15,686} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,0325
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{422,05}{0,9} \\
 &= 468940960,65 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\
 &= \frac{468940960,65}{1000 \times 450^2} \\
 &= 2,3158
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\
 &= 0,75 \times 0,0325 \\
 &= 0,0244
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85f'_c}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,3158}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,00608
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,00608 &< 0,0035
 \end{aligned}$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 As &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,00608 \times 1000 \times 450 \\
 &= 2735,67 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan diameter tulangan memakai D19, yaitu:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_l \times b}{A_s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2735,67} \\ &= 103,68 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As pakai} &= \frac{A_l \Phi \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 2836,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{array}{ccc} \text{As pakai} & > & A_s \\ 2836,43 & > & 2735,67 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Maka, pada tulangan lentur *wingwall* memakai tulangan D19-100.

2. Tinjauan Wingwall Arah Horizontal

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \Phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \Phi = 0,60$$

$$\text{Tebal, } b_w = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar, } H_x = 6520 \text{ mm}$$

a. Tulangan lentur

Dari perhitungan aksi beban *wingwall* diperoleh momen ultimit sebesar, $M_{uy} = 1392,75 \text{ kNm}$.

Momen rencana *wingwall* ditinjau selebar 1 m,

$$\begin{aligned}
 M_{ru} &= \frac{Mu}{Hx} \\
 &= \frac{1392,75}{6,520} \\
 &= 213,61 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal wingwall, } bw = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien slab, } d = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{1}{15,686} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\
 &= 0,0325
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{213,61}{0,9} \\
 &= 237347418,73 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{237347418,73}{1000 \times 450^2} \\
 &= 1,1721
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\
 &= 0,75 \times 0,0325 \\
 &= 0,0244
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,85f'_c}} \right)$$

$$= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1721}{0,85 \times 30}} \right)$$

$$= 0,0030$$

Cek persyaratan,

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0,0030 < 0,0035$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ_{min} . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0,0035 \times 1000 \times 450$$

$$= 1575,00 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan diameter tulangan memakai D16, yaitu:

$$A_1 = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 201,14 \text{ mm}^2$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$S = \frac{A_1 \times b}{A_s}$$

$$= \frac{201,14 \times 1000}{1575,00}$$

$$= 127,71 \text{ mm}$$

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

$$A_s \text{ pakai} = \frac{A_1 \phi \times b}{s}$$

$$= \frac{201,14 \times 1000}{100}$$

$$= 2011,43 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} > A_s$$

$$2011,43 > 1575,00 \quad \textbf{aman.}$$

Maka, pada tulangan lentur *wingwall* memakai tulangan D16-100.

VII. Perhitungan pada Pondasi

1. Kestabilan Abutment 1 pada Guling

- Arah x

Dengan dasar Tabel 4.66 menunjukkan perhitungan momen penahan guling karena berat sendiri serta berat tanah di belakang abutment 1.

Tabel 4. 66 Perhitungan Momen Penahan Guling

Karena Berat Sendiri Abutment 1

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
I	1,22	0,30	1	0,37	11	25	100,65	4,05	407,633
II	1,00	0,60	1	0,60	11	25	165,00	4,2	693
III	1,00	0,78	1	0,78	11	25	214,50	4,11	881,595
IV	0,70	0,78	0,5	0,27	11	25	75,08	3,99	299,549
V	3,30	1,00	1	3,30	11	25	907,50	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	1	0,35	11	25	96,25	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,5	0,13	11	25	34,38	2,57	88,3438
VIII	0,50	2,75	0,5	0,69	11	25	189,06	4,79	905,609
IX	0,50	2,75	0,5	0,69	11	25	189,06	2,14	404,594
X	1,50	1,00	1	1,50	11	25	412,50	3,25	1340,63
XI	1,00	2,75	1	2,75	11	25	756,25	5,13	3879,56
XII	1,00	2,75	1	2,75	11	25	756,25	1,38	1043,63
TOTAL									13125,1

Karena Berat Tanah di Belakang Abutment 1

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
1	1,22	3,00	1	3,66	0,5	17	31,11	2,44	75,9084
2	2,00	2,70	1	5,40	0,5	17	45,90	2,6	119,34
3	0,75	2,70	1	2,03	0,5	17	17,21	2,6	44,7525
4	0,75	0,75	0,5	0,28	0,5	17	2,39	1	2,39063
5	1,65	3,45	1	5,69	0,5	17	48,39	2,23	107,901
6	0,70	0,70	0,5	0,25	0,5	17	2,08	3,48	7,2471
7	0,50	2,75	0,5	0,69	0,5	17	5,84	2,56	14,96
8	0,20	2,75	1	0,55	0,5	17	4,68	1,87	8,74225
TOTAL				7,00			361,00		47,77

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.67 di bawah ini menunjukkan kombinasi momen penahan guling pada titik O pada beban – beban vertikal yang berkerja di abutment 1.

Tabel 4. 67 Kombinasi Momen Penahan Guling pada Titik O

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			20767,71		64061,44

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
7	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			16732,72		49051,28

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			21355,44		66247,78

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			21355,44		66247,78

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00		0,00
TOTAL			20767,71		64061,44

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.68 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 68 Ringkasan Gaya serta Momen untuk Kontrol Stabilitas

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣM_w (kNm)	ΣM_x (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	20767,71	64061,44	11910,51	5,38	Aman
2	Kuat III	16732,72	49051,28	9898,40	4,96	Aman
3	Kuat V	21355,44	66247,78	12966,97	5,11	Aman
4	Layan I	21355,44	66247,78	12966,97	5,11	Aman
5	Ekstrim I	20767,71	64061,44	11910,51	5,38	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

- Arah y

Dengan dasar Tabel 4.69 di bawah ini menunjukkan kombinasi momen penahan guling pada titik O pada beban – beban vertikal yang berkerja di abutment 1.

Tabel 4. 69 Kombinasi Momen Penahan Guling pada Titik O

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			20767,71		64061,44

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
7	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			16732,72		49051,28

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			21355,44		66247,78

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			21355,44		66247,78

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	5500,69		13191,89
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment I	EV	5138,62		13191,89
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00		0,00
TOTAL			20767,71		64061,44

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.70 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 70 Ringkasan Gaya serta Mimen untuk Kontrol Stabilitas

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣMw (kNm)	ΣMx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	20766,17	64061,44	-	-	Aman
2	Kuat III	16731,18	49051,28	1533,44	31,99	Aman
3	Kuat V	21353,89	66247,78	1633,02	40,57	Aman
4	Layan I	21353,89	66247,78	1633,02	40,57	Aman
5	Ekstrim I	20766,17	64061,44	-	-	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

2. Kestabilan Abutment 1 pada Geser

- Arah x

$$\text{Kohesi, } c = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,4738$$

Perhitungan kestabilan geser pada kombinasi kuat I diperoleh dari kombinasi aksi beban pada Tabel 4.70 di atas.

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan geser, } \Sigma Hp &= c \times Bx \times By + V \times \text{Tan } \phi \\ &= 0,1 \times 11 \times 6,5 + 20767,71 \times 0,4738 \\ &= 9847,198 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang mengakibatkan geser diperoleh dari kombinasi beban yang bekerja pada pondasi Dengan dasar Tabel 4.70 di atas yaitu

$$\Sigma Hx = 2280,44 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel aman pada gaya geser, } SF &= \frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \geq 1,50 \\ &= \frac{9847,198}{2280,44} \geq 1,50 \\ &= 4,31811 \geq 1,50 \end{aligned}$$

Tabel 4.71 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas geser untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 71 Ringkasan Kestabilan Geser pada Kombinasi Beban

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣHp (kNm)	ΣHx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	20766,17	9846,47	2280,44	4,32	Aman
2	Kuat III	16731,18	7934,63	2023,81	3,92	Aman
3	Kuat V	21353,89	10124,94	2380,94	4,25	Aman
4	Layan I	21353,89	10124,94	2380,94	4,25	Aman
5	Ekstrim I	20766,17	9846,47	4212,08	2,34	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

- Arah y

$$\text{Kohesi, } c = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,4738$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan geser, } \Sigma Hp &= c \times Bx \times By + V \times \text{Tan } \phi \\ &= 0,1 \times 11 \times 6,5 + 5500,69 \times 0,4738 \end{aligned}$$

$$= 2613,457 \text{ kN}$$

$$\Sigma Hy = 119,1204 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Variabel aman pada gaya geser, } SF &= \frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \geq 1,50 \\ &= \frac{2613,457}{119,1204} \geq 1,50 \\ &= 21,9396 \geq 1,50 \end{aligned}$$

Tabel 4.72 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas geser untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 72 Ringkasan Kestabilan Geser pada Kombinasi Beban

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣHp (kNm)	ΣHx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	20766,17	9846,47	-	-	Aman
2	Kuat III	16731,18	7934,63	119,12	66,61	Aman
3	Kuat V	21353,89	10124,94	133,94	75,59	Aman
4	Layan I	21353,89	10124,94	133,94	75,59	Aman
5	Ekstrim I	20766,17	9846,47	1931,64	5,10	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

3. Kestabilan pada Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung Tanah

Dalam menghitung kestabilan pada keruntuhan kapasitas daya dukung tanah, perlu didasari oleh dua metode, yaitu Metode *Tergazhi* serta Metode *Meyerhof*.

- Metode *Tergazhi*

Jenis perhitungan daya dukung ini dilakukan Dengan dasar bentuk pondasi *pilecap* yang dipakai. Pada jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV memakai jenis pondasi empat persegi panjang, maka perhitungannya seperti di bawah ini:

$$qu = c \cdot Nc \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right)$$

$$\text{Kohesi tanah, } c = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kedalaman pondasi, } Df = 12 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

Tekanan overbuden pada dasar pondasi,

$$\begin{aligned} po &= Df \times \gamma \\ &= 12 \times 17 \end{aligned}$$

$$= 204 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar pondasi arah } x, B_x = 8,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } y, B_y = 11,00 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \Phi = 35^\circ$$

Pada data di bawah ini memperoleh hasil dari ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

$$\Phi = 35^\circ \quad N_q = 41,40$$

$$N_c = 57,80 \quad N_\gamma = 42,40$$

$$\begin{aligned} q_u &= c \cdot N_c \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right) \\ &= 0,1 \times 57,80 \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{8,7}{11}\right) + 204 \times 41,40 + 0,5 \times 17 \times \\ &\quad 8,50 \times 42,4 \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{8,7}{11}\right) \\ &= 11070,930 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q_{ijin}):

$$\text{SF angka aman} = 3$$

$$\begin{aligned} q_{ijin} &= \frac{q_u}{\text{SF}} \\ &= \frac{11070,930}{3} \\ &= 3690,310 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Metode *Meyerhof*

Pada metode *Meyerhof* memakai perhitungan yang dilakukan Dengan dasar hasil dari pengujian tanah sondir.

$$\text{Nilai sondir } (q_c) = 800 \text{ kg/cm}^2 = 80000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (D_f) = 12 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } x, B_x = 8,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } y, B_y = 11,70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} q_u &= q_c \cdot B_x \cdot \left(1 + \frac{D_f}{B_y}\right) \frac{1}{40} \\ &= 80000 \times 8,50 \left(1 + \frac{12}{11,70}\right) \frac{1}{40} \\ &= 344359 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q_{ijin}):

SF angka aman = 3

$$\begin{aligned} q_{ijin} &= \frac{qu}{SF} \\ &= \frac{344359}{3} \\ &= 114786,3 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode di atas, daya dukung tanah ijin akan diambil yang terkecil (metode *tergazhi*) yaitu $q_{ijin} = 3690,310 \text{ kN/m}^2$.

4. Hasil Kontrol Kestabilan Abutment 1

Tabel 4.73 dibawah ini adalah hasil kontrol kestabilan yang bekerja pada abutment 1.

Tabel 4. 73 Hasil Kontrol Kestabilan Abutment 1

Kondisi	Verifikasi Stabilitas									
	Guling Memanjang		Guling Melintang		Geser memanjang		Jarak eksentrik (< B/6)		DDT	
Strength I	5,38	$\geq 1,5$	-	$\geq 1,5$	4,32	$\geq 1,5$	0,194	1,83	0,79	< 3
Strength III	4,96	$\geq 1,5$	31,988	$\geq 1,5$	3,92	$\geq 1,5$	0,284	1,83	0,76	< 3
Strength V	5,11	$\geq 1,5$	40,568	$\geq 1,5$	4,25	$\geq 1,5$	0,185	1,83	0,79	< 3
Service I	5,11	$\geq 1,5$	40,568	$\geq 1,5$	4,25	$\geq 1,5$	0,194	1,83	0,79	< 3
Extreme Event	5,38	$\geq 1,5$	-	$\geq 1,5$	2,27					

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian pada Pondasi

1. Data Perencanaan Tiang Bor

Total baris tiang bor, nb = 4 buah

Total tiang bor/baris, nt = 3 buah

Total tiang bor, n = 12 buah

Kedalaman tiang bor, L = 12 m

Lebar *pilecap* arah x , Bx = 8,50 m

Lebar *pilecap* arah y , By = 11,70 m

Gaya yang diterima oleh pondasi:

X_{max} = 4,25 m

$$\begin{aligned}
 Y_{max} &= 5,85 \text{ m} \\
 X^2 &= B_y \cdot X^2 & Y^2 &= B_y \cdot Y^2 \\
 X_1 &= 4,60 & X_1^2 &= 247,57 & Y_1 &= 9,00 & Y_1^2 &= 947,70 \\
 \Sigma X &= 247,57 & Y_2 &= 3,00 & Y_2^2 &= 105,30 \\
 \Sigma Y &= 1053,00
 \end{aligned}$$

Kemudian untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris serta momen akan diterima oleh satu tiang bor, yaitu:

$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma Y^2}$$

Perhitungan gaya aksial yang diterima oleh satu tiang bor yang diperoleh dari tabel 4.70 sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 \Sigma V &= 20767,71 \text{ kN} \\
 M_y &= 1053,12 \text{ kNm} \\
 M_x &= 9278,02 \text{ kNm} \\
 P_{max} &= \frac{20767,71}{12} + \frac{1053,12 \times 4,60}{247,57} + \frac{9278,02 \times 9,00}{1053,00} = 1829,51 \text{ kN} \\
 P_{min} &= \frac{20767,71}{12} - \frac{1053,12 \times 4,60}{247,57} - \frac{9278,02 \times 9,00}{1053,00} = 1631,78 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.74 dibawah ini adalah gaya aksial yang diterima oleh satu tiang bor.

Tabel 4. 74 Gaya Aksial yang Diterima oleh Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Momen		P max	P min
				Mx (kN)	My (kN)		
1	Kuat I	<i>St I</i>	20767,71	3402,21	0,00	1759,72	1701,56
2	Kuat III	<i>St III</i>	16732,72	2921,84	166,77	1422,47	1366,32
3	Kuat V	<i>St V</i>	21355,44	3538,45	181,59	1813,24	1746,00
4	Layan I	<i>Se I</i>	21355,44	3538,45	181,59	1813,24	1746,00
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	20767,71	5333,85	1931,64	1812,12	1649,16

Sumber: Penyusun, 2025

Dengan dasar tabel 4.74 diatas, nilai paling besar berada pada P_{max} yaitu 1813,24 kN, maka:

$$SF = 3$$

$$q_{ijin} = 3690,31 \text{ kNm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{P_{\max} \times SF}{q_{\text{ijin}}} \\
 &= \frac{1813,24 \times 3}{3690,31} \\
 &= 1,47 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter pondasi, } D &= \sqrt{\frac{A}{\frac{1}{4}\pi}} \\
 &= \sqrt{\frac{1,47}{\frac{1}{4} \times 3,14}} \\
 &= 1,37 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Sehingga menggunakan, } D = 1 \text{ m}$$

2. Daya Dukung Ijin Pondasi

Dalam perhitungan daya dukung ijin pondasi didasari oleh dua metode, yaitu metode *Tergazhi* serta metode *Meyerhof*.

- Metode *Tergazhi*

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

$$\text{Kedalaman tiang bor, } D_f = 12 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang bor, } D = 1 \text{ m}$$

Parameter kekuatan tanah diujung tiang bor (*end bearing*):

$$\text{Koheesi tanah (} c \text{)} = 0,10$$

$$\text{Berat volume tanah (} \gamma \text{)} = 17$$

$$\text{Sudut gesek dalam (} \phi \text{)} = 35^\circ$$

Pada data dibawah ini memperoleh hasil dari ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

$$\phi = 35^\circ \qquad N_q = 41,40$$

$$N_c = 57,80 \qquad N_\gamma = 42,40$$

Tekanan overburden pada dasar pondasi:

$$\begin{aligned}
 p_o &= D_f \times \gamma \\
 &= 12 \times 17 \\
 &= 204 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3 \times 0,1 \times 57,80 + 204 \times 41,40 + 0,3 \times 17 \times 1 \times 42,40 \\
 &= 8669,35 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin tiang bor:

$$\begin{aligned}
 P_{ijin} &= \frac{A \times Q_{ult}}{SF} \\
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 SF &= 3 \\
 P_{ijin} &= \frac{0,79 \times 8669,35}{3} \\
 &= 2270,55 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Metode *Meyerhof*

Pada metode ini perhitungannya Dengan dasar hasil data pengujian SPT. Untuk Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV nilai SPT sebesar 57.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 40 \cdot N \cdot \frac{L}{D} \leq 400 \cdot N \text{ (dengan satuan kN)} \\
 \text{Nilai SPT} &= 60 \\
 Q_{ult} &= 40 \times 57 \times \frac{12}{1} \leq 400 \times 57 \\
 &= 27360 \leq 22800
 \end{aligned}$$

Maka diambil Q_{ult} yang terkecil yaitu 22800 kN/m².

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} &= \frac{A \times Q_{ult}}{SF} \\
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 SF &= 3 \\
 P_{ijin} &= \frac{0,79 \times 22800}{3} \\
 &= 5971,43 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode di atas, daya dukung ijin tiang bor Dengan dasar kekuatan tanah akan diambil yang terkecil (Metode *Meyerhof*) yaitu $P_{ijin} = 5971,43 \text{ kN}$.

Karena telah mengetahui ukuran dari pondasi, maka gaya aksial (P_{max}) perlu ditambahkan dengan berat sendiri pondasi sebelum melakukan kontrol gaya yang akan dihasilkan pada pondasi pada daya dukung ijin aksial.

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_{sum} &= A \times Df \times \text{Berat jenis beton} \\ &= 0,79 \times 12 \times 25 \\ &= 235,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.75 adalah kontrol gaya pada tiang bor pada daya dukung ijin aksial dengan nilai P_{max} yang diperoleh dari tabel 4.74.

Tabel 4. 75 Kontrol Gaya pada Tiang Bor pada Daya Dukung Ijin Aksial

No	Kombinasi	P max (kN)	P max + Wsum	P ijin	Keterangan
1	Kuat I	1759,72	1995,44	5971,43	Aman
2	Kuat III	1422,47	1658,18	5971,43	Aman
3	Kuat V	1813,24	2048,95	5971,43	Aman
4	Layan I	1813,24	2048,95	5971,43	Aman
5	Ekstrim I	1812,12	2047,84	5971,43	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

3. OptimalitasKelompok Tiang

$$m = 3 \text{ buah (total baris pada tiang)}$$

$$n = 4 \text{ buah (total tiang dalam satu baris)}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \tan^{-1} \times \frac{d}{s} \\ &= \tan^{-1} \times \frac{1}{2,3} \\ &= 18,435 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Eg &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - \theta \frac{(4-1)3 + (3-1)4}{90 \times 3 \times 4} \\ &= 0,710 \end{aligned}$$

4. Kapasitas Izin Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times n \times Q_a \\
 &= 0,710 \times 4 \times 9120 \\
 &= 25894 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Kontrol

$$\begin{aligned}
 Q_g &> V_{\text{dinamis}} \\
 25894 \text{ kN} &> 20768 \text{ kN} \quad \mathbf{aman.}
 \end{aligned}$$

5. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

$$\begin{aligned}
 \text{Speisfikasi beton} \quad (f'c) &= 30 \text{ Mpa} \\
 \text{Speisfikasi baja tulangan} \quad (f_y) &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Diameter pondasi} &= 1000 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

• Tulangan Longitudinal

$$\text{Area penampang (A)} = 785000 \text{ mm}^2$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 p &= 1\% \\
 A_s &= p \times A \\
 &= 1\% \times 785000 \\
 &= 7850 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diambil tulangan D25:

$$\begin{aligned}
 A_{s1} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 25^2 \\
 &= 532,8125 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Total tulangan yang diperlukan} &= \frac{A_s}{A_{s1}} \\
 &= \frac{7850}{532,8125} \\
 &= 14,7331 \\
 &\approx 15 \text{ batang}
 \end{aligned}$$

• Tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter} &= 1000 \text{ mm} \\
 D_c &= 500 \text{ mm} \\
 D \text{ tulangan} &= 12
 \end{aligned}$$

$$A_s = 7850 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = 150 \text{ mm}$$

Memakai persamaan AASHTO pasal 5.11.4.1.4

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,12 \times \frac{f'_c}{f_y}$$

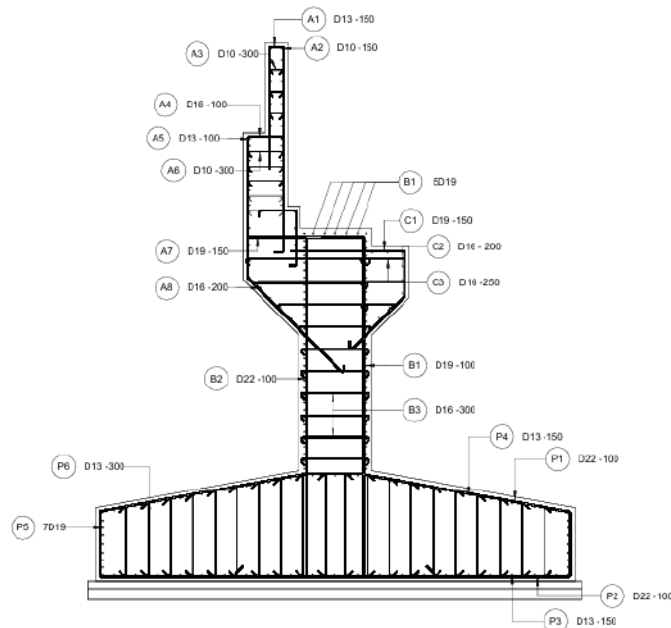
$$= 0,12 \times \frac{30}{400}$$

$$= 0,006$$

$$\rho_s = \frac{4 \times A_s}{s \times D_c} > \rho_{\text{perlu}}$$

$$= \frac{4 \times 7850}{150 \times 500} > 0,006$$

$$= 0,026667 > 0,006 \quad \text{aman.}$$



Gambar 4. 38 Detail Tulangan Abutment 1

Sumber: Penyusun, 2025

9) Pilar

I. Data Perencanaan Pilar

A. Struktur Atas

Data serta ukuran perencanaan struktur atas pilar pada Jembatan Tawang

– Ngalang Segmen IV dapat dilihat dari analisis di bawah ini:

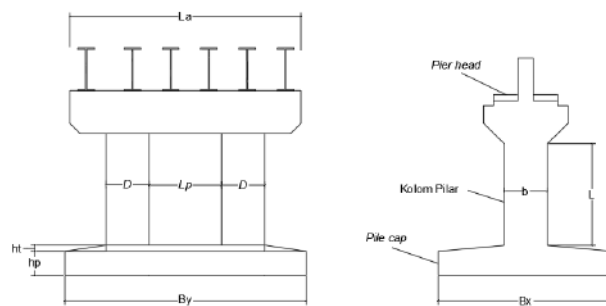
$$\text{Panjang total jembatan} = 82,12 \quad \text{m}$$

$$\text{Total bentang jembatan} = 2 \quad \text{buah}$$

Panjang bentang	= 40,60	m
Elevasi gelagar	= 2,10	m
Lebar jembatan	= 11	m
Lebar jalur lalu lintas	= 8	m
Lebar trotoar	= 1	m
Tebal slab (h)	= 1	m
Tebal trotoar	= 0,3	m
Tebal lapisan aspal	= 0,04	m
Tebal genangan air hujan	= 0,05	m
Jarak antar gelagar	= 1,85	m
Elevasi sandaran	= 1,4	m

B. Struktur Bawah

Data serta ukuran struktur bawah pilar pada perencanaan Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV dapat dilihat pada gambar 4.39 serta analisis di bawah ini:



Gambar 4. 39 Permukaan Pilar Jembatan

Sumber: Penyusun, 2025

Ukuran Pilecap		Ukuran Kolom Pilar	
h_t	= 0,3 m	D	= 2,1 m
h_p	= 1,2 m	L	= 5,5 m
B_x	= 8,7 m	L_p	= 3,5 m
B_y	= 11,7 m		
Ukuran <i>Pier Head</i>			
b	= 2,1 m	h_0	= 1,8 m
b_0	= 0,75 m	h_1	= 0,55 m

$$\begin{aligned}
 b1 &= 1,17 \text{ m} & h2 &= 0,85 \text{ m} \\
 b2 &= 0,5 \text{ m} & h3 &= 1 \text{ m} \\
 Hph &= 4,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Data Struktur Pilar

$$\begin{aligned}
 \text{Berat jenis beton} &= 25 \text{ kN/m} \\
 \text{Ketahanan tekan beton } (f'c) &= 30 \text{ Mpa} \\
 \text{Kekuatan leleh baja } (fy) &= 420 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Data Tanah Pilar

$$\begin{aligned}
 \text{Berat volume tanah } (\gamma) &= 17 \text{ kN/m} \\
 \text{Sudut gesek dalam } (\phi) &= 35^\circ \\
 \text{Kohesi } (c) &= 0,1 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Data Sungai

$$\begin{aligned}
 \text{Kecepatan air pada saat banjir} &= 2,25 \text{ m/det} \\
 \text{Elevasi air saat biasa} &= 1,15 \text{ m} \\
 \text{Elevasi air saat banjir} &= 0,51 \text{ m}
 \end{aligned}$$

II. Aksi beban pada Pilar

A. Beban Mati Struktur Atas (DC)

Pada tabel 4.76 dibawah ini adalah perhitungan dari beban mati pada struktur atas jembatan.

Tabel 4. 76 Beban Mati Struktur Atas

No	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n		
1	Slab Jembatan	0,8	0,7	0,6	40,6	1	25	568,4
2	Trotoar	1	0,3	0,3	40,6	2	25	609
3	Girder Pelat dgn Luas	0,7	2,1	0,75	40,6	6	25	4564,455
4	Diafragma serta Pengaku dengan beban/m	1,61	0,2	0,3	40,6	6	25	1960,98
5	Sandaran dengan beban/m	0,2	1,4	0,3	40,6	2	25	568,4
Total Berat Karena Beban Mati Struktur Atas Jembatan								8271,235

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga, beban mati struktur atas jembatan sebesar:

$$DC = 0,5 \times 8271,235 = 4135,62 \text{ kN}$$

Kemudian menghitung momen karena beban sendiri struktur atas jembatan sebesar:

$$\begin{aligned} \text{Lengan momen arah } x &= (b/2) - (b_1/2) \\ &= (2,1/2) - (1,17/2) \\ &= 0,465 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan momen arah } y &= Lp \\ &= 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah } x &= 4135,62 \times 0,465 \\ &= 1923,062 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah } y &= 4135,62 \times 3,5 \\ &= 14474,66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

B. Beban Mati Tambahan Struktur Atas (DW)

Pada tabel 4.77 dibawah ini adalah perhitungan dari beban mati tambahan pada struktur atas jembatan.

Tabel 4. 77 Beban Mati Tambahan Struktur Atas

NO	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m^3)	Beban (kN)
		b (m)	t (m)	A (m^2)	L(m)	n		
1	Lapisan Aspal	8	0,04	0,32	40,6	2	22,00	285,824
2	Genangan Air Hujan	8	0,05	0,4	40,6	1	10,00	162,4
Total Berat Karena Beban Mati Tambahan Struktur Atas Jembatan								448,224

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga, beban mati tambahan struktur atas jembatan sebesar:

$$DW = 0,5 \times 448,224 = 224,112 \text{ kN}$$

Kemudian menghitung momen karena beban mati tambahan struktur atas jembatan sebesar:

$$\begin{aligned} \text{Lengan momen arah } x &= (b/2) - (b_1/2) \\ &= (2,1/2) - (1,17/2) \\ &= 0,465 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan momen arah } y &= L_p \\
 &= 3,5 \text{ m} \\
 \text{Momen arah } x &= 224,112 \times 0,465 \\
 &= 104,212 \text{ kNm} \\
 \text{Momen arah } y &= 224,112 \times 3,5 \\
 &= 784,392 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

C. Beban Mati Sendiri Struktur Bawah

- Beban Mati Sendiri pada *Pier Head*

Pada tabel 4.78 adalah perhitungan dari beban mati sendiri pada *pier head*.

Tabel 4. 78 Beban Mati Sendiri Pada *Pier Head*

No	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)
	b (m)	t (m)	A (m ²)	L(m)	shape		
1	0,75	1,8	1,35	12,5	1	25	421,875
2	3,1	0,55	1,705	12,5	1	25	532,8125
3	4,1	0,85	3,485	12,5	1	25	1089,063
4	2,1	1	2,1	12,5	1	25	656,25
5	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25
6	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25
Total Beban Mati							3012,5

Sumber: Penyusun, 2025

- Beban Mati Sendiri pada Kolom

Total kolom pilar dalam 1 *pilecap*, $n = 2$ buah

Diameter kolom pilar, $D = 2,1$ m

Elevasi kolom pilar, $L = 5,5$ m

$$\begin{aligned}
 WDC \text{ kolom pilar} &= n \times 0,25 \times \pi \times L \times BJ \text{ Beton} \\
 &= 952,009 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Mati Sendiri pada *Pilecap*

Pada Tabel 4.79 dibawah ini adalah perhitungan dari beban mati sendiri pada *pilecap*.

Tabel 4. 79 Beban Mati Sendiri pada *Pilecap*

No	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)
	b (m)	t (m)	A (m ²)	L(m)	shape		
1	8,5	1,2	10,2	12	1	25	3060
2	2,1	0,3	0,63	12	1	25	189
3	3,2	0,3	0,96	12	0,5	25	144
4	3,2	0,3	0,96	12	0,5	25	144
Total Beban							3537

Sumber: Penyusun, 2025

Dengan dasar perhitungan diatas, beban mati pada struktur bawah sebesar 7501,51 kN.

D. Beban Hidup Lalu Lintas (LL)

Pada jembatan Tawang Ngalang Segmen IV memiliki panjang bentang yang sama yaitu 40,60 m, maka beban hidup lalu lintas yang dipakai adalah:

$$\text{Reaksi karena beban truk} = 2383,75$$

$$\text{Reaksi karena beban lajur} = 744$$

$$\text{Multiple presence factor, } m = 0,65$$

$$IM = 0,33$$

$$P_{LL \text{ Truck}} = m \times [(1 + IM) \times R_{Truck}] + R_{lajur}$$

$$P_{LL \text{ Truck}} = 2544,352$$

Kemudian menghitung momen karena beban hidup lalu lintas sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Lengan momen arah } x &= (b/2) - (bI/2) \\ &= (2,1/2) - (1,17/2) \\ &= 0,465 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan momen arah } y &= b + Lp \\ &= 2,1 + 3,5 \\ &= 5,6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen arah } x &= 2383,75 \times 0,465 \\ &= 1108,444 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen arah } y &= 2383,75 \times 5,6 \\ &= 13349 \text{ kNm}\end{aligned}$$

E. Beban Hidup Pejalan Kaki

$$\text{Total trotoar, } n = 2$$

$$\text{Beban hidup pejalan kaki} = 157,95$$

$$PPL \text{ Panjang} = 2 \times 157,95 = 315,9 \text{ kN}$$

Sehingga beban hidup pejalan kaki untuk jembatan Tawang – Ngalang sebesar:

$$PL = 0,5 \times 315,9 = 157,95 \text{ kN}$$

Kemudian menghitung momen karena beban hidup pejalan kaki sebagai berikut:

$$\begin{aligned}\text{Lengan momen arah } x &= (b/2) - (b1/2) \\ &= (2,1/2) - (1,17/2) \\ &= 0,465 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan momen arah } y &= b + Lp \\ &= 2,1 + 3,5 \\ &= 5,6 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen arah } x &= 157,95 \times 0,465 \\ &= 73,447 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen arah } y &= 157,95 \times 5,6 \\ &= 884,52 \text{ kNm}\end{aligned}$$

F. Beban Rem

$$\text{Total lajur jembatan, } n = 2 \text{ lajur}$$

$$\text{Beban gandar depan truk} = 35 \text{ kN}$$

$$\text{Beban gandar tengah truk} = 145 \text{ kN}$$

$$\text{Beban gandar belakang truk} = 145 \text{ kN}$$

$$\text{Beban marata lajur, } q = 9,3 \text{ kN}$$

Menghitung panjang lajur yang akan ditahan oleh pilar (L) sebagai berikut:

$$\begin{aligned}L &= (0,5 \times L \text{ kanan}) + (0,5 \times L \text{ kiri}) \\ &= (0,5 \times 40,60) + (0,5 \times 40,60)\end{aligned}$$

$$= 40,60 \text{ m}$$

Beban rem yang dipakai adalah nilai paling besar dari:

- 25% dari beban truk

$$\begin{aligned} BR \text{ truk} &= n \times 0,25 \times \text{total beban truk} \\ &= 2 \times 0,25 \times 325 \\ &= 162,5 \text{ kN} \end{aligned}$$

- 5% dari beban truk + beban lajur

$$\begin{aligned} BR \text{ truk} &= n \times 0,05 \times (\text{total beban truk} + (l \times q)) \\ &= 2 \times 0,05 \times 702,58 \\ &= 70,258 \text{ kN} \end{aligned}$$

Sehingga beban rem yang dipakai adalah karena 25% beban truk yaitu 162,5 kN.

$$\begin{aligned} \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + L + h + h_{gelagar} + h_{slab} + h_{aspal} \\ &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 4,2 + 2,1 + 0,7 + 0,04 \\ &= 14,04 \text{ m} \end{aligned}$$

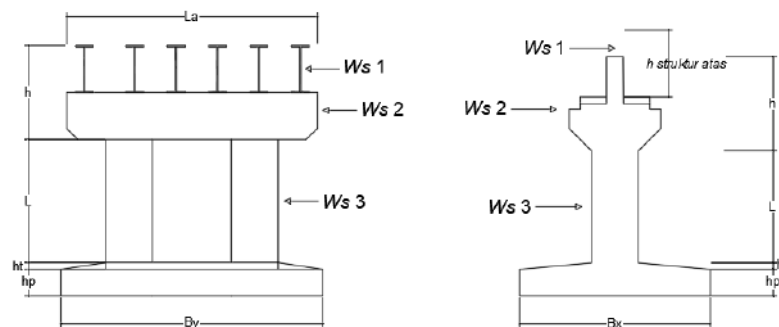
$$\begin{aligned} \text{Lengan pada kolom} &= L + h + h_{gelagar} + h_{slab} + h_{aspal} \\ &= 5,5 + 4,2 + 2,1 + 0,7 + 0,04 \\ &= 12,54 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada pondasi} &= 162,5 \times 14,04 \\ &= 2281,5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada kolom} &= 162,5 \times 12,54 \\ &= 2037,75 \text{ kNm} \end{aligned}$$

G. Beban Angin pada Struktur (*WS*)

Pada gambar 4.40 dibawah ini adalah beban angin yang bekerja pada struktur pilar jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV.



Gambar 4. 40 Beban Angin yang Bekerja pada Pilar Jembatan
Sumber: Penyusun, 2025

- Beban Angin pada Bentang Jembatan

Beban angin pada struktur terdiri dari beban angin karena struktur atas jembatan serta struktur bawah jembatan. Karena pilar menumpu dua bentang yaitu 40,60 (sisi kanan serta sisi kiri), maka beban angin pada struktur atas yang dipakai yaitu:

$$\text{Panjang bentang, } L = 40,60 \text{ m}$$

$$\text{Lebar jembatan, } b = 11 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi total struktur atas, } DT = 4,89 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi sandaran} = 1,4 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi struktur atas tanpa sandaran} =$$

$$D = 4,89 \times 1,4 = 3,49 \text{ m}$$

Kemudian dilanjutkan cek persyaratan pada kondisi struktur

$$\frac{L}{D} = \frac{40,60}{3,49} = 11,633 < 30 \quad \text{aman}$$

$$\frac{L}{b} = \frac{40,60}{11} = 3,691 < 30 \quad \text{aman}$$

Karena hasil dari perbandingan antara L/D serta L/b kurang dari 30, maka pada struktur atas tidak perlu menghitung kestabilan struktur.

$$\text{Kecepatan angin dasar, } V_B = 160 \text{ km/jam}$$

$$\text{Tekanan dasar angin, } P_B = 0,0024 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kecepatan angin desain, } V_{DZ} = 160 \text{ km/jam}$$

$$\text{Tekanan yang dihasilkan, } P_D =$$

$$P_D = P_B \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 0,0024 \times \left(\frac{160}{160} \right)^2 = 0,0024 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya angin total per meter, } P_W &= \\
 P_W &= P_D \times \text{elevasi total struktur atas} \\
 &= 0,0024 \times 4,89 \\
 &= 11,736 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

Kemudian dilanjutkan cek persyaratan pada kondisi angin

$$\begin{aligned}
 P_W &> \text{ gaya angin minimal} \\
 11,736 &> 4,4 \quad \quad \quad \mathbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Karena pilar menumpu dua bentang yaitu sisi kanan serta sisi kiri, selanjutnya menghitung beban angin arah melintang, arah memanjang, serta arah vertikal.

a. Ditinjau dari Arah y

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang daerah yang terkena angin, } L_y &= 0,5 \times L \\
 &= 0,5 \times 40,60 \\
 &= 20,30 \text{ m} \\
 \text{Area daerah yang terkena angin, } A_y &= D_t \times L_y \\
 &= 4,89 \times 20,30 \\
 &= 99,267 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin yang bekerja dihitung Dengan dasar beberapa sudut angin datang yang hasilnya dapat dilihat dari tabel 4.80 di bawah ini:

Tabel 4. 80 Beban Angin Arah y

No	Sudut Datang Angin	Tekanan Angin/P (MPa)	Gaya Angin yang Dihasilkan AY x P (N)
1	0	0,0024	238240,8
2	15	0,0021	208460,7
3	30	0,002	198534

4	45	0,0016	158827,2
5	60	0,0008	79413,6

Sumber: Penyusun, 2025

Gaya angin yang dipakai adalah nilai paling besar dari gaya angin yang dihasilkan pada tabel 4.80 sebesar 238240,8 N = 238,241 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + L + h + (Dt/2) \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 4,2 + 2,445 \\
 &= 13,645 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + h + (Dt/2) \\
 &= 5,5 + 4,2 + 2,445 \\
 &= 12,145 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 238,241 \times 13,645 \\
 &= 3250,8 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom} &= 238,241 \times 12,145 \\
 &= 2893,43 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Ditinjau dari Arah x

$$\text{Panjang daerah yang terkena angin, } Lx = 40,60$$

$$\begin{aligned}
 \text{Area daerah yang terkena angin, } Ax &= Dt \times Lx \\
 &= 4,89 \times 40,60 \\
 &= 198,534 \text{ m}^2 \\
 &= 198,534 \times 10^6 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin yang bekerja dihitung Dengan dasar beberapa sudut angin datang yang hasilnya dapat dilihat dari tabel 4.81 di bawah ini:

Tabel 4. 81 Beban Angin Arah x

No	Sudut Datang Angin	Tekanan Angin/P (MPa)	Gaya Angin yang
----	--------------------------	-----------------------------	--------------------

			Dihasilkan AY x P (N)
1	0	0	0
2	15	0,0003	59560,2
3	30	0,0006	119120,4
4	45	0,0008	158827,2
5	60	0,0009	178680,6

Sumber: Penyusun, 2025

Gaya angin yang dipakai adalah nilai paling besar dari gaya angin yang dihasilkan pada tabel 4.81 sebesar 178680,6 N = 178,681 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + L + h + (Dt/2) \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 4,2 + 2,445 \\
 &= 13,645 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + h + (Dt/2) \\
 &= 5,5 + 4,2 + 2,445 \\
 &= 12,145 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 178,681 \times 13,645 \\
 &= 2438,1 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom} &= 178,681 \times 12,145 \\
 &= 2170,08 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Ditinjau dari Arah Vertikal

$$\text{Tekanan angin vertikal} = 0,00094 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban angin vertikal, } PV &= L \times b \times \text{tekanan angin} \\
 &= 40600 \times 11000 \times 0,00094 \\
 &= 419804 \text{ N} \\
 &= 419,804 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Angin pada Struktur Atas Jembatan

Karena pilar menumpu dua bentang yaitu sisi kanan serta sisi kiri, selanjutnya menghitung beban angin arah melintang, arah memanjang, serta arah vertikal.

- a. Beban Angin Arah Melintang Jembatan (Arah y)

Beban angin arah y yang dipakai yaitu:

$$WS\ 1 = 238,241\text{ kN}$$

Momen pada pondasi yang dipakai yaitu:

$$MWS\ 1 = 3250,796\text{ kN}$$

Momen pada kolom yang dipakai yaitu:

$$MWS\ 1 = 2893,435\text{ kN}$$

- b. Beban Angin Arah Memanjang Jembatan (Arah x)

Beban angin arah x yang dipakai yaitu:

$$WS\ 1 = 178,681\text{ kN}$$

Momen pada pondasi yang dipakai yaitu:

$$MWS\ 1 = 2438,097\text{ kN}$$

Momen pada kolom yang dipakai yaitu:

$$MWS\ 1 = 2170,076\text{ kN}$$

- c. Beban Angin Arah Vertikal

Beban angin arah vertikal yang dipakai yaitu:

$$WS_v = 419,804\text{ kN}$$

- Beban Angin pada Struktur *Pier Head*

Pada tabel 4.82 dibawah ini adalah area daerah *pier head* yang terkena angin arah y .

Tabel 4. 82 Area Daerah *Pier Head* Arah y

No	Parameter Volume		shape	A (m ²)
	b (m)	t (m)		
1	0,75	1,8	1	1,35
2	3,1	0,55	1	1,705
3	4,1	0,85	1	3,485

4	2,1	1	1	2,1
5	1	1	0,5	0,5
6	1	1	0,5	0,5
Area Total				9,64

Sumber: Penyusun, 2025

Sesertagkan untuk area daerah *pierhead* yang terkena angin arah x adalah

$$\begin{aligned}
 Ax &= h \times La \\
 &= 4,2 \times 11 \\
 &= 46,2 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Pada tabel 4.83 dibawah ini adalah ringkasan besarnya beban angin yang terjadi *pier head* untuk arah y serta arah x .

Tabel 4. 83 Beban Angin pada *Pier Head* Arah y serta Arah x

No	Sudut Datang Angin	Sin α	Cos α	Tekanan Angin / P (kN/m ²)	Arah X (kN) Sin α .P.Ax	Arah Y (kN) Cos α .P.AY
1	0	0	1	1,9	0,000	452,658
2	15	0,650288	-0,75969	1,9	73,589	300,894
3	30	-0,98803	0,154251	1,9	223,620	58,186
4	45	0,850904	0,525322	1,9	256,779	158,527
5	60	-0,30481	-0,95241	1,9	103,481	143,706

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga besar beban angin serta momen yang dipakai pada *pier head* sebesar:

a. Ditinjau dari Arah y

Beban angin arah y yang dipakai yaitu 452,658 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + L + (h/2) \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 2,1 \\
 &= 9,10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + (h/2) \\
 &= 5,5 + 2,1 \\
 &= 7,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 452,658 \times 9,1 \\
 &= 4119,2 \text{ kNm} \\
 \text{Momen pada kolom} &= 452,658 \times 7,6 \\
 &= 3440,2 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Ditinjau dari Arah x

Beban angin arah x yang dipakai yaitu 103,481 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= h_t + h_p + L + (h/2) \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 2,1 \\
 &= 9,10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + (h/2) \\
 &= 5,5 + 2,1 \\
 &= 7,6 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 103,481 \times 9,1 \\
 &= 941,678 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom} &= 103,481 \times 7,6 \\
 &= 786,456 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Beban Angin pada Struktur Kolom

Area daerah kolom yang terkena angin arah y serta arah x yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_y &= b \times L \\
 &= 2,1 \times 5,5 \\
 &= 11,55 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_x &= n \times d \times L \\
 &= 3 \times 2,1 \times 5,5 \\
 &= 34,65 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Tabel 4.84 di bawah ini menunjukkan besarnya beban angin yang terjadi pada kolom untuk arah y serta arah x .

Tabel 4. 84 Beban Angin pada Kolom Arah y serta Arah x

No	Sudut Datang Angin	Sin α	Cos α	Tekanan Angin / P (kN/m ²)	Arah X (kN) Sin α .P.Ax	Arah Y (kN) Cos α .P.AY
1	0	0	1	1,9	0,000	21,945

2	15	0,259	0,966	1,9	17,051	21,199
3	30	0,5	0,866	1,9	32,918	19,004
4	45	0,707	0,707	1,9	46,545	15,515
5	60	0,866	0,5	1,9	57,013	10,973

Sumber: *Penyusun, 2025*

Sehingga besarnya beban angin serta momen yang dipakai pada kolom yaitu:

a. Beban Angin Arah y

Beban angin arah y yang dipakai Dengan dasar Tabel 4.84 yaitu yang paling besar senilai 21,945 kN.

$$\begin{aligned}\text{Lengan pada pondasi} &= h_t + h_p + (L/2) \\ &= 0,3 + 1,2 + 2,75 \\ &= 4,25 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan pada kolom} &= L/2 \\ &= 2,75 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada pondasi} &= 21,945 \times 4,25 \\ &= 93,266 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada kolom} &= 21,945 \times 2,75 \\ &= 60,349 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Beban Angin Arah x

Beban angin arah x yang dipakai Dengan dasar Tabel 4.84 yaitu yang paling besar senilai 57,013 kN.

$$\begin{aligned}\text{Lengan pada pondasi} &= h_t + h_p + (L/2) \\ &= 0,3 + 1,2 + 2,75 \\ &= 4,25 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan pada kolom} &= L/2 \\ &= 2,75 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada pondasi} &= 57,013 \times 4,25 \\ &= 242,305 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada kolom} &= 57,013 \times 2,75 \\ &= 156,786 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Beban Angin pada Struktur Pilar

Beban angin yang diperhitungkan dalam perencanaan adalah beban angin total yang bekerja pada pilar, meliputi beban angin pada struktur atas dan struktur bawah. Oleh karena itu, besar beban angin serta momen yang dipakai dalam perencanaan pilar adalah sebagai berikut:

a. Arah y

Beban angin yang dipakai adalah

$$\begin{aligned} WS &= WS I + WS Pier head + WS Kolom \\ &= 238,241 + 452,658 + 21,945 \\ &= 712,843 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi yang dipakai yaitu

$$\begin{aligned} MWS &= MWS I + M Pier head + M Kolom \\ &= 3250,796 + 4119,18 + 93,266 \\ &= 7463,245 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada kolom yang dipakai yaitu

$$\begin{aligned} MWS &= MWS I + M Pier head + M Kolom \\ &= 2893,435 + 3440,2 + 60,3489 \\ &= 6393,984 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Arah x

Beban angin yang dipakai adalah

$$\begin{aligned} WS &= WS I + WS Pier head + WS Kolom \\ &= 178,681 + 103,481 + 57,013 \\ &= 339,175 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi yang dipakai yaitu

$$\begin{aligned} MWS &= MWS I + M Pier head + M Kolom \\ &= 2438,097 + 941,678 + 242,306 \\ &= 3622,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

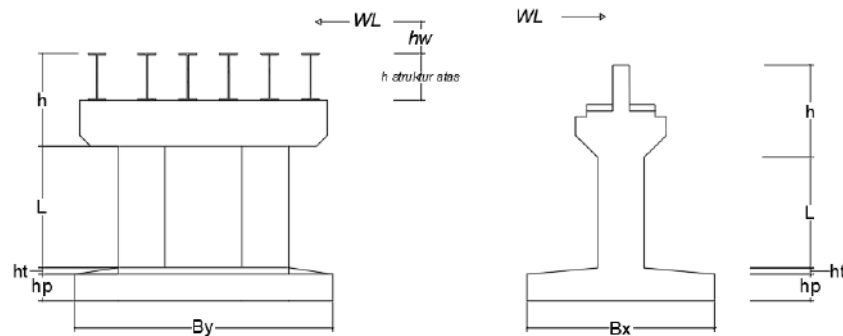
Momen pada kolom yang dipakai yaitu

$$\begin{aligned} MWS &= MWS I + M Pier head + M Kolom \\ &= 2170,076 + 786,456 + 156,786 \end{aligned}$$

$$= 3113,318 \text{ kN}$$

H. Beban Angin pada Kendaraan (WL)

Pada gambar 4.41 dibawah ini adalah beban angin pada kendaraan yang bekerja di struktur pilar.



Gambar 4. 41 Beban Angin pada Kendaraan
Sumber: Penyusun, 2025

Karena pilar menumpu dua bentang pada sisi kanan serta sisi kiri, beban angin pada kendaraan yang dipakai yaitu:

a. Ditinjau dari Arah y

Panjang daerah yang terkena angin, L_y

$$L_y = L/2 = 40,60/2 = 20,30 \text{ m}$$

Letak/elevasi beban angin dari permukaan aspal, $hw = 1,8 \text{ m}$

Tabel 4.85 berikut menunjukkan perhitungan beban angin pada kendaraan yang bekerja pada arah y, berdasarkan berbagai sudut datang angin.

Tabel 4. 85 Beban Angin Arah y

No	Sudut Datang Angin	Tekanan Angin / P (Mpa)	Gaya Angin yang Dihasilkan $A_Y \times P \text{ (N)}$
1	0	1,46	29638
2	15	1,28	25984
3	30	1,2	24360
4	45	0,96	19488

No	Sudut Datang Angin	Tekanan Angin / P (Mpa)	Gaya Angin yang Dihasilkan AY x P (N)
5	60	0,5	10150

Sumber: *Penyusun, 2025*

Beban angin arah y yang dipakai Dengan dasar tabel 4.85 yaitu yang paling besar senilai $29638 \text{ N} = 29,638 \text{ kN}$.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= h_t + h_p + L + h + h_a + h_g + h_w - h_3 \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 4,2 + 1 + 0,05 + \\
 &\quad + 2,1 + 2,74 - 1 \\
 &= 16,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + h + h_a + h_g + h_w - h_3 \\
 &= 5,5 + 4,2 + 1 + 0,05 + 2,1 + 2,74 - 1 \\
 &= 14,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 29,638 \times 16,09 \\
 &= 476,875 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom} &= 29,638 \times 14,59 \\
 &= 432,418 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Ditinjau dari Arah x

Panjang daerah yang terkena angin, L_x

$$L_x = L/2 = 40,60/2 = 20,30 \text{ m}$$

Letak/elevasi beban angin dari permukaan aspal, $h_w = 1,8 \text{ m}$

Tabel 4.86 di bawah ini menunjukkan besar dari beban angin pada kendaraan yang terjadi pada arah x Dengan dasar berbagai macam sudut datang angin.

Tabel 4. 86 Beban Angin Arah x

No	Sudut Datang Angin	Tekanan Angin / P (Mpa)	Gaya Angin yang Dihasilkan AY x P (N)
1	0	0	0
2	15	0,18	7308
3	30	0,35	14210
4	45	0,47	19082
5	60	0,55	22330

Sumber: *Penyusun, 2025*

Beban angin arah y yang dipakai Dengan dasar tabel 4.86 yaitu yang paling besar senilai 22330 N = 22,330 kN.

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada pondasi} &= h_t + h_p + L + h + h_a + h_g + h_w - h_3 \\
 &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 4,2 + 1 + 0,05 + \\
 &\quad + 2,1 + 2,74 - 1 \\
 &= 16,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

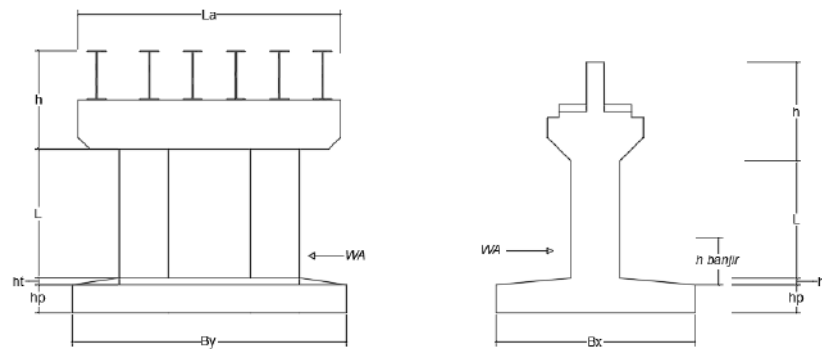
$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada kolom} &= L + h + h_a + h_g + h_w - h_3 \\
 &= 5,5 + 4,2 + 1 + 0,05 + 2,1 + 2,74 - 1 \\
 &= 14,59 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi} &= 22,330 \times 16,09 \\
 &= 179,645 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada kolom} &= 22,330 \times 14,59 \\
 &= 162,897 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

I. Beban Karena Aliran Air (*WA*)

Pada gambar 4.42 dibawah ini menunjukkan beban karena aliran air yang bekerja pada pilar.



Gambar 4. 42 Beban Karena Aliran Air
Sumber: Penyusun, 2025

a. Ditinjau dari Arah y

Gaya karena aliran air dihitung memakai rumus:

$$\text{Koefisien seret pilar } (Cd) = 0,7$$

$$\text{Kecepatan aliran saat banjir } (V) = 6,6567 \text{ m/det}$$

$$\text{Elevasi air pada saat banjir } (Hb) = 5 \text{ m}$$

$$\text{Sudut arah aliran pada pilar } (\theta) = 20$$

$$\text{Lebar pilar } (b) = 2,1 \text{ m}$$

Area bisertag proyeksi pilar pada aliran air:

$$\begin{aligned} AD &= n \times H_b \frac{b}{\sin \theta} \\ &= 2 \times 5 \times \frac{2,1}{\sin 20^\circ} \\ &= 23,002 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya pada pilar karena aliran air:

$$\begin{aligned} WA &= 5,14 \times 10^{-4} \times Cd \times V^2 \times AD \\ &= 5,14 \times 10^{-4} \times 0,7 \times 6,6567^2 \times 23,002 \\ &= 366736,1 \text{ N} \\ &= 366,7361 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + (Hb/2) \\ &= 0,3 + 1,2 + 2,5 \\ &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan pada kolom} &= (Hb/2) \\ &= 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada pondasi} &= 366,7361 \times 4 \\ &= 1466,944 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada kolom} &= 366,7361 \times 2,5 \\ &= 916,840 \text{ kNm}\end{aligned}$$

b. Ditinjau dari Arah x

Gaya karena aliran air dihitung memakai rumus:

$$\begin{aligned}\text{Koefisien seret pilar } (Cd) &= 0,9 \\ \text{Kecepatan aliran saat banjir } (V) &= 6,6567 \text{ m/det} \\ \text{Elevasi air pada saat banjir } (Hb) &= 5 \text{ m} \\ \text{Sudut arah aliran pada pilar } (\theta) &= 20 \\ \text{Lebar pilar } (b) &= 2,1 \text{ m}\end{aligned}$$

Area bisertag proyeksi pilar pada aliran air:

$$\begin{aligned}AD &= n \times Hb \frac{b}{\sin \theta} \\ &= 2 \times 5 \times \frac{2,1}{\sin 20^\circ} \\ &= 23,002 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Gaya pada pilar karena aliran air:

$$\begin{aligned}WA &= 5,14 \times 10^{-4} \times Cd \times V^2 \times AD \\ &= 5,14 \times 10^{-4} \times 0,9 \times 6,6567^2 \times 23,002 \\ &= 471517,9 \text{ N} \\ &= 471,5179 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + (Hb/2) \\ &= 0,3 + 1,2 + 2,5 \\ &= 4 \text{ m}\end{aligned}$$

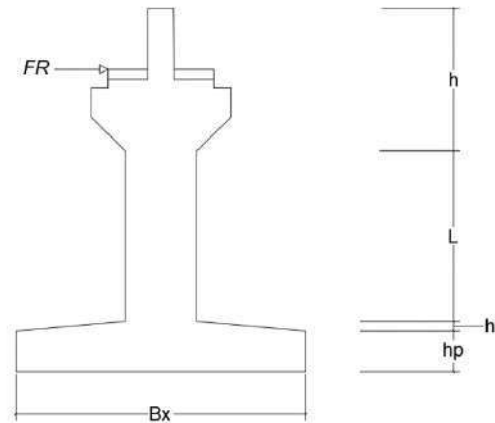
$$\begin{aligned}\text{Lengan pada kolom} &= (Hb/2) \\ &= 2,5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada pondasi} &= 471,5179 \times 4 \\ &= 1886,071 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada kolom} &= 471,5179 \times 2,5 \\ &= 1178,795 \text{ kNm}\end{aligned}$$

J. Beban Karena Gesekan (FR)

Pada gambar 4.43 dibawah ini adalah beban karena gesekan yang bekerja pada pilar.



Gambar 4. 43 Beban Karena Gesekan
Sumber: Penyusun, 2025

Koefisien gesek pada tumpuan berupa *elastomer* = 0,18

Beban mati setengah bentang panjang struktur atas

$$\begin{aligned} &= (0,5 \times DC) + (0,5 \times DW) \\ &= (0,5 \times 13386,835) + (0,5 \times 734,048) \\ &= 7060,442 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya gesek pada peretakan

$$\begin{aligned} FR &= \text{Koefisien gesek} \times \text{Beban mati} \\ &= 0,18 \times 7060,442 \\ &= 1270,879 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan pada pondasi} &= ht + hp + L + H1 + H2 + H3 \\ &= 0,3 + 1,2 + 5,5 + 0,55 + 0,85 + 1 \\ &= 9,4 \text{ m} \end{aligned}$$

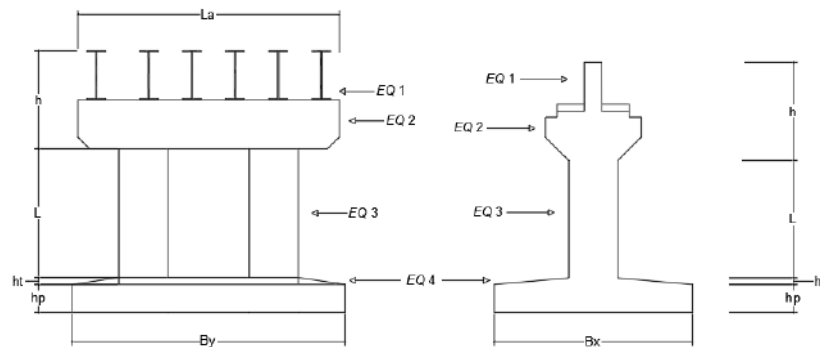
$$\begin{aligned} \text{Lengan pada kolom} &= L + H1 + H2 + H3 \\ &= 5,5 + 0,55 + 0,85 + 1 \\ &= 7,9 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada pondasi} &= 1270,879 \times 9,4 \\ &= 11946,267 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada kolom} &= 1270,879 \times 7,9 \\ &= 10039,948 \text{ kNm}\end{aligned}$$

K. Beban Karena Gempa

Pada gambar 4.44 dibawah ini adalah beban karena gempa yang bekerja pada struktur pilar.



Gambar 4. 44 Beban Karena Gempa
Sumber: Penyusun, 2025

a. Ditinjau dari Arah y

$$\begin{aligned}WT &= 0,5 \times (DC + DW) \\ &= 0,5 \times (8271,24 + 448,224) \\ &= 4359,73 \text{ kN}\end{aligned}$$

Konstanta kelenturan beton:

$$\begin{aligned}EC &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 29440,08747 \text{ Mpa} \\ &= 29440087,47 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Ic &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 2,1 \times 9,261^3 \\ &= 1,620675 \text{ m}^4\end{aligned}$$

Elevasi pilar, $h = L + H_{ph}$

$$\begin{aligned}&= 5,5 + 4,2 \\ &= 9,7 \text{ m}\end{aligned}$$

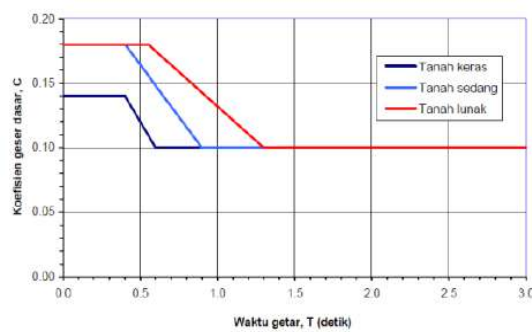
$$\text{Nilai kekakuan, } K_p = 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3}$$

$$= 3 \times 29440087,47 \times \frac{1,620675}{9,7^3}$$

$$= 156834,3112 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} \text{Waktu girder alami struktur, } T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{WT}{g \times Kp}} \\ &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{7060,442}{9,81 \times 156834,3112}} \\ &= 0,425809672 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi jembatan, maka Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3. Dengan dasar gambar 4.45 di bawah ini, nilai $T = 0,425809672$ detik, diperoleh nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras, $C = 0,18$.



Gambar 4. 45 Grafik Koefisien Dasar
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder baja, variabel jenis struktur (S) dihitung memakai rumus:

$$S = I \times F$$

$$F = 1,25 - 0,025n$$

$$n = \text{Total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1$$

$$F = \text{Variabel pengangkatan serta nilainya harus} \geq 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \times 1 = 1,175$$

$$S = 1 \times 1,175 = 1,175$$

Koefisien beban gempa horizontal

$$Kh = c \times s$$

$$= 0,18 \times 1,175$$

$$= 0,2115$$

Karena jembatan Tawang – Ngalang terdapat rute alternatif. Maka diambil variabel kepentingan (I) = 1

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau

$$\begin{aligned} TEQ &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2115 \times 1 \times 4359,73 \\ &= 922,083 \text{ kN} \end{aligned}$$

Pada tabel 4.87 di bawah ini menunjukkan perhitungan beban gempa pada pilar untuk arah y atau arah melintang jembatan.

Tabel 4. 87 Beban Gempa pada Pilar Arah y

No	Beban Mati Akibat	Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan pada titik O (m)	Momen (kNm)
1	P Struktur Atas	4359,73	922,082	9,80	9036,411
2	Berat Pier Head				
	Bagian 1	421,875	89,227	9,8	770,025
	Bagian 2	532,813	112,690	8,63	893,630
	Bagian 3	1089,063	230,337	7,93	1612,357
	Bagian 4	656,250	138,797	7,00	995,174
	Bagian 5	156,250	33,047	7,17	1092,096
	Bagian 6	156,250	33,047	7,17	236,836
3	Berat Pilar	952,009	201,350	4,00	805,399
4	Berat Pilecap				
	Bagian 1	3060	647,190	0,60	388,314
	Bagian 2	189	39,974	1,35	53,964
	Bagian 1	144	30,456	1,30	39,593
	Bagian 2	144	30,456	1,30	39,593

Sumber: *Penyusun, 2025*

b. Ditinjau dari Arah x

$$\begin{aligned} WT &= 0,5 \times (DC + DW) \\ &= 0,5 \times (8271,24 + 448,224) \\ &= 4359,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Konstanta kelenturan beton:

$$\begin{aligned}
 EC &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'c} \\
 &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\
 &= 29440,08747 \text{ Mpa} \\
 &= 29440087,47 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

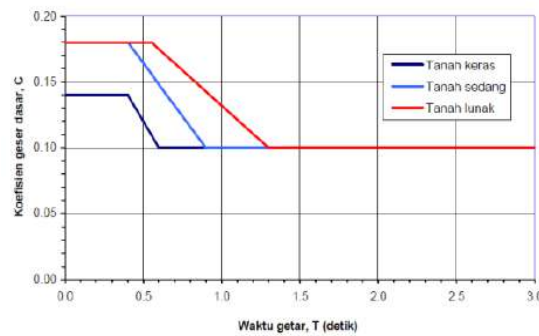
$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{12} \times b \times h^3 \\
 &= \frac{1}{12} \times 2,1 \times 9,261^3 \\
 &= 1,620675 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi pilar, } h &= L + H_{ph} \\
 &= 5,5 + 4,2 \\
 &= 9,7 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \times Ec \times \frac{I_c}{h^3} \\
 &= 3 \times 29440087,47 \times \frac{1,620675}{9,7^3} \\
 &= 156834,3112 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Waktu girder alami struktur, } T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{WT}{g \times K_p}} \\
 &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{7060,442}{9,81 \times 156834,3112}} \\
 &= 0,334602641 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi jembatan, maka Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3. Dengan dasar gambar 4.46 di bawah ini, nilai $T = 0,334602641$ detik, diperoleh nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras, $C = 0,18$.



Gambar 4. 46 Grafik Koefisien Dasar
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder baja, variabel jenis struktur (S) dihitung memakai rumus:

$$S = I \times F$$

$$F = 1,25 - 0,025n$$

$$n = \text{Total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1$$

$$F = \text{Variabel pengangkatan serta nilainya harus} \geq 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \times 1 = 1,225$$

$$S = 1 \times 1,225 = 1,225$$

Koefisien beban gempa horizontal

$$Kh = c \times s$$

$$= 0,18 \times 1,225$$

$$= 0,2205$$

Karena jembatan Tawang – Ngalang terdapat rute alternatif. Maka diambil variabel kepentingan (I) = 1

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau

$$TEQ = Kh \times I \times WT$$

$$= 0,2205 \times 1 \times 4359,73$$

$$= 961,320 \text{ kN}$$

Pada Tabel 4.88 di bawah ini menunjukkan perhitungan beban gempa pada pilar untuk arah x atau arah memanjang jembatan.

Tabel 4. 88 Beban Gempa pada Pilar Arah x

No	Beban Mati Akibat	Wt (kN)	TEQ (kN)	Lengan pada titik O (m)	Momen (kNm)
1	P Struktur Atas	7060,4415	1556,827	9,80	15256,9
2	Berat Pier Head				
	Bagian 1	421,875	89,227	9,8	770,025
	Bagian 2	532,813	112,690	8,63	893,630
	Bagian 3	1089,063	230,337	7,93	1612,357
	Bagian 4	656,250	138,797	7,00	995,174
	Bagian 5	156,250	33,047	7,17	1092,096
	Bagian 6	156,250	33,047	0,30	9,914
3	Berat Pilar	952,009	201,350	4,00	805,399
4	Berat Pilecap				
	Bagian1	3060	647,190	0,60	388,314
	Bagian 2	189	39,974	1,35	53,964
	Bagian 3	144	30,456	1,30	39,593
	Bagian 4	144	30,456	1,30	39,593
TOTAL			2508,652		15736,471

Sumber: Penyusun, 2025

III. Kombinasi Aksi beban pada Pilar

Tabel 4.89 dibawah ini adalah kombinasi beban serta variabel beban yang dipakai dalam perencanaan jembatan.

Tabel 4. 89 Kombinasi Aksi beban Jembatan

No	Kombinasi Beban	Variabel beban									
		DC	DW	LL	PL	BR	WS	WL	WA	FR	EQ
1	Kuat I	1,25	1,5	1,75	1,75	1,75			1	1	
2	Kuat III	1,25	1,5				1,4		1	1	
3	Kuat V	1,25	1,5	1,35	1,35	1,35	0,4	1	1	1	
4	Layan I	1	1	1	1	1	0,3	1	1	1	
5	Kondisi Ekstrim	1,25	1,5	1	1	1			1	1	1

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.90 dibawah ini adalah ringkasan beban yang bekerja pada struktur pondasi.

Tabel 4. 90 Ringkasan Beban yang Bekerja pada Struktur Pondasi

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2438,10	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	339,17	712,84	3622,08	7463,25
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	29,64	179,64	238,44
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	188,61	1466,94
14	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
15	Beban Gempa	EQ		2508,65	2508,65	15736,47	39,59
TOTAL			22361,28	3853,39	3617,87	25931,71	68193,37

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.91 dibawah ini adalah ringkasan beban yang bekerja pada struktur pilar.

Tabel 4. 91 Ringkasan Beban yang Bekerja pada Struktur Pilar

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2037,75	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	339,17	339,17	3113,32	6393,98
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	29,64	162,90	216,21
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84
14	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
15	Beban Gempa	EQ		2508,65	2508,65	15736,47	39,59
TOTAL			22361,28	3853,39	3244,20	24935,12	66551,77

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.92 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam kontrol kestabilan tanpa dikalikan dengan variabel beban.

Tabel 4. 92 Kombinasi Aksi beban untuk Kontrol Stabilitas

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,6
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,6
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,0
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,4	13349,0
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2438,10	
11	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,7	188,61	916,84
12	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			21941,47	994,40	366,7	6393,51	59901,99

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	339,17	712,84	3622,08	7463,25
7	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	188,61	1466,94
8	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			16640,77	1171,08	1079,58	7577,49	39448,30

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2037,75	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	339,17	339,17	3113,32	6393,98
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	29,64	162,90	216,21
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84
14	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			22361,28	1344,74	735,55	9198,65	66512,18

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2037,75	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	339,17	339,17	3113,32	6393,98
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	29,64	162,90	216,21
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84
14	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			22361,28	1344,74	735,55	9198,65	66512,18

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,62			1923,06	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,62			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,51				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,11			104,21	784,39
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,11			-104,21	784,39
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2037,75	
11	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
12	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
13	Beban Gempa	EQ		2508,65	2508,65	15736,47	39,59
TOTAL			21941,47	3503,05	2875,39	21658,91	59941,58

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.93 dibawah ini adalah ringkasan gaya serta momen untuk kontrol stabilitas.

Tabel 4. 93 Ringkasan Gaya serta Momen untuk Kontrol Stabilitas

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	21941,47	994,40	366,74	6393,51	59901,99
2	Kuat III	<i>St III</i>	16640,77	1171,08	1079,58	7577,49	39448,30
3	Kuat V	<i>St V</i>	22361,28	1344,74	735,55	9198,65	66512,18
4	Layan I	<i>Se I</i>	22361,28	1344,74	735,55	9198,65	66512,18
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	21941,47	3503,05	2875,39	21658,91	59941,58

Sumber: *Penyusun, 2025*

Tabel 4.94 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam perhitungan pondasi setelah dikalikan dengan variabel beban pada tabel 4.89.

Tabel 4. 94 Kombinasi Aksi beban untuk Perencanaan Pondasi

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,52			2403,83	18093,33
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,52			-2403,83	18093,33
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,89				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,17			156,32	1176,59
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,17			-156,32	1176,59
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	4452,62			1939,78	23360,75

7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	4452,62			-1939,78	23360,75
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	552,83			128,53	1547,91
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	552,83			-128,53	1547,91
10	Beban Rem	BR		284,38		4266,67	
11	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	188,61	916,84
12	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			30399,15	1116,28	366,74	8222,08	89273,99

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,52			2403,83	18093,33
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,52			-2403,83	18093,33
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,89				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,17			156,32	1176,59
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,17			-156,32	1176,59
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	474,84	997,98	5070,91	10448,54
7	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	188,61	1466,94
8	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			20975,99	1306,75	1364,72	9026,33	50455,32

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,52			2403,83	18093,33
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,52			-2403,83	18093,33
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,89				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,17			156,32	1176,59
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,17			-156,32	1176,59
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	3434,88			1496,40	18021,15
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	3434,88			-1496,40	18021,15
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	426,47			99,15	1194,10
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	426,47			-99,15	1194,10
10	Beban Rem	BR		219,38		2750,96	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	167,92	135,67	135,67	1245,33	2557,59
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	29,64	162,90	216,21
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84
14	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
TOTAL			28278,87	1198,11	532,04	8043,87	80660,97

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,618			1923,062	14474,66
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,618			-1923,06	14474,66
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,509				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,112			104,2121	784,392

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,112			-104,212	784,392
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,352			1108,444	13349
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,352			-1108,44	13349
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,9			73,44675	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,9			-73,4468	884,52
10	Beban Rem	BR		162,5		2037,75	
11	Beban Angin Pada Struktur	WS	125,9412	101,7524	101,7524	933,9955	1918,194
12	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,165	29,638	162,8974	216,2092
13	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15179	366,7361	117,8795	916,8403
14	Beban Gesekan	FR		784,7513		3766,806	
TOTAL			22067,41	1107,321	498,1266	7019,329	62036,39

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,52			2403,83	18093,33
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,52			-2403,83	18093,33
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,89				
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,17			156,32	1176,59
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,17			-156,32	1176,59
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,35			1108,44	13349,00
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,35			-1108,44	13349,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,90			73,45	884,52
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,90			-73,45	884,52
10	Beban Rem	BR		162,50		2037,75	
11	Beban Karena Aliran Air	WA		47,15	366,74	117,88	916,84
12	Beban Gesekan	FR		784,75		3766,81	
13	Beban Gempa	EQ		2508,65	2508,65	15736,47	39,59
TOTAL			26108,77	3503,05	2875,39	21658,91	67963,30

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.95 dibawah ini adalah ringkasan gaya serta momen kombinasi aksi beban pada struktur pilar.

Tabel 4. 95 Ringkasan Gaya serta Momen Kombinasi Aksi beban Pilar

No	Kombinasi	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,15	1116,28	366,74	8222,08	89273,99
2	Kuat III	<i>St III</i>	20975,99	1306,75	1364,72	9026,33	50455,32
3	Kuat V	<i>St V</i>	28278,87	1198,11	532,04	8043,87	80660,97
4	Layan I	<i>Se I</i>	22067,41	1107,32	498,13	7019,33	62036,39
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,77	3503,05	2875,39	21658,91	67963,30

Sumber: Penyusun, 2025

IV. Kontrol Kestabilan pada Pilar

1. Kestabilan Pilar pada Guling

a. Ditinjau dari Arah Memanjang Jembatan

Tabel 4.96 dibawah ini adalah momen penahan guling berat sendiri pada titik O.

Tabel 4. 96 Momen Penahan Guling Berat Sendiri Pilar pada Titik O

No	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)	jarak pada titik o	Momen (kNm)
	b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	shape				
1	0,75	1,8	1,35	12,5	1	25	421,875	4,25	1792,969
2	3,1	0,55	1,705	12,5	1	25	532,8125	4,25	2264,453
3	4,1	0,85	3,485	12,5	1	25	1089,0625	4,25	4628,516
4	2,1	1	2,1	12,5	1	25	656,25	4,25	2789,063

5	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25	2,87	448,4375
6	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25	5,63	879,6875
7	2,1	5	10,5	2,1	1	25	551,25	4,25	2342,813
8	8,5	1,2	10,2	12	1	25	3060	4,25	13005
9	2,1	0,3	0,63	12	1	25	189	4,25	803,25
10	3,2	0,3	0,96	12	0,5	25	144	2,2	316,8
11	3,2	0,3	0,96	12	0,5	25	144	6,3	907,2
Total Momen									30178,19

Sumber: *Penyusun, 2025*

Tabel 4.97 dibawah ini adalah kombinasi momen penahan guling pilar pada titik O yang bekerja secara vertikal.

Tabel 4. 97 Kombinasi Momen Penahan Guling

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	5,2	26881,514
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,3	17059,422
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	30178,188
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	5,2	1748,074
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,3	1109,354
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	4452,616	5,2	23153,602
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	4452,616	3,3	14693,632
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	552,825	5,2	2874,690
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	552,825	3,3	1824,323
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Karena Aliran Air	WA			
12	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			30399,147		119522,798

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	5,2	26881,514
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,3	17059,422
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	30178,188
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	5,2	1748,074

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,3	1109,354
6	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	587,726	5,2	3056,173
7	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS	587,726	3,3	1939,494
8	Beban Karena Aliran Air	WA			
9	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			21563,717		80032,725

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	5,2	26881,514
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,3	17059,422
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	30178,188
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	5,2	1748,074
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,3	1109,354
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	3434,875	5,2	17861,350
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	3434,875	3,3	11335,088
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	426,465	5,2	2217,618
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	426,465	3,3	1407,335
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	167,922	5,2	873,192
12	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS	167,922	3,3	554,141
13	Beban Angin pada Kendaraan	WL			
14	Beban Karena Aliran Air	WA			
15	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			28446,789		111225,275

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,618	5,2	21505,211
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,618	3,3	13647,538
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,509	-	30178,188
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,112	5,2	1165,382

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,112	3,3	739,570
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,352	5,2	13230,630
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,352	3,3	8396,361
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,900	5,2	1642,680
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,900	3,3	1042,470
10	Beban Rem	BR	125,941	5,2	654,894
11	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	125,941	3,3	415,606
12	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS			
13	Beban Angin pada Kendaraan	WL			
14	Beban Karena Aliran Air	WA			
15	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			22193,354		92618,529

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	5,2	26881,514
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,3	17059,422
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	30178,188
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	5,2	1748,074
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,3	1109,354
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,352	5,2	13230,630
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,352	3,3	8396,361
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,900	5,2	1642,680
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,900	3,3	1042,470
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Karena Aliran Air	WA			
12	Beban Gesekan	FR			
13	Beban Gempa	EQ			
TOTAL			26108,769		101288,692

Sumber: Penyusun, 2025

Momen penahan guling pada Kombinasi Kuat I:

$$\sum MW = 119522,8 \text{ kNm}$$

Momen yang mengakibatkan guling diperoleh dari kombinasi beban – beban yang bekerja pada pondasi Dengan dasar Tabel 4.94.

$$M_y = 6393,51 \text{ kNm}$$

Variabel aman pada guling:

$$SF = \left[\frac{\sum M_w}{\sum M_y} \right] \geq 1,50$$

Sehingga memperoleh nilai sebesar:

$$SF = \left[\frac{119522,8}{6393,51} \right] = 18,694 \geq 1,50 \quad \text{aman.}$$

Tabel 4.98 menunjukkan kontrol pada kestabilan guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 98 Kontrol Kestabilan Guling untuk Kombinasi Beban

No	Kombinasi	Kode	$\sum P$	$\sum M_w$ (kNm)	$\sum M_x$ (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,1	119522,8	6393,51	18,69	Aman
2	Kuat III	<i>St III</i>	21563,7	81972,22	7577,49	10,82	Aman
3	Kuat V	<i>St V</i>	28446,8	111225,3	9198,65	12,09	Aman
4	Layan I	<i>Se I</i>	22193,4	92618,53	9198,65	10,07	Aman
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,8	101288,7	21658,91	4,68	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

b. Ditinjau dari Arah Melintang Jembatan

Tabel 4.99 dibawah ini adalah perhitungan penahan guling berat sendiri pilar pada titik O.

Tabel 4. 99 Penahan Guling Berat Sendiri Pilar pada Titik O

No	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)	jarak pada titik o	Momen (kNm)
	b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	shape				
1	Area Pier Head					25	1169,75	5,85	6843,04
2	2,1	5,5	11,55	2,1	1	25	606,38	8,65	5245,14
3	2,1	5,5	11,55	2,1	1	25	606,38	3,05	1849,44
4	7,7	0,3	2,31	8,5	1	25	490,88	5,85	2871,62
5	2	0,3	0,6	8,5	0,5	25	127,50	10,37	1322,18
6	2	0,3	0,6	8,5	0,5	25	127,50	1,33	169,58
7	11,7	1,2	14,04	8,5	1	25	2983,50	5,85	17453,48
Total Momen									35754,47

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.100 dibawah ini adalah kombinasi penahan guling pilar pada titik O yang bekerja secara vertikal.

Tabel 4. 100 Kombinasi Penahan Guling Pilar pada Titik O

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	8,67	44819,755
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,03	15663,651
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	35754,469
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	8,67	2914,577
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,03	1018,589
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	4452,616	8,67	38604,179
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	4452,616	3,03	13491,426
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	552,825	8,67	4792,993
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	552,825	3,03	1675,060
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Karena Aliran Air	WA			
12	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			30399,147		158734,697

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	8,67	44819,755
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,03	15663,651
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	35754,469
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	8,67	2914,577
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,03	1018,589
6	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	587,726	8,67	5095,581
7	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS	587,726	3,03	1780,809
8	Beban Karena Aliran Air	WA			
9	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			21563,717		107047,430

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	8,67	44819,755
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,03	15663,651
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	35754,469
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	8,67	2914,577
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,03	1018,589
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	3434,875	8,67	29780,367
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	3434,875	3,03	10407,671
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	426,465	8,67	3697,452
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	426,465	3,03	1292,189
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	167,922	8,67	1455,880
12	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS	167,922	3,03	508,802
13	Beban Angin pada Kendaraan	WL			
14	Beban Karena Aliran Air	WA			
15	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			28446,789		147313,401

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	4135,618	8,67	35855,804
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	4135,618	3,03	12530,921
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	7501,509	-	35754,469
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	224,112	8,67	1943,051
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	224,112	3,03	679,059
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,352	8,67	22059,531
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,352	3,03	7709,386
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,900	8,67	2738,853
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,900	3,03	957,177
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Angin pada Struktur sisi kiri	WS	125,941	8,67	1091,910
12	Beban Angin pada Struktur sisi kanan	WS	125,941	3,03	381,602
13	Beban Angin pada Kendaraan	WL			
14	Beban Karena Aliran Air	WA			
15	Beban Gesekan	FR			
TOTAL			22193,354		121701,763

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kiri	DC	5169,522	8,67	44819,755
2	Beban Sendiri Struktur Atas sisi kanan	DC	5169,522	3,03	15663,651
3	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	9376,886	-	35754,469
4	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kiri	DW	336,168	8,67	2914,577
5	Beban Tambahan Struktur Atas sisi kanan	DW	336,168	3,03	1018,589
6	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kiri	LL	2544,352	8,67	22059,531
7	Beban Hidup Lalu Lintas sisi kanan	LL	2544,352	3,03	7709,386
8	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kiri	PL	315,900	8,67	2738,853
9	Beban Hidup Pejalan Kaki sisi kanan	PL	315,900	3,03	957,177
10	Beban Rem	BR			
11	Beban Karena Aliran Air	WA			
12	Beban Gesekan	FR			
13	Beban Gempa	EQ			
TOTAL			26108,769		133635,987

Sumber: Penyusun, 2025

Momen penahan guling pada Kombinasi Kuat I:

$$\sum MW = 158734,70 \text{ kNm}$$

Momen yang mengakibatkan guling diperoleh dari kombinasi beban – beban yang bekerja pada pondasi Dengan dasar Tabel 4.92.

$$M_x = 59901,99 \text{ kNm}$$

Variabel aman pada guling:

$$SF = \left[\frac{\sum M_W}{\sum M_x} \right] \geq 1,50$$

Sehingga memperoleh nilai sebesar:

$$SF = \left[\frac{158734,70}{59901,99} \right] = 2,650 \geq 1,50 \quad \text{aman.}$$

Tabel 4.101 menunjukkan kontrol pada kestabilan guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 101 Ringkasan Kestabilan Guling Kombinasi Beban

No	Kombinasi	Kode	ΣP	ΣMw (kNm)	ΣMx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,1	158734,7	59902,0	2,6	Aman
2	Kuat III	<i>St III</i>	21563,7	107047,4	39448,3	2,7	Aman
3	Kuat V	<i>St V</i>	28446,8	147313,4	66512,2	2,2	Aman
4	Layan I	<i>Se I</i>	22193,4	121701,8	66512,2	1,8	Aman
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,8	133636,0	59941,6	2,2	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

2. Kestabilan Pilar pada Geser

a. Ditinjau dari Arah Memanjang Jembatan

$$\text{Kohesi, } (c) = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,47381472$$

Maka dari itu, perhitungan kestabilan geser pada Kombinasi Kuat I yaitu:

Gaya penahan geser

$$\begin{aligned}
 \Sigma Hp &= c \times Bx \times By + \Sigma V \times \text{Tan } \phi \\
 &= 0,1 \times 8,7 \times 11,7 + 30399,147 \times 0,47381472 \\
 &= 14413,742 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya – gaya horizontal yang mengakibatkan geser diperoleh dari kombinasi beban – beban yang bekerja pada pondasi seperti pada Tabel 4.92.

$$\Sigma Hy = 994,40 \text{ kN}$$

Variabel aman pada geser:

$$SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \right] \geq 1,50$$

Sehingga memperoleh nilai sebesar:

$$SF = \left[\frac{14413,742}{994,40} \right] = 14,495 \geq 1,50 \quad \textbf{aman.}$$

Tabel 4.102 dibawah ini adalah kontrol pada kestabilan geser kombinasi beban.

Tabel 4. 102 Kontrol Kestabilan Geser Kombinasi Beban

No	Kombinasi	Kode	ΣP	ΣMw (kNm)	ΣMx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,1	14413,74	994,40	14,49	Aman
2	Kuat III	<i>St III</i>	21563,7	10227,39	1171,08	8,73	Aman
3	Kuat V	<i>St V</i>	28446,8	13488,69	1344,74	10,03	Aman
4	Layan I	<i>Se I</i>	22193,4	10525,72	1344,74	7,83	Aman
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,8	12380,90	3503,05	3,53	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

b. Ditinjau dari Arah Melintang Jembatan

$$\text{Kohesi, } (c) = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,47381472$$

Maka dari itu, perhitungan kestabilan geser pada Kombinasi Kuat I yaitu:

Gaya penahan geser

$$\begin{aligned}
 \Sigma Hp &= c \times Bx \times By + \Sigma V \times \text{Tan } \phi \\
 &= 0,1 \times 8,7 \times 11,7 + 30399,147 \times 0,47381472 \\
 &= 14413,742 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya – gaya horizontal yang mengakibatkan geser diperoleh dari kombinasi beban – beban yang bekerja pada pondasi seperti pada Tabel 4.94.

$$\Sigma Hx = 366,74 \text{ kN}$$

Variabel aman pada geser:

$$SF = \left[\frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \right] \geq 1,50$$

Sehingga memperoleh nilai sebesar:

$$SF = \left[\frac{14413,742}{994,40} \right] = 14,495 \geq 1,50 \quad \text{aman.}$$

Tabel 4.103 dibawah ini adalah kontrol pada kestabilan geser kombinasi beban.

Tabel 4. 103 Kontrol Kestabilan Geser Kombinasi Beban

No	Kombinasi	Kode	ΣP	ΣMw (kNm)	ΣMx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,1	14413,74	366,74	39,3	Aman
2	Kuat III	<i>St III</i>	21563,7	10227,39	1079,58	9,5	Aman
3	Kuat V	<i>St V</i>	28446,8	13488,69	735,55	18,3	Aman
4	Layan I	<i>Se I</i>	22193,4	10525,72	735,55	14,3	Aman
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,8	12380,90	2875,39	4,3	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

3. Kestabilan pada Daya Dukung Tanah

Dalam perhitungan kestabilan pada daya dukung tanah perlu didasari oleh dua metode, yaitu Metode *Tergazhi* serta Metode *Meyerhof*.

a. Metode *Tergazhi*

Jenis perhitungan daya dukung ini dilakukan Dengan dasar bentuk pondasi *pilecap* yang dipakai. Pada jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV memakai jenis pondasi empat persegi panjang, maka perhitungannya seperti di bawah ini:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right)$$

Data perhitungan:

$$\text{Kohesi tanah } (c) = 0,1$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (Df) = 12$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma) = 17$$

Tekanan *overburden* pada dasar pondasi:

$$\begin{aligned} p_o &= Df \times \gamma \\ &= 12 \times 17 \\ &= 204 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar pondasi arah x } (Bx) = 8,7$$

$$\text{Lebar pondasi arah y } (By) = 11,7$$

Dengan dasar gambar 4.47 di bawah ini memperoleh hasil dari nilai ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

Terzaghi (1943)

Tabel nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi

ϕ (°)	General Shear Failure			Local Shear Failure		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Gambar 4. 47 Tabel Nilai Tergazhi

Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

$$\begin{aligned}
 \Phi &= 35^\circ & Nq &= 41,4 \\
 Nc &= 57,8 & N\gamma &= 42,4 \\
 qu &= c \cdot Nc \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot Nq + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right) \\
 &= 0,1 \times 57,8 \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{8,7}{11,7}\right) + 204 \times 41,4 + 0,5 \times 17 \times \\
 &\quad 8,7 \times 42,4 \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{8,7}{11,7}\right) \\
 &= 11121,85 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q ijin):

$$\begin{aligned}
 \text{SF angka aman} &= 3 \\
 q_{ijin} &= \frac{qu}{SF} \\
 &= \frac{11121,85}{3} \\
 &= 3707,282 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Metode *Meyerhof*

Pada Metode *Meyerhof* memakai perhitungan yang dilakukan Dengan dasar hasil dari pengujian tanah sondir.

$$\text{Nilai sondir } (qc) = 800 \text{ kg/cm}^2 = 80000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (Df) = 12 \text{ m}$$

$$\text{Ditinjau pondasi selebar } (B) = 1 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 qu &= qc \cdot B \cdot \left(1 + \frac{Df}{B}\right) \frac{1}{40} \\
 &= 80000 \times 1 \left(1 + \frac{12}{1}\right) \frac{1}{40} \\
 &= 26000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q_{ijin}):

$$\begin{aligned}
 SF \text{ angka aman} &= 3 \\
 q_{ijin} &= \frac{qu}{SF} \\
 &= \frac{26000}{3} \\
 &= 8666,67 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode di atas, daya dukung tanah ijin akan diambil yang terkecil yaitu $q_{ijin} = 3707,282 \text{ kN/m}^2$.

V. Pembesian pada *Stoper Pier Head*

Stoper pada *pier head* mempunyai fungsi untuk menahan gaya rem dari kendaraan yang akan melintas. Besar gaya rem yang bekerja Dengan dasar perhitungan aksi beban pada pilar senilai 162,50 kN.

$$\text{Elevasi } stoper, ht = 2,10 \text{ m} = 2100 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } stoper, l = 0,75 \text{ m} = 750 \text{ mm}$$

Lengan gaya rem pada dasar *stoper*,

$$\begin{aligned}
 L &= h_{girder} + h_{plat} + h_{aspal} \\
 &= 2,10 + 0,30 + 0,40 \\
 &= 2,80 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Variabel beban rem, } K = 1,75$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen ultimit, } Mu &= K \times BR \times L \\
 &= 1,75 \times 162,50 \times 2,80 \\
 &= 796,25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Panjang } stoper \text{ pier head, } La = 11,20 \text{ m}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Maka, } Mu \text{ pakai} &= \frac{Mu}{La} \\
 &= \frac{796,25}{11,20}
 \end{aligned}$$

$$= 71,09 \text{ kNm}^2$$

1. Tulangan Lentur

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Momen rencana ultimit } corbel, Mu = 71,09 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal selimut beton, } Pb = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien plat} = 750 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85f'_c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{16,471} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\ &= 0,03036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{71,09}{0,9} \\ &= 78993055,56 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{78993055,56}{1000 \times 750^2} \\ &= 0,1404320988 \end{aligned}$$

Rentang tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,1404320988}{420}} \right) \\ &= 0,00033528794 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,03036 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,0228 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033 \\
 A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0033 \times 1000 \times 670 \\
 &= 2233,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan tulangan susut memakai diameter 22 mm.

$$\begin{aligned}
 A_I &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 380,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_I \times b}{A_s} \\
 &= \frac{380,29 \times 1000}{2233,33} \\
 &= 170,28 \text{ mm} \\
 &\approx 150 \text{ mm} \\
 A_{s \text{ pakai}} &= \frac{A_I \times b}{s} \\
 &= \frac{380,29 \times 1000}{150} \\
 &= 2535,24 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ pakai}} &> A_s \\
 2535,24 &> 2233,33 \quad \mathbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan lentur pada *stopper* memakai tulangan D22-150.

VI. Aksi beban pada *Pier Head*

Dalam perhitungan aksi beban pada *pier head* pilar memakai alat bantu *software* SAP 2000.

A. Beban Sendiri *Pier Head* (DC)

Tabel 4.104 dibawah ini adalah perhitungan dari berat sendiri *pier head* per meter panjang.

Tabel 4. 104 Berat Sendiri *Pier Head*

No	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN)
	b (m)	t (m)	A (m ²)	L(m)	shape		
1	0,75	1,8	1,35	12,5	1	25	421,875
2	3,1	0,55	1,705	12,5	1	25	532,8125
3	4,1	0,85	3,485	12,5	1	25	1089,0625
4	2,1	1	2,1	12,5	1	25	656,25
5	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25
6	1	1	1	12,5	0,5	25	156,25
JUMLAH							3012,5

Sumber: Penyusun, 2025

B. Beban Sendiri Struktur Atas (DC)

$$\begin{aligned}
 DC &= DC \text{ Kanan} + DC \text{ Kiri} \\
 &= 4135,62 + 4135,62 \\
 &= 8271,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total gelagar, $n = 6$ buah

$$\begin{aligned}
 DC &= \frac{DC}{n} \\
 &= \frac{8271,24}{6} \\
 &= 1378,54 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

C. Beban Mati Tambahan (DW)

$$\begin{aligned}
 DW &= DW \text{ Kanan} + DW \text{ Kiri} \\
 &= 224,11 + 224,11 \\
 &= 448,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Total gelagar, $n = 6$ buah

$$DW = \frac{DW}{n}$$

$$= \frac{448,22}{6}$$

$$= 74,704 \text{ kN}$$

D. Beban Hidup Lalu Lintas (*LL*)

$$LL = LL \text{ Kanan} + LL \text{ Kiri}$$

$$= 2544,35 + 2544,35$$

$$= 5088,70 \text{ kN}$$

Total gelagar, $n = 6$ buah

$$LL = \frac{LL}{n}$$

$$= \frac{5088,70}{6}$$

$$= 848,117 \text{ kN}$$

E. Beban Angin pada Struktur (*WS*)

ARAH Y

$$WS = WS \text{ struktur atas} + WS \text{ pier head}$$

$$= 238,24 + 452,66$$

$$= 690,90 \text{ kN}$$

ARAH X

$$WS = WS \text{ struktur atas} + WS \text{ pier head}$$

$$= 178,68 + 103,48$$

$$= 282,16 \text{ kN}$$

F. Beban Angin pada Kendaraan (*WL*)

ARAH Y

$$WL = 14,82 \text{ kN}$$

ARAH X

$$WL = 11,17 \text{ kN}$$

G. Beban Rem (*BR*)

$$BR = 162,50 \text{ kN}$$

H. Beban Karena Gesekan (*FR*)

$$FR = 784,75 \text{ kN}$$

$$\text{Total gelagar, } n = 6 \text{ buah}$$

$$FR = \frac{784,75}{6} = 130,79 \text{ kN}$$

I. Beban Gempa (*EQ*)

ARAH Y

$$EQ = 2508,65 \text{ kN}$$

$$\text{Total kolom, } n = 2 \text{ buah}$$

$$EQ = \frac{2508,65}{2} = 1254,33 \text{ kN}$$

ARAH X

$$EQ = 2508,65 \text{ kN}$$

$$\text{Total kolom, } n = 2 \text{ buah}$$

$$EQ = \frac{2508,65}{2} = 1254,33 \text{ kN}$$

Tabel 4.105 dibawah ini adalah hasil dari kombinasi aksi beban pada struktur *pier head*.

Tabel 4. 105 Kombinasi Aksi beban *Pier Head*

No	Kombinasi Beban	Variabel beban							
		DC	DW	LL	BR	WS	WL	FR	EQ
1	Strength I	1,25	1,5	1,75	1,75			1	
2	Strength III	1,25	1,5			1,4		1	
3	Strength V	1,25	1,5	1,35	1,35	0,4	1	1	
4	Service I	1	1	1	1	0,3	1	1	
5	Extreme Event	1,25	1,5	1	1			1	1

Sumber: Penyusun, 2025

VII. Pembesian pada *Pier Head*

1. Tulangan Pokok *Pier Head*

Dengan dasar hasil SAP 2000, mendapatkan nilai sebesar:

$$Mu^+ = 68215,90 \text{ kNm}$$

$$Mu^- = 68215,90 \text{ kNm}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \Phi = 0,90$$

$$\varepsilon_c = 0,003$$

E_s	= 200000 Mpa
Lebar pier head, b	= 2100 mm
Lebar pier head atas, b_l	= 1170 mm
Elevasi pier head, h	= 2400 mm
Tebal Selimut beton, P_b	= 80 mm

Diasumsikan tulangan pokok memakai diameter 13 mm

$$\begin{aligned}
 A_{ID} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\
 &= 132,79 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efisien balok} &= h - P_b \\
 &= 2320 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efisien balok untuk dua lapis} &= h - P_b - D \\
 &= 2307 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Area balok pier head, } A_b &= (h \times b) - (b_l \times P_b) \\
 &= 4946400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_y &= \frac{f_y}{E_s} \\
 &= 0,0021
 \end{aligned}$$

a. Tulangan Momen Negatif ($M_u^- = 68215,90 \text{ kNm}$)

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \beta \times \frac{1}{m} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{1}{16,471} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,03036
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{68215,90}{0,9}
 \end{aligned}$$

$$= 75795,44 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{75795,44}{1000 \times 2320^2} \\ &= 0,00001408 \end{aligned}$$

Rentang tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,00001408}{420}} \right) \\ &= 0,00000003 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,03036 \\ &= 0,0228 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

Direncanakan sebagai balok tulangan sebelah:

$$\begin{aligned} Mn &= 0,85 \times f'c \times a \times b \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \\ 75795,44 &= 0,85 \times 30 \times a \times 2100 \times \left(2307 - \frac{a}{2} \right) \\ 75795,44 &= 123539850a - 26775a^2 \\ 26775a^2 - 123539850a + 75795,44 &= 0 \\ a &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\ &= \frac{-(-123539850) - \sqrt{(-123539850)^2 - 4 \times 26775 \times 75795,44}}{2 \times 26775} \\ &= 6,18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cc &= 0,85 \times f'c \times a \times b \\ &= 0,85 \times 30 \times 6,18 \times 2100 \\ &= 330939,00 \text{ N} \end{aligned}$$

$$T_{Sl} = Cc$$

$$\begin{aligned}
 A_{sI} &= \frac{T_{S1}}{f_y} \\
 &= \frac{330939,00}{420} \\
 &= 787,95 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{S1}}{A_{1D}} \\
 &= \frac{787,95}{132,79} \\
 &= 5,93 \\
 &\approx 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Cek Rentang tulangan:

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{A_{S1}}{\text{Luas Balok}} \\
 &= \frac{787,95}{[4946400 - (80 \times 2100)]} \\
 &= 0,00017
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,00017 &< 0,0033
 \end{aligned}$$

Karena pada Rentang tulangan memakai $\rho_{min} = 0,0033$. Sehingga memerlukan ulang total tulangan dengan memakai Rentang tulangan tersebut.

Area tulangan Tarik seimbang dengan beton tekan:

$$\begin{aligned}
 A_{sI} &= \rho_{pakai} \times \text{area balok} \\
 &= 0,0033 \times [494600 - (16 \times 2100)] \\
 &= 15368,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Total tulangan yang dipakai:

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{S1}}{A_{1D}} \\
 &= \frac{15368,00}{132,79} \\
 &= 115,74 \\
 &\approx 116 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan momen negatif memakai tulangan sebanyak 116 buah (116 D13).

$$A_{sI} = n_{pakai} \times A_{1D}$$

$$\begin{aligned}
 &= 116 \times 132,79 \\
 &= 15403,14 \text{ mm}^2 \\
 T_{s1} &= A_{s1} \times f_y \\
 &= 15403,14 \times 420 \\
 &= 6469320,00 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Momen nominal permukaan seimbang (tulangan sebelah):

$$\begin{aligned}
 M_l &= T_{s1} \left(d_2 \times \frac{a}{2} \right) \\
 &= 6469320,00 \left(2320,00 \times \frac{6,18}{2} \right) \\
 &= 14988832201,20 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{array}{ccc}
 M_l & \geq & M_n \\
 14988832201,20 & \geq & 75795,44 \quad \textbf{aman.}
 \end{array}$$

Sehingga, pada tulangan momen negatif dapat memakai tulangan sebesar 116 – D13.

b. Tulangan Momen Positif ($M_u^+ = 68215,90 \text{ kNm}$)

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85f'_c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471 \\
 \rho_b &= \beta \times \frac{1}{m} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= 0,85 \times \frac{1}{16,471} \left(\frac{600}{600 + 420} \right) \\
 &= 0,03036 \\
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{68215,90}{0,9} \\
 &= 75795,44 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{75795,44}{1000 \times 13^2} \\
 &= 0,4485
 \end{aligned}$$

Rentang tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,4485}{420}} \right) \\
 &= 0,0010774 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,03036 \\
 &= 0,0228 \\
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033
 \end{aligned}$$

Direncanakan sebagai balok tulangan sebelah:

$$\begin{aligned}
 M_n &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \times \left(d_2 - \frac{a}{2} \right) \\
 75795,44 &= 0,85 \times 30 \times a \times 2100 \times \left(2307 - \frac{a}{2} \right) \\
 75795,44 &= 123539850a - 26775a^2 \\
 26775a^2 - 123539850a + 75795,44 &= 0 \\
 a &= \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a} \\
 &= \frac{-(-123539850) - \sqrt{(-123539850)^2 - 4 \times 26775 \times 75795,44}}{2 \times 26775} \\
 &= 6,18 \text{ mm} \\
 C_c &= 0,85 \times f'_c \times a \times b \\
 &= 0,85 \times 30 \times 6,18 \times 2100 \\
 &= 330939,00 \text{ N} \\
 T_{Sl} &= C_c \\
 A_{Sl} &= \frac{T_{Sl}}{f_y} \\
 &= \frac{330939,00}{420} \\
 &= 787,95 \text{ N} \\
 n &= \frac{A_{S1}}{A_{1D}}
 \end{aligned}$$

$$= \frac{787,95}{132,79}$$

$$= 5,93$$

$$\approx 6 \text{ buah}$$

Cek Rentang tulangan:

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{A_{s1}}{\text{Luas Balok}} \\ &= \frac{787,95}{[4946400 - (80 \times 2100)]} \\ &= 0,00017 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{min} \\ 0,00017 &< 0,0033 \end{aligned}$$

Karena pada Rentang tulangan memakai $\rho_{min} = 0,0033$. Sehingga memerlukan ulang total tulangan dengan memakai Rentang tulangan tersebut.

Area tulangan Tarik seimbang dengan beton tekan:

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho_{pakai} \times \text{area balok} \\ &= 0,0033 \times [494600 - (16 \times 2100)] \\ &= 15368,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Total tulangan yang dipakai:

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{s1}}{A_{1D}} \\ &= \frac{15368,00}{132,79} \\ &= 115,74 \\ &\approx 116 \text{ buah} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan momen negatif memakai tulangan sebanyak 116 buah (116 D13).

$$\begin{aligned} A_{s1} &= n_{pakai} \times A_{1D} \\ &= 116 \times 132,79 \\ &= 15403,14 \text{ mm}^2 \\ T_{s1} &= A_{s1} \times f_y \\ &= 15403,14 \times 420 \end{aligned}$$

$$= 6469320,00 \text{ N}$$

Momen nominal permukaan seimbang (tulangan sebelah):

$$\begin{aligned} M_l &= T_{s1} \left(d_2 \times \frac{a}{2} \right) \\ &= 6469320,00 \left(2320,00 \times \frac{6,18}{2} \right) \\ &= 14988832201,20 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{array}{ccc} M_l & \geq & M_n \\ 14988832201,20 & \geq & 75795,44 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Sehingga, pada tulangan momen negatif dapat memakai tulangan sebesar 116 – D13.

2. Tulangan Geser *Pier Head*

Dengan dasar SAP 2000,

$$\text{Gaya geser maksimal, } Vu = 68215,90 \text{ kN} = 68215900 \text{ N}$$

$$Vn = \frac{Vu}{\phi} = \frac{68215900}{0,6} = 10151175,60 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times A \text{ Pier head} \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 5040000 \\ &= 4600869,48 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5Vc = 0,5 \times 4600869,48 = 2300434,74 \text{ N}$$

$$3Vc = 3 \times 4600869,48 = 13802608,45 \text{ N}$$

$$5Vc = 5 \times 4600869,48 = 23004347,42 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} Vs \text{ max} &= \frac{2}{3} \times \sqrt{f'c} \times A \text{ Pier head} \\ &= \frac{2}{3} \times \sqrt{30} \times 5040000 \\ &= 18403477,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak permukaan kritis, } xt &= \frac{600}{2} + d \\ &= \frac{600}{2} + 2400 \\ &= 2700 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser nominal, } Vnt &= \frac{Vu}{\phi} \\ &= 10151175,60 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek Persyaratan:

$$V_{nt} = 10151175,60 \text{ N} \leq 5V_c = 23004347,42 \text{ N}$$

$$V_{nt} = 10151175,60 \text{ N} \leq 3V_c = 13802608,45 \text{ N}$$

Sehingga tidak perlu memakai tulangan sengkang pada tulangan geser pada *pier head*.

Diasumsikan memakai tulangan geser dengan diameter 16 mm.

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 201,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_{nt} - V_c \\ &= 10151175,60 - 4600869,48 \\ &= 5550306,11 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{2 \times A_v \times f_y \times d}{V_s \text{ pakai}} \\ &= \frac{2 \times 201,14 \times 420 \times 16}{5550306,11} \\ &= 73,06 \text{ mm} \\ &\approx 75 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka dalam tulangan geser *pier head* memakai tulangan D16-75 mm.

3. Tulangan Geser Puntir *Pier Head*

Data perencanaan tulangan geser puntir *pier head*:

$$b = 0,50 \text{ m} \quad h = 2,10 \text{ m}$$

$$b_1 = 1,17 \text{ m} \quad h_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$b_2 = 0,75$$

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

$$\begin{aligned} \text{Area permukaan yang menahan torsi, } A_{cp} &= (h \times b_1)^2 \\ &= (2,10 \times 1,17)^2 \times 10^6 \\ &= 60368490,00 \end{aligned}$$

Keliling permukaan yang menahan torsi,

$$P_{cp} = [b + b_1 + b_2 + b_1 + h_1] \times 10^6$$

$$= [0,50 + 1,17 + 0,75 + 1,17 + 0,50] \times 10^6$$

$$= 10390,00 \text{ mm}$$

Kemampuan permukaan (tanpa tulangan torsi) memikul torsi,

$$Tub = \frac{\phi \times \sqrt{f'c}}{12} \times \left(\frac{Acp^2}{Pcp} \right)$$

$$= \frac{0,70 \times \sqrt{30}}{12} \times \left(\frac{60368490,00^2}{10390,00} \right)$$

$$= 1856,40 \text{ kNm}$$

Beban – beban yang menyebabkan puntir yang diterima gelagar:

$$DC = 4135,62 \text{ kN}$$

$$DW = 224,11 \text{ kN}$$

$$LL = 2544,35 \text{ kN}$$

$$\text{Besar beban, } q = \frac{\text{Totsl beban}}{La}$$

$$= \frac{6904,08}{11,20}$$

$$= 616,44 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya puntir yang terjadi, } M_{TU} = q \times e$$

$$= 616,44 \times 0,7$$

$$= 431,51 \text{ kNm}$$

$$\text{Besar torsi pada tumpuan, } Tu = \frac{1}{2} \times M_{TU} \times Lb$$

$$= \frac{1}{2} \times 431,51 \times 3,50$$

$$= 755,13 \text{ kNm}$$

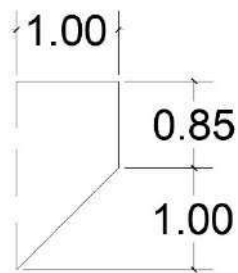
Cek Persyaratan:

$$Tu = 755,13 \text{ kNm} < Tub = 1856,40 \text{ kNm} \quad \textbf{aman.}$$

Maka pada tulangan geser puntir tidak memerlukan tulangan torsi.

VIII. Aksi beban pada *Corbel*

Saat pergantian *bearing pad* / *elastomer*, *corbel* direncanakan untuk menahan *jacking force* yang terdiri dari berat sendiri pada struktur atas, beban mati tambahan, serta beban hidup lalu lintas seperti pada gambar 4.48 dibawah ini.



Gambar 4. 48 *Corbel* Pilar
Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.106 dibawah ini adalah nilai gaya serta momen karena berat sendiri pada *corbel*.

Tabel 4. 106 Gaya serta Momen Karena Berat Sendiri pada Corbel

No	Parameter Berat Bagian					Berat	Lengan	Momen
	b	h	La	Shape	BJ Beton			
1,00	0,50	0,85	11,20	1,00	25,00	119,00	0,25	29,75
2,00	1,00	1,00	9,80	0,50	25,00	122,50	0,33	40,83
JUMLAH						241,50		70,58

Sumber: Penyusun, 2025

Variabel beban untuk berat sendiri, $K = 1,25$

Momen ultimit karena berat sendiri corbel,

$$\begin{aligned}
 Mu &= K \times \sum MDC \\
 &= 1,25 \times 70,58 \\
 &= 88,23 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.107 dibawah ini adalah hasil ringkasan dari gaya serta momen yang bekerja pada *corbel*.

Tabel 4. 107 Ringkasan Gaya serta Momen yang Bekerja pada *Corbel*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Variabel Beban	p	Vu	e	Mu
1	Berat Sendiri Corbel	DC	1,25	241,50	301,88		70,58
2	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	1,25	4135,62	5169,52	0,25	1292,38
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	1,50	224,11	336,17	0,25	84,04
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	1,75	2544,35	4452,62	0,25	1113,15
JUMLAH					10260,18		2560,16

Sumber: Penyusun, 2025

IX. Pembesian pada *Corbel*

$$\begin{aligned}
 V_u &= 1447,01 \text{ kN} \\
 N_u &= 0,2 \times V_u = 289,40 \text{ kN} \\
 h &= 1850 \text{ mm} \\
 h' &= 850 \text{ mm} \\
 d &= 1750 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 a &= 500 \text{ mm} \\
 f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 V_n &= \frac{V_u}{\phi} \\
 &= \frac{1447,01}{0,75} \\
 &= 1929,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Periksa ukuran konsol pendek:

Kondisi beton normal

$$\begin{aligned}
 V_n &< 0,2 \times f'_c \times b \times d \\
 1929,34 \text{ kN} &< 10500 \text{ kN} \quad \textbf{aman.} \\
 V_n &< 5,5 \times b \times d \\
 1929,34 \text{ kN} &< 9625 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Area tulangan geser friksi,

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\mu \times f_y} = \frac{1929,34}{1,4 \times 400} = 1422,13 \text{ mm}^2$$

Area tulangan lentur A_f serta A_n

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a + N_u (h - d) \\
 &= 373,31 \times 390 + 74,66 (1750 - 1650) \\
 &= 752443017 \text{ kNmm} \\
 A_f &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,85 \times d} \\
 &= \frac{752443017}{0,75 \times 400 \times 0,85 \times 1750} \\
 &= 596,94 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= \frac{N_u}{\phi \times f_y} \\
 &= \frac{289,40}{0,75 \times 400} \\
 &= 154,35 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian menentukan tulangan pokok A_s serta diambil nilai yang paling besar dari A_s , yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{2}{3} \times A_{vf} + A_n \\
 &= \frac{2}{3} \times 1422,13 + 154,35 \\
 &= 521,84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= A_f + A_n \\
 &= 596,94 + 154,35 \\
 &= 751,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{0,04 \times f'_c}{f_y \times b \times d} \\
 &= \frac{0,04 \times 30}{400 \times 1000 \times 1750} \\
 &= 525,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_s = 751,29 \text{ mm}^2$

Maka tulangan pokok memakai D13 – 150 ($A_s = 885 \text{ mm}^2$).

Memakai tulangan bagi $= 50\% \times A_s = 375,64 \text{ mm}^2$

Sehingga memakai D13 – 200 ($A_s = 664 \text{ mm}^2$).

Setelah itu menentukan area tulangan pembentuk disamakan dengan A_h serta diambil nilai yang paling besar dari A_h , yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{1}{2} (A_s - A_n) = \frac{1}{2} (751,29 - 154,35) = 298,47 \text{ mm}^2 \\
 A_h &= \frac{1}{3} \times A_{vf} = \frac{1}{3} \times 1422,13 = 183,75 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_h = 298,47 \text{ mm}^2$.

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A_{l\Phi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1\Phi \times b}{Ah} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{298,47} \\
 &= 673,92 \text{ mm} \\
 &\approx 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 Ah \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{200} \\
 &= 1005,71 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 Ah \text{ pakai} &> Ah \\
 1005,71 &> 298,47 \quad \text{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan pembentuk memakai tulangan 3D16 – 200.

X. Aksi beban pada Kolom

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi kolom pilar, } H &= 5,50 \text{ m} \\
 \text{Diameter kolom pilar, } D &= 2,10 \text{ m} \\
 \text{Konstanta kelenturan beton, } Ec &= 29440087,47 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Inersia permukaan kolom, } Ic &= 3,26 \text{ m}^4 \\
 \text{Area permukaan kolom, } Ac &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times 3,14 \times 2,10^2 \\
 &= 3,47 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jari – jari inersia permukaan kolom pilar, } r &= \sqrt{\frac{Ic}{Ac}} \\
 &= \sqrt{\frac{3,26}{3,47}} \\
 &= 0,97 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Variabel panjang tekuk, } K &= 2,20 \\
 \text{Angka kelangsingan} &= \frac{K \times H}{r} \\
 &= \frac{2,20 \times 5,50}{0,97} \\
 &= 12,48 \leq 22
 \end{aligned}$$

Karena nilai angka kelangsingan kurang dari 22 sehingga variabel tekuk berpengaruh pada perencanaan kolom. Sehingga tidak perlu dihitung variabel perbesaran momen untuk perencanaan kolom pilar.

XI. Pembesian pada Kolom

1. Tulangan Lentur

Gaya aksial ultimit serta momen ultimit yang dipakai adalah kombinasi paling besar dari gaya serta momen yang bekerja pada kolom pilar.

Gaya aksial ultimit, $P_u = \Phi P_n = 30399,15 \text{ kN}$

Momen ultimit, $M_u = \Phi M_n = 89273,99 \text{ kNm}$

Karena dalam 1 pilar terdapat 2 kolom pilar, maka:

$$\begin{aligned} P_u \text{ pakai} &= \frac{P_u}{2} \\ &= \frac{30399,15}{2} \\ &= 15199,57 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ pakai} &= \frac{M_u}{2} \\ &= \frac{89273,99}{2} \\ &= 4436,99 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ketahanan tekan beton, $f'_c = 30 \text{ Mpa}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Diameter kolom pilar, $D = 2100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Area kolom pilar, } A_g &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 2100^2 \\ &= 3465000 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Analisis perhitungan diagram interaksi M_n-P_n Pilar kolom bulat dilakukan dengan cara analisis kolom persegi dengan ketentuan:

$D = H = \text{elevasi kolom persegi} = 2100 \text{ mm}$

$A_g \text{ persegi} = A_g \text{ bulat} = 3465000 \text{ mm}^2$

$A_g \text{ persegi} = b \times h = 3465000 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned} \text{Sehingga, } b &= \frac{3465000}{2100} \\ &= 1650 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\frac{\Phi P_n}{f'_c \times b \times H} = \frac{30399,15}{30 \times 1650 \times 2100} = 0,1462$$

$$\frac{\Phi M_n}{f'_c \times b \times H^2} = \frac{4436,99}{30 \times 1650 \times 2100^2} = 0,000429$$

Rentang tulangan 2%, maka area tulangan

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times A_g \\ &= 2\% \times 2465000 \\ &= 69300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan tulangan lentur memakai diameter D32,

$$\begin{aligned} A_{1D} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 32^2 \\ &= 804,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan Tekan = Tulangan Tarik, maka:

$$\frac{1}{2} \times A_s = \frac{1}{2} \times 69300 = 34650 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Total tulangan yang diperlukan, } n &= \frac{A_s \text{ tekan}}{A_{1D}} \\ &= \frac{34650}{804,57} \\ &= 43,07 \text{ buah} \\ &\approx 40 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Total tulangan keseluruhan, } n_{\text{total}} &= 2 \times 40 \\ &= 80 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area tulangan, } A_s &= n_{\text{total}} \times A_{1D} \\ &= 80 \times 804,57 \\ &= 64365,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= (0,85f'_c (A_g - A_s) + f_y \times A_s) \\ &= (0,85 \times 30 (3465000 - 64365,71) + 400 \times 64365,71) \\ &= 113749774,29 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &= 0,9 \times 113749774,29 \\ &= 102374796,86 \text{ N} \\ &= 102374,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi P_n &< P_u \\ 102374,80 \text{ kN} &< 15199,57 \text{ kN} \quad \mathbf{aman.} \end{aligned}$$

Sehingga pada tulangan lentur memakai tulangan 80 D32.

2. Tulangan Geser

$$\text{Gaya aksial ultimit, } P_u = \Phi P_n = 30399,15 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = \Phi M_n = 89273,99 \text{ kNm}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 420 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter kolom pilar, } D = 2,10 \text{ m}$$

$$\text{Elevasi kolom pilar, } L = 5,50 \text{ m}$$

$$\text{Area kolom pilar, } A_g = 3465000 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan tulangan lentur memakai diameter D22,

$$\begin{aligned} A_{ID} &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 22^2 \\ &= 380,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area lingkaran dalam, } A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times (D - 2Pb - 2D22) \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (2100 - 2 \times 80 - 2 \times 22) \\ &= 2824498,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit, } V_u &= Hx_{max} = 3503,05 \text{ kN} \\ &= 3503054,99 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser beton, } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times A_c \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 2824498,29 \\ &= 2578402,37 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta V_c &= 0,6 \times 2578402,37 \\ &= 1547041,42 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \theta V_c &< V_u \\ 1547041,42 \text{ N} &< 3503054,99 \text{ N} \end{aligned}$$

Sehingga diperlukan tulangan geser,

$$\begin{aligned} d_c &= D - (2Pb) \\ &= 2100 - (2 \times 80) \\ &= 1940 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rentang tulangan spiral yang diperlukan,

$$\begin{aligned}\rho &= 0,45 \times \left[\left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \right] \times \left(\frac{f'_c}{f_y} \right) \\ &= 0,45 \times \left[\left(\frac{3465000}{2824498,29} - 1 \right) \right] \times \left(\frac{30}{420} \right) \\ &= 0,00729\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan spiral yang diperlukan, } s &= \frac{4 \times A1D \times (dc - D22)}{\rho \times dc^2} \\ &= \frac{4 \times 380,29 \times (1940 - 22)}{0,00729 \times 1940^2} \\ &= 106,35 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

Maka, pada tulangan geser memakai tulangan D22-100 mm.

XII. Aksi beban pada *Pile Cap*

Total baris tiang bor, nb	= 5 baris
Total baris tiang bor, nt	= 4 baris
Jarak antar baris, xb	= 3 m
Jarak antar bor dalam satu baris, xt	= 2,30 m
Diameter pilar, D	= 2,10 m
Lebar pilecap arah x , Bx	= 8,70 m
Lebar pilecap arah y , By	= 11,70 m

a. Ditinjau dari Arah x

Pada gambar 4.49 dibawah ini adalah reaksi gaya *pilecap* arah x .

$\Sigma P_{ms} =$	1404,00	$\Sigma M_{ms} =$	2096,64
-------------------	---------	-------------------	---------

Sumber: Penyusun, 2025

Variabel beban untuk berat sendiri, $K = 1,25$

$$\begin{aligned} P_{MS} &= K \cdot \Sigma P_{MS} \\ &= 1,25 \times 1404,00 \\ &= 1755,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{MS} &= K \cdot \Sigma M_{MS} \\ &= 1,25 \times 2096,64 \\ &= 2620,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana ultimit pilecap, } Mu &= Mp - M_{MS} \\ &= 32203,95 - 2620,80 \\ &= 29583,15 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit pilecap, } Vu &= (3 \cdot nb \cdot P_{max}) - P_{MS} \\ &= (3 \times 5 \times 2576,32) - 1755,00 \\ &= 36889,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

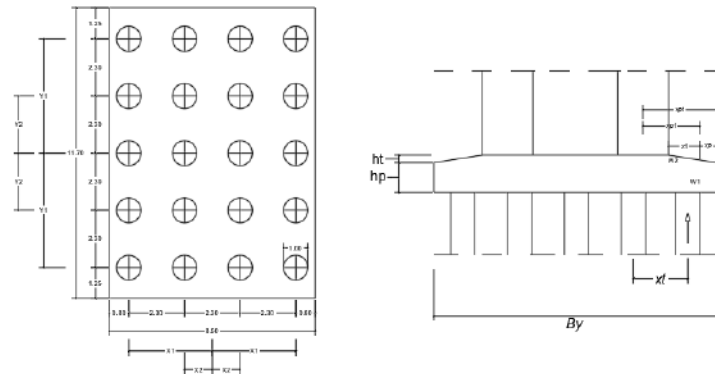
Karena ditinjau selebar 1 m, maka dengan lebar *pilecap*, $Bx = 8,70 \text{ m}$.

$$\begin{aligned} Mu &= \frac{Mu}{Bx} \\ &= \frac{29583,15}{11,70} \\ &= 2528,47 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vu &= \frac{Vu}{Bx} \\ &= \frac{36889,74}{11,70} \\ &= 315,97 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Ditinjau dari Arah y

Pada gambar 4.50 dibawah ini adalah reaksi gaya *pilecap* arah y.



Gambar 4. 50 Reaksi Gaya *Pilecap* Arah *y*
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned} \text{Jarak antar sumbu tiang bor ke tepi luar pilecap, } y_p &= \frac{[By - (nt-1)Xt]}{2} \\ &= \frac{[11,70 - (5-1)2,30]}{2} \\ &= 1,25 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak as tepi pilar dengan tepi pilecap, } Y_{pt} &= \frac{By}{2} \\ &= \frac{11,70}{2} \\ &= 5,85 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 4.110 dibawah ini adalah momen maksimum dari *pilecap* arah *y*.

Tabel 4. 110 Momen Maksimum *Pilecap* Arah *y*

Jarak Tiang pada Pusat <i>Pilecap</i> X_{pi} (m)		Lengan pada Sisi Luar Pilar X_i (m)		M = nb.P max. X_i (kNm)
$X_{p1} = X_{pt}$	4,60	$X_1 = X_{p1} - B/2$	4,80	49465,27
M max pada <i>pilecap</i> , $M_p =$				49465,27

Sumber: Penyusun, 2025

Kemudian pada tabel 4.111 dibawah ini adalah perhitungan dari gaya serta momen karena berat sendiri pada *pilecap*.

Tabel 4. 111 Gaya serta Momen Karena Berat Sendiri pada *Pilecap*

Kode	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan (kN)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	Lebar (m)	BJ beton (kN/m)			
W1	2,00	1,20	8,70	25,00	522,00	1,00	522,00
W2	2,00	0,30	8,70	25,00	130,50	0,67	87,00
$\Sigma Pms =$					652,50	$\Sigma Mms =$	609,00

Sumber: Penyusun, 2025

Variabel beban untuk berat sendiri, $K = 1,25$

$$\begin{aligned}
 PMS &= K \cdot \Sigma PMS \\
 &= 1,25 \times 652,50 \\
 &= 815,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 MMS &= K \cdot \Sigma MMS \\
 &= 1,25 \times 609,00 \\
 &= 761,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen rencana ultimit } pilecap, Mu &= Mp - MMS \\
 &= 49465,27 - 761,25 \\
 &= 48704,02 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser rencana ultimit } pilecap, Vu &= (3 \cdot nb \cdot Pmax) - PMS \\
 &= (3 \times 5 \times 2576,32) - 815,63 \\
 &= 37829,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Karena ditinjau selebar 1 m, maka dengan lebar *pilecap*, $By = 11,70 \text{ m}$.

$$\begin{aligned}
 Mu &= \frac{Mu}{By} \\
 &= \frac{48704,02}{11,70} \\
 &= 4162,74 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vu &= \frac{Vu}{By} \\
 &= \frac{37829,12}{11,70} \\
 &= 3233,26 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

XIII. Pembesian pada *Pile Cap*

Ketahanan tekan beton, $f'c$	= 30 Mpa
Kuat leleh baja, f_y	= 420 Mpa
Variabel bentukdistribusi tegangan beton, β_1	= 0,85

1. Tulangan Lentur

a. Ditinjau dari Arah x

$$\text{Momen rencana ultimit } pilecap, Mu = 2528,47 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal } pilecap, ht = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1120 \text{ mm}$$

$$\text{Apabila ditinjau selebar 1 m, maka } b = 1000 \text{ mm}$$

Berikut untuk Perhitungan Tulangan Lentur dari Arah x :

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{2528,47}{0,8} \\ &= 3160,593 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times h \times f^2} \\ &= \frac{3160,593}{1000 \times 1120^2} \\ &= 0,003 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,030 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{420} \\ &= 0,0033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,030 \\ &= 0,023 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\ &= 16,471 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,003}{420}} \right) \\ &= 0,05972 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned} \rho &< \rho_{min} \\ 0,05972 &< 0,023 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,023$

$$\begin{aligned} \text{As min Tulangan Utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\ &= 0,023 \times 1120 \times 1000 \\ &= 3733,33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22-100.

$$\begin{aligned} \text{As min Tul. Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tul. Utama} \\ &= 0,5 \times 3733,33 \\ &= 1866,66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Bagi memakai tulangan D19-150.

b. Ditinjau dari Arah y

$$\text{Momen rencana ultimit pilecap, } Mu = 5598,16 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal pilecap, } ht = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 80 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1120 \text{ mm}$$

$$\text{Apabila ditinjau selebar 1 m, maka } b = 1000 \text{ mm}$$

Berikut untuk Perhitungan Tulangan Lentur dari Arah y:

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{5598,16}{0,8} \\ &= 6997,704 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rn &= \frac{Mn}{b \times h e f^2} \\
 &= \frac{6997,704}{1000 \times 1120^2} \\
 &= 0,006 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\
 &= 0,030
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{420} \\
 &= 0,0033
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 0,75 \times \rho b \\
 &= 0,75 \times 0,030 \\
 &= 0,023
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
 &= \frac{420}{0,85 \times 30} \\
 &= 16,471
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{16,471} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,006}{420}} \right) \\
 &= 0,00001
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,00001 &< 0,023
 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho_{min}$ maka dipakai $\rho_{min} = 0,023$

$$\begin{aligned}
 \text{As min Tulangan Utama} &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,023 \times 1120 \times 1000 \\
 &= 3733,33 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22-100.

$$\begin{aligned}
 \text{As min Tul. Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tul. Utama} \\
 &= 0,5 \times 3733,33 \\
 &= 1866,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Bagi memakai tulangan D19-150.

2. Tulangan Geser

a. Ditinjau dari Arah x

$$\text{Gaya geser ultimit pilecap, } V_u = 3152,97 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar pilecap, } B_y = 11700 \text{ mm}$$

Berikut untuk Perhitungan Tulangan Geser dari Arah x :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1120 \\
 &= 1022415,44 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta V_c &= 0,6 \times 1022415,44 \\
 &= 613449,26 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned}
 \theta V_c &> V_u \\
 613449,26 &> 3152,97 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan geser *pilecap* arah x tidak diperlukan.

b. Ditinjau dari Arah y

$$\text{Gaya geser ultimit pilecap, } V_u = 4348,17 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar pilecap, } B_y = 8700 \text{ mm}$$

Berikut untuk Perhitungan Tulangan Geser dari Arah x :

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1120 \times 1120 \\
 &= 1145105,29 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \theta V_c &= 0,6 \times 1145105,29 \\
 &= 687063,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned}
 \theta V_c &> V_u \\
 687063,18 &> 4338,17 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan geser *pilecap* arah x tidak diperlukan.

3. Tulangan Susut

a. Ditinjau dari Arah x

Elevasi *pilecap*, $ht = 1200$ mm

$$\begin{aligned} As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1120 \times 1200 \\ &= 2419,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan tulangan susut memakai diameter D19.

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 477,71 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak yang diperlukan, } s &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\ &= \frac{477,71 \times 1120}{2419,20} \\ &= 221,16 \text{ mm}^2 \\ &\approx 200 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} As_{pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{477,71 \times 1120}{200} \\ &= 2675,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan.

$$\begin{array}{rcl} As_{pakai} & > & As_{st} \\ 2675,20 \text{ mm}^2 & > & 2419,20 \text{ mm}^2 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Maka, pada tulangan susut arah x memakai tulangan D19 – 200.

b. Ditinjau dari Arah y

Elevasi *pilecap*, $ht = 1200$ mm

$$\begin{aligned} As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1120 \times 1200 \\ &= 2419,20 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan tulangan susut memakai diameter D19.

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 477,71 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak yang diperlukan, } s &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\
 &= \frac{477,71 \times 1120}{2419,20} \\
 &= 221,16 \text{ mm}^2 \\
 &\approx 200 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{477,71 \times 1120}{200} \\
 &= 2675,20 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan.

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &> As_{st} \\
 2675,20 \text{ mm}^2 &> 2419,20 \text{ mm}^2 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan susut arah x memakai tulangan D19-200.

XIV. Aksi beban pada Pondasi

Direncanakan struktur tiang bor dengan parameter berikut:

Total baris tiang bor (nb) = 5 buah

Total tiang bor (nt) = 4 buah

Jarak antar baris (xb) = 3 m

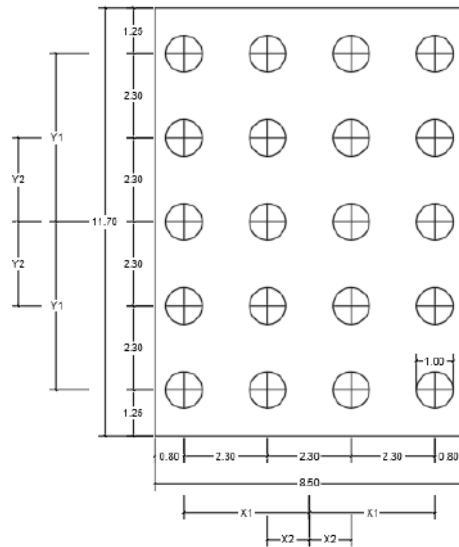
Jarak antar bor dalam satu baris (xt) = 2,3 m

Panjang efisien tiang bor (L) = 20 m

Lebar *pilecap* arah x (Bx) = 8,5 m

Lebar *pilecap* arah y (By) = 11,7 m

Gambar 4.51 dibawah ini adalah ukuran dari pondasi tiang bor.



Gambar 4. 51 Ukuran Tiang Bor
Sumber: Penyusun, 2025

Gaya yang diterima tiang bor:

Total *borepile* (n) = 20 buah

X_{max} = 4,25 m

Y_{max} = 5,85 m

$X \quad X^2 = \sum X^2 \quad Y \quad Y^2 = \sum Y^2$

$X_1 = 6,09 \quad X_1^2 = 557,04 \quad Y_1 = 9,20 \quad Y_1^2 = 990,29$

$X_2 = 2,30 \quad X_2^2 = 61,89 \quad Y_2 = 4,60 \quad Y_2^2 = 247,57$

$\sum X = 618,93 \quad \sum Y = 1237,86$

Kemudian untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris serta momen akan diterima oleh satu tiang bor yaitu:

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\sum Y^2}$$

Perhitungan gaya aksial yang diterima oleh satu tiang sebagai berikut:

$$\sum V = 30399,15$$

$$M_y = 89273,99$$

$$M_x = 8222,08$$

$$P_{max} = \frac{30399,15}{20} + \frac{89273,99 \times 6,90}{618,93} + \frac{8222,08 \times 9,20}{1237,86} = 2576,32 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{30399,15}{20} - \frac{89273,99 \times 6,90}{618,93} - \frac{8222,08 \times 9,20}{1237,86} = 463,60 \text{ kN}$$

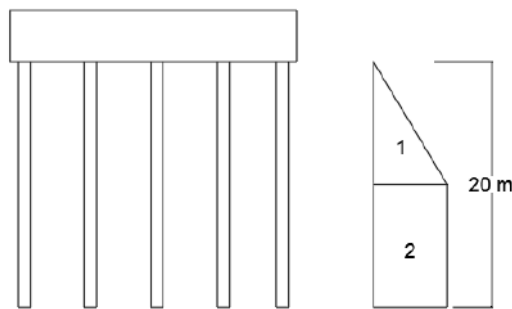
Tabel 4.112 dibawah ini adalah gaya aksial yang terjadi pada tiang bor.

Tabel 4. 112 Gaya Aksial pada Tiang Bor

No	Kombinasi	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Momen		P max	P min
				Mx (kN)	My (kN)		
1	Kuat I	<i>St I</i>	30399,15	8222,08	89273,99	2576,32	-463,60
2	Kuat III	<i>St III</i>	20975,99	9026,33	50455,32	1678,37	-419,22
3	Kuat V	<i>St V</i>	28278,87	8043,87	80660,97	2372,96	-454,93
4	Layan I	<i>Se I</i>	22067,41	7019,33	62036,39	1847,14	-359,60
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	26108,77	21658,91	67963,30	2224,08	-386,79

Sumber: Penyusun, 2025

Karena semua nilai pada *P min negatif*, sehingga perlu melakukan pengecekan pada daya dukung tiang Dengan dasar kekuatan tahanan friksi atau selimut tiang. Gambar 4.52 dibawah ini adalah diagram tekanan tanah efisien pada tiang bor.



Gambar 4. 52 Diagram Tekanan Tanah pada Tiang Bor

Sumber: Penyusun, 2025

Kedalaman tiang bor (D_f) = 20 m

Diameter tiang bor (D) = 1 m

$15 \times D$ = 15 m

Kohesi tanah (c) = 0,10

Berat volume tanah (γ) = 17

Sudut gesek dalam (ϕ) = 35°

Kemudian berikut perhitungan optimalitas pada tiang bor:

$$\begin{aligned}
 k &= 1 - \sin \phi \\
 &= 1 - \sin 35^\circ \\
 &= 0,57
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 0,6 \times \phi \\ &= 0,6 \times 35 \\ &= 21\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta v1 &= \delta v2 \\ &= (15 \times D) \times \gamma \\ &= (15 \times 1) \times 17 \\ &= 3825\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}qs1 &= k \times \delta v1 \times \tan \delta \times h1 \\ &= 0,57 \times 3825 \times \tan 21 \times 15 \\ &= 50114,20 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}qs2 &= k \times \delta v2 \times \tan \delta \times h2 \\ &= 0,57 \times 3825 \times \tan 21 \times 15 \\ &= 50114,20 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling lingkaran, } K &= \pi \times D \\ &= 3,14 \times 1 \\ &= 3,14 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tahanan selimut total, } Q_s &= K (qs1 + qs2) \\ &= 3,14 (50114,20 + 50114,20) \\ &= 315003,55\end{aligned}$$

$$\text{Angka aman, } SF = 3$$

$$\begin{aligned}Q_s \text{ ijin} &= \frac{Q_s}{SF} \\ &= \frac{315003,55}{3} \\ &= 105001,18 \text{ kN}\end{aligned}$$

Sehingga mendapatkan nilai $P_{min} = -463,60 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}P_{min} &\leq Q_s \text{ ijin} \\ -463,60 &\leq 105001,18 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

Kemudian mencari daya dukung ijin tiang bor Dengan dasar kekuatan tanah. Namun dalam perhitungan daya dukung ijin tiang bor, perlu didasari oleh dua metode, yaitu Metode *Tergazhi* serta Metode *Meyerhof*.

- Metode *Terzaghi*

$$Q_{ult} = 1,3.c.N_c + p_o.N_q + 0,3.\gamma.D.N_\gamma$$

$$\text{Kedalaman tiang bor } (D_f) = 20 \text{ m}$$

Parameter kekuatan tanah diujung tiang bor (*end bearing*):

$$\text{Kohesi tanah } (c) = 0,1$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma) = 17$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

Gambar 4.53 dibawah ini memperoleh hasil dari nilai ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

Terzaghi (1943)

Tabel nilai-nilai faktor kapasitas dukung tanah Terzaghi

ϕ (°)	General Shear Failure			Local Shear Failure		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	415,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Gambar 4. 53 Tabel Nilai *Terzaghi*
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

$$\Phi = 35^\circ \quad N_q = 41,40$$

$$N_c = 57,80 \quad N_\gamma = 42,40$$

Tekanan *overburden* pada dasar pondasi:

$$\begin{aligned} p_o &= D_f \times \gamma \\ &= 20 \times 17 \\ &= 340 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= 1,3 \times 0,1 \times 57,80 + 340 \times 41,40 + 0,3 \times 17 \times 1 \times 42,40 \\ &= 14299,75 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin tiang bor

$$P_{ijin} = \frac{A \times Q_{ult}}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 SF &= 3 \\
 P_{ijin} &= \frac{0,79 \times 14299,75}{3} \\
 &= 3745,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Metode *Meyerhof*

Pada metode ini perhitungannya Dengan dasar hasil data pengujian SPT. Untuk Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV nilai SPT sebesar 60.

$$Q_{ult} = 40 \cdot N \cdot \frac{L}{D} \leq 400 \cdot N \text{ (dengan satuan kN)}$$

$$\text{Nilai SPT} = 60$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 40 \times 60 \times \frac{20}{1} & \leq & 400 \times 60 \\
 &= 48000 & \leq & 24000
 \end{aligned}$$

Maka diambil Q_{ult} yang terkecil yaitu 24000 kN/m².

$$\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} = \frac{A \times Q_{ult}}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 SF &= 3 \\
 P_{ijin} &= \frac{0,79 \times 24000}{3} \\
 &= 6285,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode di atas, daya dukung ijin tiang bor Dengan dasar kekuatan tanah akan diambil yang terkecil yaitu $P_{ijin} = 3745,17 \text{ kN}$.

Tabel 4.113 dibawah ini adalah hasil kontrol gaya pada tiang bor pada daya dukung ijin aksial dengan nilai P_{max} yang diperoleh dari tabel 4.112.

Tabel 4. 113 Kontrol Gaya Tiang Bor pada Daya Dukung Aksial Ijin

No	Kombinasi	Kode	P max	P ijin	Keterangan
1	Kuat I	<i>St I</i>	2576,32	3745,17	Aman
2	Kuat III	<i>St III</i>	1678,37	3745,17	Aman
3	Kuat V	<i>St V</i>	2372,96	3745,17	Aman
4	Layan I	<i>Se I</i>	1847,14	3745,17	Aman
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	2224,08	3745,17	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

Perhitungan gaya lateral pada tiang bor:

$$\sum H_x = 994,40 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 H_{\max} &= \frac{\sum H}{n} \\
 &= \frac{994,40}{20} \\
 &= 49,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Setelah itu, pada tabel 4.114 dibawah ini adalah hasil dari gaya lateral yang diterima oleh satu tiang bor.

Tabel 4. 114 Gaya Lateral yang Diterima oleh Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	$\sum H_x$ (kN)	$\sum H_y$ (kN)	$H_x \max$ (kN)	$H_y \max$ (kN)	H max pakai (kN)
1	Kuat I	994,403	366,736	49,720	18,337	49,720
2	Kuat III	1171,078	1079,579	58,554	53,979	58,554
3	Kuat V	1344,743	735,549	67,237	36,777	67,237
4	Layan I	1344,743	735,549	67,237	36,777	67,237
5	Ekstrim I	3503,055	2875,388	175,153	143,769	175,153

Sumber: Penyusun, 2025

Kemudian perhitungan pada daya dukung lateral ijin pada tiang bor.

Data perencanaan:

$$\text{Tebal pile cap, } La = hp = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar arah } y, By = 11,70 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \Phi = 35^\circ$$

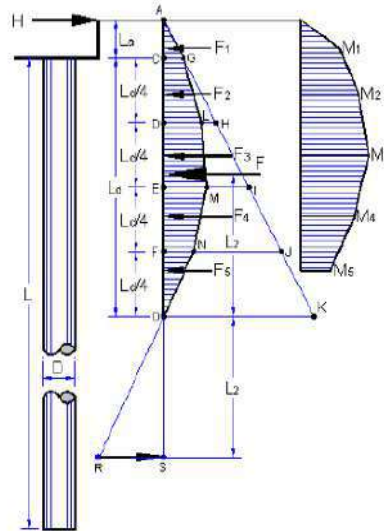
$$\text{Panjang tiang bor, } L = 20 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang bor, } D = 1 \text{ m}$$

$$\text{Panjang jepitan tiang, } Ld = 6,67 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah pasif, } K_p &= \tan^2\left(45^\circ + \frac{\Phi}{2}\right) \\ &= 3,69^\circ\end{aligned}$$

Gambar 4.54 dibawah ini adalah diagram tekanan tanah pasif.



Gambar 4. 54 Diagram Tekanan Tanah Pasif
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Kemudian tabel 4.115 dibawah ini adalah hasil dari tekanan tanah pasif yang terjadi pada gambar 4.113.

Tabel 4. 115 Tekanan Tanah Pasif yang Terjadi

Bagian	Kedalaman / H (m)		H.γ.Kp (kN/m ²)	Bagian	Tekanan
OK	La + Ld	7,87	493,48	O	0,00
FJ	La + 3/4.Ld	6,20	388,93	FN = 1/4.FJ	97,23
EI	La + 2/4.Ld	4,53	284,38	EM = 1/2.EI	142,19
DH	La + 1/4.Ld	2,87	179,83	DL = 3/4.DH	134,87
CG	La	1,20	75,28	CG	75,28

Kode	Tegangan P1 (kN/m ²)	Tegangan P1 (kN/m ²)	Panjang Bagian		by(m)	Besar Gaya / F (kN)	Lengan Pada O (m)	Momen (kN.m)
			Notasi	(m)				
F1	0,00	97,23	La	1,20	11,70	682,57	5,00	3412,83

F2	97,23	142,19	Ld/4	1,67	11,70	2334,34	4,80	11204,83
F3	142,19	134,87	ld/4	1,67	11,70	2701,31	4,00	10805,24
F4	134,87	75,28	Ld/4	1,67	11,70	2048,92	3,50	7171,22
F5	75,28	0,00	Ld/4	1,67	11,70	733,94	2,00	1467,88
Total				7,87		8501,08		34062,00

Sumber: Penyusun, 2025

Setelah itu menghitung gaya lateral pada tiang bor.

$$L2 = \frac{m}{f}$$

$$= \frac{34062,00}{8501,08}$$

$$= 4,01 \text{ m}$$

$$H = \frac{F.2.L2}{L2 + Ld + La}$$

$$= \frac{8501,08 \times 2 \times 4,01}{4,01 + 6,67 + 1,20}$$

$$= 5737,50 \text{ kN}$$

Total baris tiang bor, ny = 5 buah

Total tiang bor/baris, nx = 4 buah

Angka aman SF = 1,5

$$H \text{ ijin} = \frac{H}{ny.nx.SF}$$

$$= \frac{5737,50}{5 \times 4 \times 1,5}$$

$$= 191,25 \text{ kN}$$

Dilanjutkan dengan menghitung momen maksimum karena gaya lateral.

Perhitungan momen maksimum karena gaya lateral dilakukan dengan cara *bending* momen diagram (BMD) dengan hasil yang telah tertera pada tabel 4.116 di bawah ini.

Tabel 4. 116 *Bending* Momen Diagram (BMD)

Kode	LENGAN		momen (kN.m) Mh = H.yh	Lengan yf (m)	Momen Karena gaya F (kN.m) = F.yf					Diagram BMD (kN.m) H.yf - Σ(Fi.yfi)
					F1	F2	F3	F4	F5	
	URAIAN	yh (m)			682,57	2334,34	2701,31	2048,92	733,94	

M1	2/3.La	0,80	4590,00	0,00						4590,00
M2	La+1/8Ld	2,03	11666,26	0,20	136,51					11529,75
M3	La+1/8Ld+Ld/4	3,70	21228,77	1,00	682,57	2334,34				18211,86
M4	La+1/8Ld+2Ld/4	5,37	30791,28	1,50	1023,85	3501,51	4051,97			22213,95
M5	La+1/8Ld+3Ld/4	7,03	40353,78	3,00	2047,70	7003,02	8103,93	6146,76		17052,38
		6,00	34425,03	1,97	1342,38	4590,87	5312,58	4029,54	4403,65	14746,02
		8,00	45900,04	3,97	2707,51	9259,55	10715,20	8127,38	5871,53	9218,88
		10,00	57375,05	5,97	4072,64	13928,23	16117,82	12225,21	7339,41	3691,73
		12,00	68850,06	7,97	5437,77	18596,91	21520,44	16323,05	8807,29	-1835,41
Mmaks										18211,86

Sumber: Penyusun, 2025

Keterangan:

y_h = Jarak gaya lateral H pada gaya F1 yang ditinjau

y_f = Jarak gaya F1 pada titik yang ditinjau

Momen maksimum yang didapatkan, $M_{max} = 18211,86 \text{ kNm}$

Total baris tiang bor (n_y) = 5,00

Total baris tiang bor (n_x) = 4,00

Angka aman, $SF = 3$

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor karena gaya lateral:

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{M_{max}}{n_y.n_x.SF} \\
 &= \frac{18211,86}{5 \times 4 \times 3} \\
 &= 303,53 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.117 dibawah ini adalah kontrol gaya pada tiang bor pada daya dukung ijin lateral dengan nilai H_{max} yang diperoleh dari tabel 4.114.

Tabel 4. 117 Kontrol Gaya pada Tiang Bor pada Daya Dukung Ijin Lateral

No	Kombinasi	Hx max (kN)	Hy max (kN)	Keterangan
1	Kuat I	49,72	191,25	Aman
2	Kuat III	58,55	191,25	Aman
3	Kuat V	67,24	191,25	Aman
4	Layan I	67,24	191,25	Aman
5	Ekstrim I	175,15	191,25	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

XV. Pembesian pada Pondasi

1. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

Beban maksimum pada tiang bor.

$P_{max} = P_{ijin}$ diperoleh dari perhitungan kontrol gaya pada tiang bor pada daya dukung ijin aksial.

M_{max} diperoleh dari perhitungan momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang bor.

$$P_{max} = P_{ijin} = 3745,17 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 303,53 \text{ kNm}$$

$$\text{Variabel beban ultimit, } \Phi = 1,25$$

$$P_u = \Phi \times P_{ijin} = 1,25 \times 3745,17 \times 1000 = 4681467,08 \text{ N}$$

$$M_u = \Phi \times M_{max} = 1,25 \times 303,53 \times 1000000 = 379413796,12 \text{ N.mm}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter tiang bor, } D = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Area tiang bor, } A_g &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1000^2 \\ &= 785714,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Setelah itu analisis perhitungan diagram interaksi M_n-P_n tiang bor kolom bulat memakai cara analisis kolom persegi dengan ketentuan berikut:

$$D = H = \text{Elevasi kolom persegi} = 1000 \text{ mm}$$

$$A_g = A_g \text{ persegi} = A_g \text{ bulat} = 785714,29 \text{ mm}^2$$

$$A_g \text{ persegi} = b \times h = 785714,29 \text{ mm}^2$$

$$\text{Sehingga, } b = \frac{A_g}{H} = \frac{785714,29}{1000}$$

$$b = 785,71 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi \times P_{ijin}}{f'_c \times b \times H} = \frac{4681467,08}{30 \times 785,71 \times 1000} = 0,20$$

$$\frac{\phi \times M_{max}}{f'_c \times b \times H^2} = \frac{379413796,12}{30 \times 785,71 \times 1000} = 0,02$$

Selanjutnya memasukkan kedua nilai di atas ke dalam diagram interaksi $Mn-Pn$ kolom lingkaran yang dapat dilihat pada bagian lampiran, karena kedua nilai tersebut terletak dibawah garis $\rho = 1\%$, maka dipakai Rentang tulangan, $\rho = 1\%$.

$$\begin{aligned} \text{Area tulangan, } A_s &= \rho \times A_g \\ &= 0,02 \times 785714,29 \\ &= 12647,13 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan Tekan = Tulangan Tarik, maka

$$\begin{aligned} A_s \text{ Tekan} = A_s \text{ Tarik} &= \frac{1}{2} \times A_s \\ &= \frac{1}{2} \times 12647,13 \\ &= 6323,56 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan, diameter tulangan memakai diameter $D=19$ mm:

$$\begin{aligned} A_{1D} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 361,00^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Total tulangan yang dibutuhkan

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_s \text{ tekan}}{A_{1D}} \\ &= \frac{6323,56}{283,64} \\ &= 22,29 \approx 22 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Area tulangan, } A_{st} &= n \times A_{1D} \\ &= 22 \times 283,64 \\ &= 6240,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n &= 0,7 (0,85 \times f'_c (A_g - A_{st}) + f_y \times A_{st}) \\ &= 0,7 (0,85 \times 30 (785714,29 - 6240,14) + 420 \times 6240,14) \\ &= 15748215,45 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi \times P_n &= 1,25 \times 15748215,45 \\ &= 19685269,31 \text{ N} \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned}\Phi \times P_n &\geq \Phi \times P_{ijin} \\ 19685269,31 &\geq 4681467,08 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

2. Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser tiang bor Dengan dasar momen yang terjadi.

$$\begin{aligned}P_{\max} &= P_{ijin} &&= 3745,17 \text{ kN} \\ M_{\max} &&&= 303,53 \text{ kNm} \\ \text{Gaya lateral ijin, } H_{ijin} &&&= 191,25 \text{ kN} \\ \text{Ketahanan tekan beton, } f'_c &&&= 30 \text{ Mpa} \\ \text{Tegangan leleh baja, } f_y &&&= 420 \text{ Mpa} \\ \text{Variabel beban ultimit, } K &&&= 1,25 \\ \text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \Phi &&&= 0,60 \\ \text{Panjang tiang bor, } L &&&= 20000 \text{ mm} \\ \text{Diameter bor, } D &&&= 1000 \text{ mm} \\ \text{Penutup beton, } P_b &&&= 80 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan lentur, } d_{lentur} &&&= 19 \text{ mm} \\ \text{Diameter tulangan geser, } d_{geser} &&&= 13 \text{ mm} \\ \text{Area tiang bor, } A_g &&&= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &&&= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 1000^2 \\ &&&= 785714,29 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diasumsikan, diameter tulangan memakai $D = 13 \text{ mm}$:

$$\begin{aligned}\text{Area tulangan geser, } A_{ID} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \\ \text{Area lingkaran dalam, } A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times (D - 2p_b)^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times (1000 - 2 \times 80)^2 \\ &= 554400,00 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Gaya geser ultimit karena momen,

$$V_u = \frac{Mu}{L} = \frac{303,53 \times 10^6}{20000} = 15176,55 \text{ N}$$

Gaya geser ultimit karena gaya lateral,

$$\begin{aligned} V_u &= \frac{1}{3} \times K \times H \text{ ijin} \\ &= \frac{1}{3} \times 1,25 \times 191,25 \times 10^3 \\ &= 79687,57 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit diambil yang terkecil yaitu $V_u = 79687,57 \text{ N}$.

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser beton, } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times A_c \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 554400,00 \\ &= 506095,64 \text{ N} \\ \Phi \times V_c &= 0,6 \times 506095,64 \\ &= 303657,39 \text{ kN} \end{aligned}$$

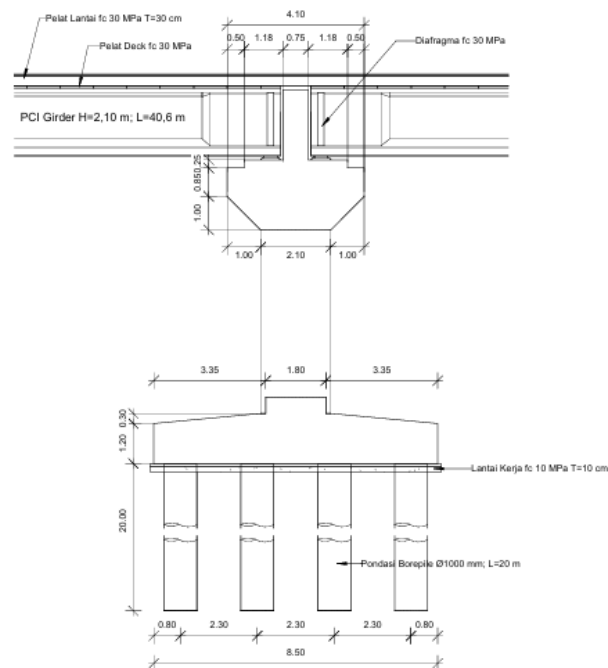
Sehingga memakai tulangan spiral minimal.

$$\begin{aligned} d_c &= D - (2Pb) \\ &= 1000 - (2 \times 80) \\ &= 840 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jarak tulangan spiral yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi \times d_{ges}^2 \times f_y}{0,45 \times d_c \times f'_c \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right)} \\ &= \frac{3,14 \times 13^2 \times 420}{0,45 \times 840 \times 30 \times \left(\frac{785714,29}{554400,00} - 1 \right)} \\ &= 47,15 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan geser memakai tulangan D13 – 100.



Gambar 4. 55 Detail Potongan Pilar
Sumber: Penyusun, 2025

10) Abutment 2

I. Data Perencanaan Abutment 2

Panjang total jembatan	= 82,12	m
Total bentang jembatan	= 2	buah
Panjang bentang	= 40,60	m
Elevasi gelagar	= 2,10	m
Lebar jembatan	= 11	m
Lebar jalur lalu lintas	= 8	m
Lebar trotoar	= 1	m
Tebal slab (h)	= 1	m
Tebal trotoar	= 0,3	m
Tebal lapisan aspal	= 0,04	m
Tebal genangan air hujan	= 0,05	m
Jarak antar gelagar	= 1,85	m
Elevasi sandaran	= 1,4	m

II. Perhitungan pada *Back Wall*

A. *Back Wall* Bagian 1

Analisis Pembebanan

Back wall ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.56 dibawah ini.



Gambar 4. 56 *Back Wall* Atas

Sumber: *Penyusun, 2025*

a. Berat Sendiri *Back Wall* Bagian 1

Tabel 4.118 dibawah ini adalah perhitungan berat sendiri pada *back wall*.

Tabel 4. 118 Berat Sendiri *Back Wall* Bagian 1

No	Parameter berat bagian			shape	berat jenis	berat
	b	h	L			
1,00	0,30	1,22	11,00	1,00	25,00	100,65

Sumber: *Penyusun, 2025*

b. Gaya serta Momen Karena Tekanan Tanah Aktif (*EH*)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total backwall, } H = h1 = 1,22 \text{ m}$$

$$\text{Lebar back wall arah y, } Bb = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}
 EH &= \frac{1}{2} \times H \times Ws \times K_a \times H \times Bb \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,22 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11 \\
 &= 37,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, y} = \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41 \text{ m}$$

- Momen pada titik O, M_{EH} $= EH \times y$
 $= 37,71 \times 0,41$
 $= 15,34 \text{ kNm}$
- c. Gaya serta Momen Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)
- Koefisien tekanan tanah aktif, Ka $= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)$
 $= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right)$
 $= 0,271$
- Elevasi total *back wall*, $H = h1$ $= 1,22 \text{ m}$
- Lebar *breast wall* arah y , Bb $= 11 \text{ m}$
- Tebal tanah karena beban lalu lintas, Heq $= 0,87$
- Gaya horizontal karena tekanan tanah beban lalu lintas,
 LS $= Heq \times Ws \times Ka \times H \times Bb$
 $= 0,87 \times 17 \times 0,271 \times 1,22 \times 11$
 $= 53,79 \text{ kN}$
- Lengan pada titik O, y $= \frac{H}{3} = \frac{1,22}{3} = 0,41$
- Momen pada titik O, M_{LS} $= LS \times y$
 $= 53,79 \times 0,41$
 $= 21,87 \text{ kNm}$
- d. Gaya serta Momen Karena Beban Rem (BR)
- Gaya rem, BR $= 162,50 \text{ kN}$
- Lengan pada titik O, y $= 1,22 \text{ m}$
- Momen pada titik O, M_{BR} $= BR \times y$
 $= 162,50 \times 1,22$
 $= 198,25 \text{ kNm}$
- e. Gaya serta Momen Karena Beban Gempa (EQ)
- Berat sendiri *back wall*, WT $= 100,65 \text{ kN}$
- Koefisien beban gempa horizontal, $Kh = 0,22$
- Variabel kepentingan, I $= 1$
- Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau,
 T_{EQ} $= Kh \times I \times WT$

$$= 0,22 \times 1 \times 100,65$$

$$= 22,19 \text{ kN}$$

$$\text{Jarak pada titik O, } L = 0,5 \times h_1$$

$$= 0,5 \times 1,22$$

$$= 0,61 \text{ m}$$

$$\text{Momen pada titik O, } M_{EQ} = T_{EQ} \times L$$

$$= 22,19 \times 0,61$$

$$= 13,54 \text{ kNm}$$

f. Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Atas

Tabel 4.119 dibawah ini adalah hasil dari kombinasi aksi beban pada *back wall* bagian 1.

Tabel 4. 119 Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Bagian 1

No	Jenis beban	kode	Variabel beban	p	Hx	Mx
1	Beban Sendiri	DC	1,25	125,81		
2	Tekanan Tanah Aktif	EH	1,50		56,57	23,01
3	Tekanan Tanah Aktif Beban Hidup	LS	1,75		94,13	38,28
4	Beban Rem	BR	1,75		284,38	346,94
5	Beban Gempa	EQ	1,00		22,19	13,54
TOTAL				125,81	457,27	421,76

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian Pada *Back Wall* Bagian 1

$$\text{Lebar } breast \text{ wall, } B_b = 11 \text{ m}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,60$$

a. Tulangan Lentur

$$M_u = 421,76 \text{ kNm}$$

$$M_{ru} = \frac{M_u}{B_b}$$

$$= \frac{421,76}{11}$$

$$= 38,342 \text{ kNm}^2$$

Tebal *back wall* bagian 1, $ht = 300 \text{ mm}$

Tebal selimut beton $= 50 \text{ mm}$

Tebal optimal $= 250 \text{ mm}$

Diasumsikan tinjauan selebar 1000 mm, yaitu:

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{38,342 \times 1000}{0,90} \\ &= 468622,657 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{468622,657}{1000 \times 250^2} \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 0,007}{400}} \right) \\ &= 0,0000187 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}\rho &< \rho_{min} \\ 0,0000187 &< 0,0035\end{aligned}$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ_{min} . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 250 \\ &= 875 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned}A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{875} \\ &= 151,76 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{150} \\ &= 2011,43 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 2011,43 &> 875 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

Maka, pada tulangan lentur *backwall* bagian 1 memakai tulangan D13-150.

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}A_s &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 875\end{aligned}$$

$$= 437,50 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D10, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \\ &= 78,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{78,57 \times 1000}{437,50} \\ &= 179,59 \text{ mm} \\ &\approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{78,57 \times 1000}{150} \\ &= 523,81 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 523,81 &> 437,50 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan lentur *backwall* bagian 1 memakai tulangan D10-150.

c. Tulangan Susut

Elevasi *breast wall*, $ht = 300 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{sst} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 300 \\ &= 540 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A1 &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1 \times b}{Asst} \\
 &= \frac{132,79 \times 1000}{540} \\
 &= 73,77 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm} \\
 As \text{ pakai} &= \frac{A1 \Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\
 &= 1327,86 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &> As \\
 1327,86 &> 540 \quad \quad \quad \mathbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan susut *back wall* bagian 1 memakai tulangan D13-100.

d. Tulangan Geser

$$Vu = 45,726905 \text{ kN} = 457269,05 \text{ N}$$

$$\text{Lebar } back \text{ wall, } Bb = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Vru &= \frac{Vu}{Bb} \\
 &= \frac{457269,05}{11} \\
 &= 41569,91 \text{ N/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 250 \\
 &= 228217,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Phi Vc &= 0,6 \times 228217,73 \\
 &= 136930,64 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek Persyaratan tulangan geser:

$$\Phi Vc \geq Vru$$

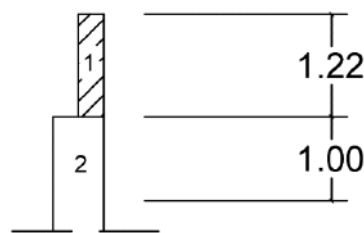
$$136930,64 \geq 41569,91$$

Karena hasil dari persyaratan diatas telah terpenuhi, maka pada tulangan geser *back wall* bagian 1 tidak diperlukan.

B. *Back Wall* Bagian 2

Analisis Pembebanan

Back Wall bagian 2 ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.57 dibawah ini.



Gambar 4. 57 *Back Wall* Bagian 2
Sumber: Penyusun, 2025

a. Berat Sendiri *Back Wall* Bawah (DC)

Tabel 4.120 dibawah ini adalah perhitungan berat sendiri pada *back wall* bagian 2.

Tabel 4. 120 Berat Sendiri *Back Wall* Bagian 2

No	Parameter berat bagian		l	Shape	Berat jenis	Berat
	b	h				
1	0,30	1,22	11,00	1,00	25,00	100,65
2	0,60	1,00	11,00	1,00	25,00	165,00
total						265,65

Sumber: *Penyusun, 2025*

b. Gaya serta Momen Karena Tekanan Tanah Aktif (EH)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } \textit{back wall}, H = hl = 3,97 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } \textit{back wall} \text{ arah } y, Bb = 11 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}
 EH &= \frac{1}{2} \times H \times W_s \times Ka \times H \times Bb \\
 &= \frac{1}{2} \times 3,97 \times 17 \times 0,271 \times 3,97 \times 11 \\
 &= 399,36 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{3,97}{3} = 1,32 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\
 &= 399,36 \times 1,32 \\
 &= 528,48 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Gaya serta Momen Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (*LS*)

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } Ka &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } back \text{ wall, } H = h1 = 3,97 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast \text{ wall arah } y, Bb = 11 \text{ m}$$

$$\text{Tebal tanah karena beban lalu lintas, } Heq = 0,87$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah beban lalu lintas,

$$\begin{aligned}
 LS &= Heq \times W_s \times Ka \times H \times Bb \\
 &= 3,97 \times 17 \times 0,271 \times 3,97 \times 11 \\
 &= 175,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{3,97}{3} = 1,32 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= LS \times y \\
 &= 175,03 \times 1,32 \\
 &= 231,63 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Gaya serta Momen Karena Beban Rem (*BR*)

$$\text{Gaya rem, } BR = 162,50 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = 3,97 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{BR} &= BR \times y \\
 &= 162,50 \times 1,22 \\
 &= 645,13 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e. Gaya serta Momen Karena Beban Gempa (EQ)

Berat sendiri *back wall*, WT = 100,65 kN

Koefisien beban gempa horizontal, $Kh = 0,22$

Variabel kepentingan, $I = 1$

Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau,

$$T_{EQ} = Kh \times I \times WT$$

Tabel 4. 121 Gaya serta Momen Karena Beban Gempa

No	Beban Mati Akibat	WT (kN)	TEQ	Lengan pada titik o		Momen(kNm)
				uraian	(m)	
1	Bagian 1	100,65	22,19	$h1/2+h2+h3+h4$	3,36	74,57
2	Bagian 2	165,00	36,38	$h2/2+h3+h4$	2,25	81,86
Total TEQ			58,57	Total MEQ		156,43

Sumber: Penyusun, 2025

f. Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Bagian 2

Tabel 4.122 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban *back wall* bawah.

Tabel 4. 122 Kombinasi Aksi beban *Back Wall* Bagian 2

No	Jenis beban	Kode	Variabel beban	p	Hx	Mx
1	Beban Sendiri	DC	1,25	686,55	0,00	0,00
2	Tekanan Tanah Aktif	EH	1,50	0,00	599,04	792,72
3	Tekanan Tanah Aktif Beban Hidup	LS	1,75	0,00	306,31	405,35
4	Beban Rem	BR	1,75	0,00	284,38	1128,97
5	Beban Gempa	EQ	1,00	0,00	121,11	217,54
TOTAL				686,55	1310,83	2544,58

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian Pada *Back Wall* Bagian 2

Lebar *breast wall*, Bb = 11 m

Ketahanan tekan beton, f'_c = 30 Mpa

Kuat leleh baja, f_y = 400 Mpa

Variabel distribusi tegangan beton, β_1 = 0,85

Variabel reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,90

Variabel reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,60

a. Tulangan Lentur

$$Mu = 2544,58 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} Mru &= \frac{Mu}{Bb} \\ &= \frac{2544,58}{11} \\ &= 231,33 \text{ kNm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal } breast \text{ wall atas, } ht = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal} = 550 \text{ mm}$$

Jika diasumsikan tinjauan selebar 1000 mm

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{231,33 \times 1000}{0,90} \\ &= 2827314,30 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2827314,30}{1000 \times 250^2} \\ &= 0,00935 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 0,00935}{400}} \right) \\
 &= 0,0000234
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,0000234 &< 0,0035
 \end{aligned}$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ_{min} . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 550 \\
 &= 1925 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{1925} \\
 &= 104,49 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{100} \\
 &= 2011,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} > A_s$$

$$2011,43 > 1925 \quad \textbf{aman.}$$

Maka, pada tulangan lentur *backwall* bagian 2 memakai tulangan D16 – 100.

b. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned} A_s &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 1925 \\ &= 962,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{962,50} \\ &= 137,96 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\ &= 1327,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 1327,86 &> 962,50 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan bagi *backwall* bagian 2 memakai tulangan D13 – 100.

c. Tulangan Susut

Elevasi *breast wall*, $ht = 600 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} A_{sst} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 600 \end{aligned}$$

$$= 1080 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D13, sehingga:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 132,79 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_l \times b}{A_{sst}} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{540} \\ &= 73,77 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A_l \Phi \times b}{s} \\ &= \frac{132,79 \times 1000}{100} \\ &= 1327,86 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 1327,86 &> 1080 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan lentur *backwall* bagian 2 memakai tulangan D13 – 100.

d. Tulangan Geser

$$V_u = 1310,82785 \text{ kN} = 1310827,85 \text{ N}$$

$$\text{Lebar back wall, } B_b = 11 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_{ru} &= \frac{V_u}{B_b} \\ &= \frac{1310827,85}{11} \\ &= 119166,17 \text{ N/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 550 \\ &= 304023,94 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\Phi V_c = 0,6 \times 304023,94$$

$$= 182414,36 \text{ kN}$$

Cek Persyaratan tulangan geser:

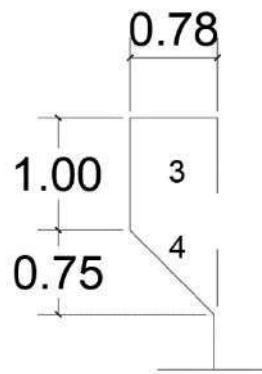
$$\begin{array}{rcl} \phi V_c & \geq & V_{ru} \\ 182414,36 & \geq & 119166,17 \end{array}$$

Karena hasil dari persyaratan diatas telah terpenuhi, maka pada tulangan geser *back wall* tidak diperlukan.

C. *Back Wall* Bagian 3

Analisis Pembebanan

Pada gambar 4.58 dibawah ini adalah pembagian analisis aksi beban pada *back wall* bagian 3.



Gambar 4. 58 *Back Wall* Bagian 3

Sumber: Penyusun, 2025

Elevasi *corbel* (d) = 1750 mm = 1,75 m

Lebar tinjauan (by) = 1000 mm = 1 m

Selimut beton = 50 mm

Elevasi optimal (h) = 1700 mm

a. Beban Sendiri

Pada tabel 4.123 dibawah ini adalah perhitungan beban sendiri.

Tabel 4. 123 Beban Sendiri pada *Back Wall* Bagian 3

No	Bagian			Berat Jenis (kN/m ³)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)				
1	0.78	1	1	25	19,50	0,39	7,61
2	0.78	0.75	1	25	14,06	0,25	3,52
Jumlah					33,56		10,55

Sumber: Penyusun, 2025

b. Beban Mati Struktur Atas

$$\begin{aligned}\text{Beban struktur atas} &= 686,55 \text{ kN} \\ &= 62,41 \text{ kN (beban per 1 m)} \\ \text{Lengan gaya} &= 0,5 \text{ m} \\ \text{Momen} &= 686,55 \times 0,5 \\ &= 343,28 \text{ kNm}\end{aligned}$$

c. Beban Mati Tambahan Struktur Atas

$$\begin{aligned}\text{Beban mati tambahan} &= 156,43 \text{ kN} \\ &= 14,22 \text{ kN (beban per 1 m)} \\ \text{Lengan gaya} &= 0,5 \text{ m} \\ \text{Momen} &= 156,43 \times 0,5 \\ &= 78,22 \text{ kNm}\end{aligned}$$

d. Beban Hidup Lalu Lintas

$$\begin{aligned}\text{Beban lalu lintas} &= 1128,969 \text{ kN} \\ &= 102,634 \text{ kN (beban per 1 m)} \\ \text{Lengan gaya} &= 0,5 \text{ m} \\ \text{Momen} &= 1128,97 \times 0,5 \\ &= 564,48 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Pada tabel 4.124 adalah ringkasan gaya serta momen pada *back wall* bagian 3.

Tabel 4. 124 Ringkasan Gaya serta Momen pada Back Wall Bagian 3

No	Jenis Beban	P (kN)	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri	33,56	11,12
2	Beban Struktur Atas	62,41	343,28
3	Beban Tambahan Strk. Atas	14,22	78,22
4	Beban Hidup Lalu Lintas	102,634	564,48
Jumlah		212,83	997,10

Sumber: Penyusun, 2025

Perhitungan Penulangan

$$\begin{aligned}V_u &= 432,71 \text{ kN} \\ N_u &= 0,2 \times V_u = 86,54 \text{ kN} \\ h &= 1750 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 h' &= 1000 \text{ mm} \\
 d &= 1650 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 a &= 390 \text{ mm} \\
 f'c &= 30 \text{ Mpa} \\
 fy &= 400 \text{ Mpa} \\
 Vn &= \frac{Vu}{\phi} \\
 &= \frac{432,71}{0,75} \\
 &= 576,95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Periksa ukuran konsol pendek:

Kondisi beton normal

$$\begin{aligned}
 Vn &< 0,2 \times f'c \times b \times d \\
 576,95 \text{ kN} &< 9900 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vn &< 5,5 \times b \times d \\
 576,95 \text{ kN} &< 9075 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Area tulangan geser friksi,

$$Af = \frac{Vn}{\mu \times fy} = \frac{576,95}{1,4 \times 400} = 1648,42 \text{ mm}^2$$

Area tulangan lentur Af serta An

$$\begin{aligned}
 Mu &= Vu \times a + Nu (h - d) \\
 &= 432,71 \times 390 + 86,54 (1750 - 1650) \\
 &= 177411100 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Af &= \frac{Mu}{\phi \times fy \times 0,85 \times d} \\
 &= \frac{177411100}{0,75 \times 400 \times 0,85 \times 1650} \\
 &= 1327,04 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 An &= \frac{Nu}{\phi \times fy} \\
 &= \frac{86,54}{0,75 \times 400} \\
 &= 461,56 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian menentukan tulangan pokok A_s serta diambil nilai yang paling besar dari A_s , yaitu:

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{2}{3} \times Avf + An \\ &= \frac{2}{3} \times 1648,42 + 86,54 \\ &= 1560,50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s &= Af + An \\ &= 1327,04 + 461,56 \\ &= 1788,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ min}} &= \frac{0,04 \times f'c}{f_y \times b \times d} \\ &= \frac{0,04 \times 30}{400 \times 1000 \times 1650} \\ &= 495,00 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_s = 1788,59 \text{ mm}^2$

Maka tulangan pokok memakai 3D19 – 150 ($A_s = 1890 \text{ mm}^2$).

Memakai tulangan bagi $= 50\% \times A_s = 894,30 \text{ mm}^2$

Sehingga memakai D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

Setelah itu menentukan area tulangan pembentuk disamakan dengan A_h serta diambil nilai yang paling besar dari A_h , yaitu:

$$\begin{aligned} A_h &= \frac{1}{2} (A_s - An) = \frac{1}{2} (1788,59 - 461,56) = 663,52 \text{ mm}^2 \\ A_h &= \frac{1}{3} \times Avf = \frac{1}{3} \times 1648,42 = 549,47 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_h = 663,52 \text{ mm}^2$.

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned} A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\ &= 201,14 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_h} \\ &= \frac{201,14 \times 1000}{663,52} \\ &= 303,15 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\approx 250 \text{ mm}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} Ah \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\ &= \frac{201,14 \times 1000}{250} \\ &= 804,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

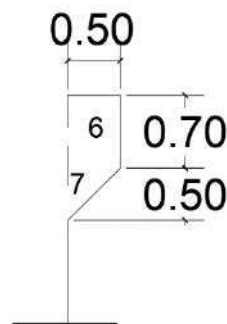
Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} Ah \text{ pakai} &> Ah \\ 804,57 &> 663,52 \quad \text{aman.} \end{aligned}$$

Maka pada tulangan pembentuk memakai tulangan 3D16 – 250.

III. Perhitungan pada *Corbel*

Corbel ditinjau pada bagian atas abutment seperti pada gambar 4.59 dibawah ini. *Corbel* direncanakan untuk mampu menahan *jacking force* yang terdiri atas berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan struktur atas, serta beban hidup lalu lintas.



Gambar 4. 59 *Corbel*
Sumber: Penyusun, 2025

Elevasi <i>corbel</i>	(d)	= 1200 mm	= 1,2 m
Lebar tinjauan	(by)	= 1000 mm	= 1 m
Selimut beton		= 50 mm	
Elevasi optimal	(h)	= 1150 mm	

a. Beban Sendiri

Pada tabel 4.125 dibawah ini adalah perhitungan beban sendiri.

Tabel 4. 125 Beban Sendiri pada *Back Wall* Bagian 3

No	Bagian			Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	b (m)	h (m)	L (m)	(kN/m ³)	(kN)	(m)	(kNm)
1	0.5	0.7	1	25	8.75	0.25	2.19
2	0.5	0.5	1	25	6.25	0.17	1.04
Jumlah					15,00		3,23

Sumber: Penyusun, 2025

b. Beban Mati Struktur Atas

$$\begin{aligned}
 \text{Beban struktur atas} &= 37,24 \text{ kN} \\
 &= 3,39 \text{ kN (beban per 1 m)} \\
 \text{Lengan gaya} &= 0,35 \text{ m} \\
 \text{Momen} &= 37,24 \times 0,35 \\
 &= 13,03 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Beban Mati Tambahan Struktur Atas

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati tambahan} &= 117,66 \text{ kN} \\
 &= 10,70 \text{ kN (beban per 1 m)} \\
 \text{Lengan gaya} &= 0,35 \text{ m} \\
 \text{Momen} &= 117,66 \times 0,35 \\
 &= 41,18 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

d. Beban Hidup Lalu Lintas

$$\begin{aligned}
 \text{Beban lalu lintas} &= 1558,416 \text{ kN} \\
 &= 141,674 \text{ kN (beban per 1 m)} \\
 \text{Lengan gaya} &= 0,35 \text{ m} \\
 \text{Momen} &= 1128,97 \times 0,35 \\
 &= 545,45 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Pada tabel 4.126 dibawah ini adalah ringkasan gaya serta momen pada *corbel*.

Tabel 4. 126 Ringkasan Gaya serta Momen pada *Corbel*

No	Jenis Beban	P (kN)	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri	15,00	3,23
2	Beban Struktur Atas	3,39	13,03
3	Beban Tambahan Strk. Atas	10,70	41,18
4	Beban Hidup Lalu Lintas	141,674	545,45
Jumlah		170,76	602,89

Sumber: Penyusun, 2025

Pehitungan Penulangan

$$\begin{aligned}
 V_u &= 57,44 \text{ kN} \\
 N_u &= 0,2 \times V_u = 11,49 \text{ kN} \\
 h &= 1200 \text{ mm} \\
 h' &= 700 \text{ mm} \\
 d &= 1100 \text{ mm} \\
 b &= 1000 \text{ mm} \\
 a &= 200 \text{ mm} \\
 f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
 f_y &= 400 \text{ Mpa} \\
 V_n &= \frac{V_u}{\phi} \\
 &= \frac{57,44}{0,75} \\
 &= 76,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Periksa ukuran konsol pendek:

Kondisi beton normal

$$\begin{aligned}
 V_n &< 0,2 \times f'_c \times b \times d \\
 76,59 \text{ kN} &< 6600 \text{ kN} \quad \textbf{aman.} \\
 V_n &< 5,5 \times b \times d \\
 76,59 \text{ kN} &< 6050 \text{ kN} \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Area tulangan geser friksi,

$$A_{vf} = \frac{V_n}{\mu \times f_y} = \frac{76,59}{1,4 \times 400} = 2188,19 \text{ mm}^2$$

Area tulangan lentur A_f serta A_n

$$\begin{aligned}
 M_u &= V_u \times a + N_u (h - d) \\
 &= 57,44 \times 250 + 11,49 (1200 - 1100) \\
 &= 15508800 \text{ kNmm} \\
 A_f &= \frac{M_u}{\phi \times f_y \times 0,85 \times d} \\
 &= \frac{15508800}{0,75 \times 400 \times 0,85 \times 1100} \\
 &= 77,34 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_n &= \frac{Nu}{\phi \times f_y} \\
 &= \frac{11,49}{0,75 \times 400} \\
 &= 61,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian menentukan tulangan pokok A_s serta diambil nilai yang paling besar dari A_s , yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{2}{3} \times Avf + A_n \\
 &= \frac{2}{3} \times 2188,19 + 61,27 \\
 &= 1520,06 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= Af + A_n \\
 &= 77,34 + 61,27 \\
 &= 138,61 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_{s \text{ min}} &= \frac{0,04 \times f'c}{f_y \times b \times d} \\
 &= \frac{0,04 \times 30}{400 \times 1000 \times 1100} \\
 &= 330,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_s = 1520,06 \text{ mm}^2$

Maka tulangan pokok memakai 3D19 – 150 ($A_s = 1890 \text{ mm}^2$).

Memakai tulangan bagi $= 50\% \times A_s = 760,03 \text{ mm}^2$

Sehingga memakai D16 – 200 ($A_s = 1005 \text{ mm}^2$).

Setelah itu menentukan area tulangan pembentuk disamakan dengan A_h serta diambil nilai yang paling besar dari A_h , yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_h &= \frac{1}{2} (A_s - A_n) = \frac{1}{2} (1520,06 - 61,27) = 729,40 \text{ mm}^2 \\
 A_h &= \frac{1}{3} \times Avf = \frac{1}{3} \times 2188,19 = 729,40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $A_h = 729,40 \text{ mm}^2$.

Diasumsikan memakai diameter tulangan D16, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A_{l\Phi} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_1 \Phi \times b}{Ah} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{729,40} \\
 &= 275,77 \text{ mm} \\
 &\approx 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 Ah_{pakai} &= \frac{A_1 \Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{250} \\
 &= 804,57 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

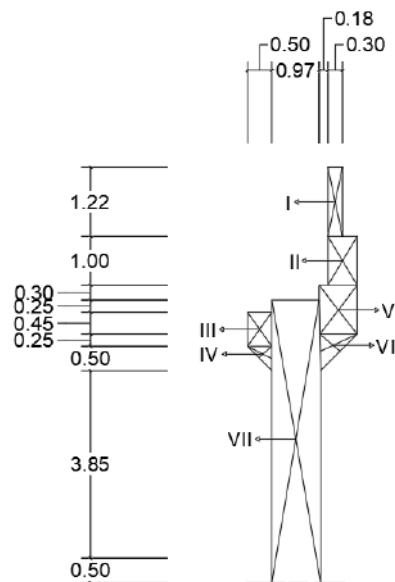
Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 Ah_{pakai} &> Ah \\
 804,57 &> 729,40 \quad \text{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan pembentuk memakai tulangan 3D16 – 250.

IV. Perhitungan pada *Breast Wall*

Gambar 4.60 di bawah ini menunjukkan potongan dari *breast wall*.



Gambar 4. 60 *Breast Wall*
Sumber: Penyusun, 2025

Data Abutment 2:

Lebar Abutment arah x , B_x = 6,5 m

Lebar Abutment arah y , B_y = 11 m

Tebal wingwall = 0,5 m

Berat jenis beton = 25 kN/m³

Ketahanan tekan beton, f'_c = 30 Mpa

Tegangan leleh baja, f_y = 400 Mpa

Data Tanah Abutment 2:

Berat volume tanah, w_s = 17

Sudut gesek dalam, ϕ = 35

Kohesi, c = 0,1

Tabel 4.127 dibawah ini adalah hasil analisis area permukaan pada *breast wall* yang bekerja di abutment 2.

Tabel 4. 127 Analisis Area Permukaan Abutment 2

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)
I	1,22	0,30	0,37
II	1,00	0,60	0,60
III	1,00	0,78	0,78
IV	0,70	0,78	0,55
V	5,30	1,00	5,30
VI	0,70	0,50	0,35
VII	0,50	0,50	0,25

Sumber: *Penyusun, 2025*

a. Beban Mati Struktur Atas (DC)

Tabel 4.128 dibawah ini adalah hasil perhitungan dari beban mati sendiri struktur atas yang bekerja pada abutment 2.

Tabel 4. 128 Beban Mati Sendiri Struktur Atas pada Abutment 2

No	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kNm)
		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n		
1	Slab Jembatan	0,8	0,7	0,6	40,60	1	25	568,40
2	Trotoar	1	0,3	0,3	40,60	2	25	609,00
3	Girder pelat dg Area =	0,7	2,1	0,75	40,60	6	25	4564,46

No	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kNm)
		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n		
4	Diafragma serta Pengaku beban/m =	1,61	0,2	0,3	40,60	6	25	1960,98
5	Sandaran dengan beban/m =	0,2	1,4	0,3	40,60	2	25	568,40
Total Beban Mati Sendiri Struktur Atas								8271,24

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat sendiri pada struktur atas mendapatkan hasil sebesar, yaitu:

$$W_{DC} = \frac{8271,24}{2} = 4135,62 \text{ kN}$$

b. Beban Mati Tambahan Struktur Atas (*DW*)

Tabel 4.129 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban mati tambahan struktur atas yang bekerja pada abutment 2.

Tabel 4. 129 Beban Mati Tambahan Struktur Atas pada Abutment 2

No	Jenis Beban	Parameter Volume					Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kNm)
		b (m)	t (m)	A (m ²)	L (m)	n		
1	Lapisan Aspal	8	0,04	0,32	40,60	1	22	285,824
2	Genangan Air Hujan	8	0,05	0,40	40,60	2	10	162,40
Total Beban Mati Sendiri Struktur Atas								448,224

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat mati tambahan pada struktur atas mendapatkan hasil sebesar, yaitu:

$$W_{DW} = \frac{448,224}{2} = 224,112 \text{ kN}$$

c. Beban Mati Struktur Bawah (*DC*)

Tabel 4.130 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban mati sendiri struktur bawah yang bekerja pada abutment 2.

Tabel 4. 130 Beban Mati Sendiri Struktur Bawah Abutment 2

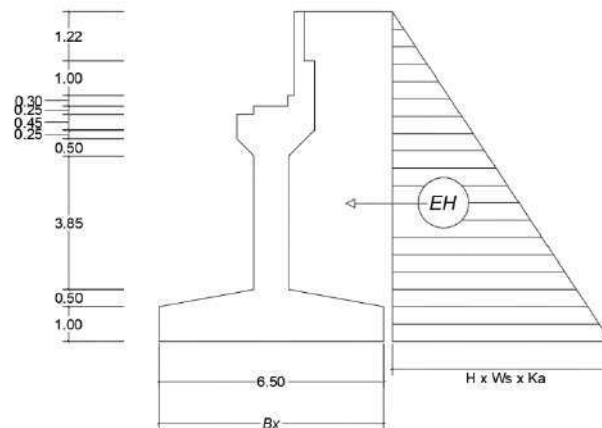
Bagian	h (m)	b (m)	L	A (m ²)	BJ (kN/m ³)	W (kN)
I	1,22	0,30	11,00	0,37	25	100,65
II	1,00	0,60	11,00	0,60	25	165,00
III	1,00	0,78	11,00	0,78	25	214,50
IV	0,75	0,78	11,00	0,59	25	160,88
V	5,30	1,00	11,00	5,30	25	1457,50
VI	0,70	0,50	11,00	0,35	25	96,25
VII	0,50	0,50	11,00	0,25	25	68,75
Jumlah						1719,30

Sumber: Penyusun, 2025

Sehingga beban karena berat sendiri pada struktur bawah mendapatkan nilai sebesar, yaitu $W_{DC} = 1719,30$ kN.

d. Beban Karena Tekanan Tanah Aktif (EH)

Pada gambar 4.61 dibawah ini menunjukkan beban horizontal karena tekanan tanah aktif yang terjadi pada abutment 2.



Gambar 4. 61 Beban Horizontal Karena Tekanan Tanah pada Abutment 2

Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(35 - \frac{40}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total Abutment, } H = 8 \text{ m}$$

Lebar Abutment arah y , $B_y = 11 \text{ m}$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

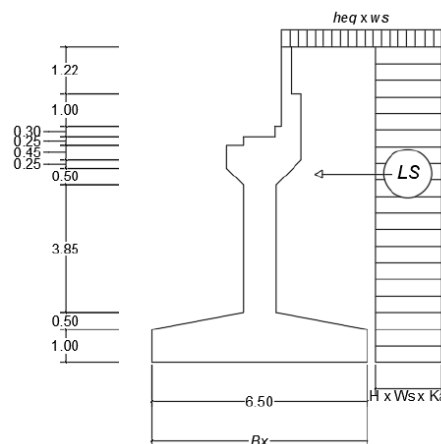
$$\begin{aligned} EH &= \frac{1}{2} \times H \times W_s \times K_a \times H \times B_y \\ &= \frac{1}{2} \times 8 \times 17 \times 0,271 \times 8 \times 11 \\ &= 1621,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{8}{3} = 2,67 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\ &= 1621,66 \times 2,67 \\ &= 4324,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

e. Beban Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (LS)

Pada area tanah di belakang Abutment yang menerima beban karena lalu lintas, perlu diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan lapisan tanah setebal 600 mm. Beban ini dianggap sebagai beban tersebar ekuivalen sesuai dengan ketentuan *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications tahun 2007*. Hal itu dapat dilihat dari gambar 4.62 di bawah ini.



Gambar 4. 62 Beban Tekanan Tanah Karena Beban Lalu Lintas
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned} \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(35 - \frac{40}{2} \right) \\ &= 0,271 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Elevasi total Abutment, } H &= 8 \text{ m} \\
 \text{Lebar Abutment arah } y, B_y &= 11 \text{ m} \\
 \text{Tebal tanah karena beban lalu lintas, } H_{eq} &= 0,6 \text{ m} \\
 \text{Gaya horizontal karena tekanan tanah beban lalu lintas} \\
 L_s &= H_{eq} \times W_s \times K_a \times H \times B_y \\
 &= 0,6 \times 17 \times 0,271 \times 8 \times 11 \\
 &= 243,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan pada titik O, } y &= \frac{h}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m} \\
 \text{Momen pada titik O, } M_{LS} &= L_s \times y \\
 &= 243,25 \times 4 \\
 &= 973,00 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

f. Beban Hidup Lalu Lintas (*LL*)

$$\begin{aligned}
 \text{Reaksi karena beban truk} &= 2383,8 \text{ kN} \\
 \text{Reaksi karena beban lajur} &= 744 \text{ kN} \\
 \text{Multiple presence factor, } m &= 0,65 \\
 IM &= 0,33 \\
 PLL \text{ Truk} &= m \times ((1+IM) \times R_{Truk}) + R_{lajur} \\
 &= 0,65 \times ((1+0,33) \times 2383,8) + 744 \\
 &= 2544,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

g. Beban Hidup Pejalan Kaki (*PL*)

$$\begin{aligned}
 \text{Total trotoar, } n &= 2 \text{ buah} \\
 \text{Beban hidup pejalan kaki} &= 97,2 \text{ kN} \quad (\text{dilihat dari hal. 109}) \\
 PPL \text{ Panjang} &= \frac{n \times PL}{2} \\
 &= \frac{2 \times 97,2}{2} \\
 &= 97,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

h. Beban Rem (*BR*)

Menurut SNI 1725:2016, beban rem diperoleh berdasarkan beban terbesar dari:

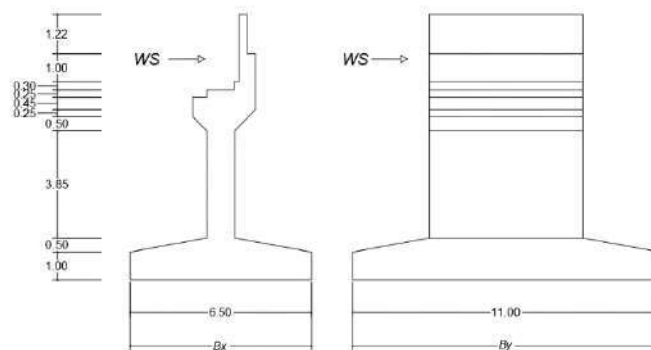
$$\begin{aligned}
 (1) \text{ 25\% Beban T} &= 2 \times 0,25 \times 325 = 162,5 \text{ kN} \\
 (2) \text{ 5\% (Beban T+BTR)} &= 2 \times 0,05 \times 513,79 = 51,379 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari kedua parameter tersebut, parameter yang terbesar adalah parameter satu. Sesuai prinsipnya yakni per abutment menopang $\frac{1}{2}$ beban struktur atas. Beban rem pada tiap abutment adalah 162,5 kN. Perhitungan momen beban rem pada SNI 1725:2016 dimana beban rem diasumsikan bekerja 1,8 m diatas perkerasan jalan. Momen beban rem dapat diperoleh dengan cara berikut:

$$\begin{aligned}
 L &= H \text{ abutment} + 1,8 \\
 &= 9,52 + 1,8 \\
 &= 11,32 \text{ m} \\
 \text{Momen} &= \text{beban rem} \times \text{lengan gaya} \\
 &= 162,5 \times 11,32 \\
 &= 1839,5 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

i. Beban Angin pada Struktur Abutment (*WS*)

Pada gambar 4.64 menunjukkan beban angin yang bekerja pada struktur atas abutment 2.



Gambar 4. 63 Beban Angin pada Struktur Abutment 2
Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah *y*
 Gaya angin yang dipakai = 119,12 kN
 Lengan pada *breast wall* = 5,75 m
 Momen pada *breast wall* = $119,12 \times 5,75$
 = 684,35 kNm
- Ditinjau dari Arah *x*
 Gaya angin yang dipakai = 89,34 kN

Lengan pada *breast wall* = 5,75 m

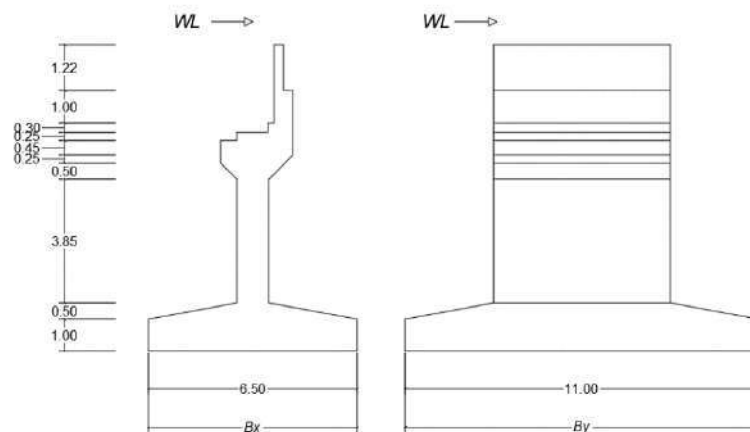
Momen pada *breast wall* = $89,34 \times 5,75$
 $= 513,26 \text{ kNm}$

- Ditinjau dari Arah Vertikal

Gaya angin yang dipakai = 419,80 kN

j. Beban Angin pada Kendaraan (*WL*)

Pada gambar 4.65 dibawah ini menunjukkan beban angin pada kendaraan yang bekerja pada abutment 2.



Gambar 4. 64 Beban Angin pada Kendaraan Abutment 2
 Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah y

Gaya angin yang dipakai = 14,82 kN

Lengan pada pondasi = 7,80 m

Momen pada pondasi = $14,82 \times 7,80$
 $= 115,59 \text{ kNm}$

- Ditinjau dari Arah x

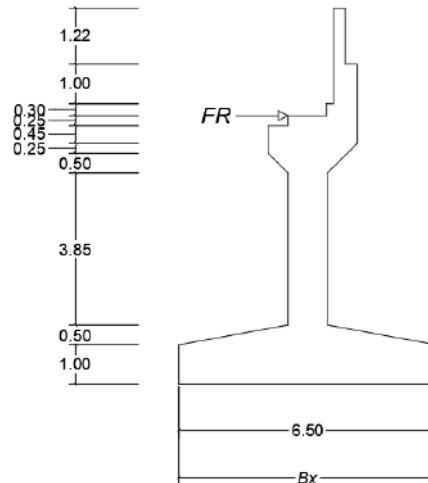
Gaya angin yang dipakai = 11,17 kN

Lengan pada pondasi = 7,80 m

Momen pada pondasi = $11,17 \times 7,80$
 $= 87,09 \text{ kNm}$

k. Beban Gesekan (FR)

Pada gambar 4.66 dibawah ini menunjukkan beban gesekan yang bekerja pada abutment 2.



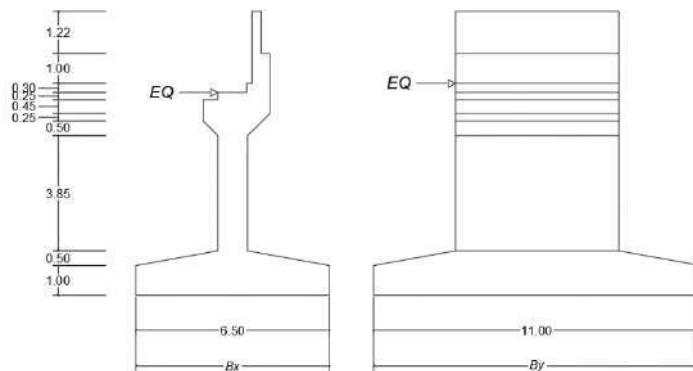
Gambar 4. 65 Beban Gesekan

Sumber: Penyusun, 2025

Gaya gesek yang dipakai $= 784,75 \text{ kN}$
 Lengan pada *breast wall* $= 3,30 \text{ m}$
 Momen pada *breast wall* $= 2589,68 \text{ kNm}$

l. Beban Gempa (EQ)

Pada gambar 4.67 dibawah ini menunjukkan beban gempa yang bekerja pada struktur abutment 2.



Gambar 4. 66 Beban Gempa

Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah y

Beban struktur atas satu pilar Dengan dasar perhitungan sebelumnya,

$$\begin{aligned} W_t &= 0,5 \times (DC+DW) \\ &= 0,5 \times (8271,235+448,224) \\ &= 4359,730 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta kelenturan beton, } Ec &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 930977,31 \text{ Mpa} \\ &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Ic &= \frac{1}{2} \times b_4 \times \sqrt{f'c} \\ &= \frac{1}{2} \times 0,75 \times \sqrt{30} \\ &= 2,05 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

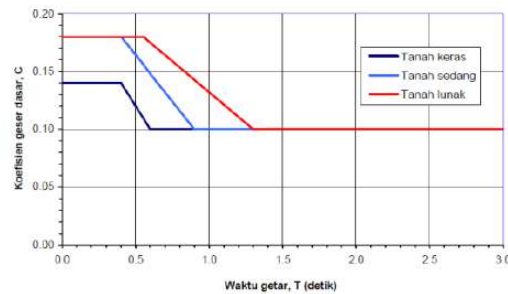
$$\text{Elevasi Abutment, } h = 5,30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, } Kp &= 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3} \\ &= 3 \times 930977309,07 \times \frac{86,515}{5,30^3} \\ &= 38532273,74 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Watu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left(\frac{WT}{g \times Kp}\right)} \\ &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\left(\frac{86,515}{9,81 \times 41259810,89}\right)} \\ &= 0,021 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk ke dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.68 di bawah ini. Dengan nilai $T = 0,021$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$.



Gambar 4. 67 Koefisien Geser Dasar

Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

F = variabel pengangkatan serta nilainya harus ≥ 1

n = total sendi plastis yang menahan deformasi = 1

$$F = 1,25 - 0,025n$$

$$= 1,25 - 0,025 \times 1$$

$$= 1,225$$

$$S = 1 \times F$$

$$= 1 \times 1,225$$

$$= 1,225$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\ &= 0,18 \times 1,225 \\ &= 0,2205 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagai rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\ &= 961,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.131 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban gempa yang terjadi pada abutment 2 Dengan dasar sudut arah y.

Tabel 4. 131 Beban Gempa Arah y

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
--------	-------	-------	---------------------	----	-------------------------	--------	-----	-------	-------

Struktur Atas					25	4359,73	961,3204	4,7	20490,7
I	1,22	0,30	0,37	11	25	100,65	22,193325	-4,05	-407,63
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	-4,2	-693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	-4,11	-881,6
IV	0,75	0,78	0,59	11	25	160,88	35,472938	-3,99	-641,89
V	5,30	1,00	5,30	11	25	1457,50	321,37875	3,24	4722,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,223125	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,159375	2,57	176,688
TOTAL						6623,25	1340,426		30934,24

Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah x

Beban struktur atas satu pilar Dengan dasar perhitungan sebelumnya,

$$\begin{aligned}
 W_t &= 0,5 \times (DC+DW) \\
 &= 0,5 \times (8271,235+448,224) \\
 &= 4359,730 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Konstanta kelenturan beton, } E_c &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\
 &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\
 &= 930977,31 \text{ Mpa} \\
 &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_c &= \frac{1}{2} \times b_4 \times \sqrt{f'_c} \\
 &= \frac{1}{2} \times 0,75 \times \sqrt{30} \\
 &= 2,05 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

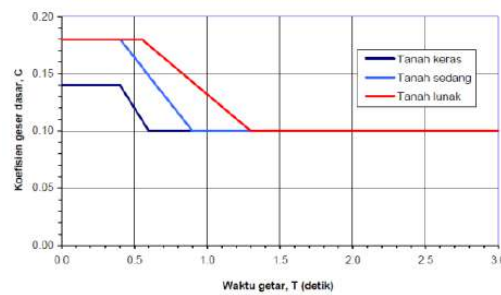
$$\text{Elevasi Abutment, } h = 5,30$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \times E_c \times \frac{I_c}{h^3} \\
 &= 3 \times 930977309,07 \times \frac{86,515}{5,30^3} \\
 &= 38532273,74 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Watu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\left(\frac{WT}{g \times Kp}\right)} \\
 &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\left(\frac{86,515}{9,81 \times 41259810,89}\right)} \\
 &= 0,021 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk ke dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.69 di bawah ini. Dengan nilai $T = 0,021$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$.



Gambar 4. 68 Koefisien Geser Dasar
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

F = variabel pengangkatan serta nilainya harus ≥ 1

n = total sendi plastis yang menahan deformasi = 1

$$\begin{aligned}
 F &= 1,25 - 0,025n \\
 &= 1,25 - 0,025 \times 1 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 1 \times F \\
 &= 1 \times 1,225 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV sebagai rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\ &= 961,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.132 dibawah ini adalah hasil dari perhitungan beban gempa yang terjadi pada abutment 2 Dengan dasar sudut arah x .

Tabel 4. 132 Beban Gempa Arah x

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,3204	4,7	20490,7
I	1,22	0,30	0,37	11	25	100,65	22,193325	-4,05	-407,63
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	-4,2	-693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	-4,11	-881,6
IV	0,75	0,78	0,59	11	25	160,88	35,472938	-3,99	-641,89
V	5,30	1,00	5,30	11	25	1457,50	321,37875	3,24	4722,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,223125	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,159375	2,57	176,688
TOTAL						6623,25	1340,426		30934,24

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.133 dibawah ini adalah kombinasi beban serta variabel beban yang dipakai dalam perencanaan *breast wall*.

Tabel 4. 133 Kombinasi Aksi beban pada *Breast Wall*

No	Kombinasi Beban	Variabel beban										
		DC	DW	EH	LS	LL	PL	BR	WS	WL	FR	EQ
1	Kuat I	1,25	1,5	1,5	1,75	1,75	1,75	1,75			1	
2	Kuat III	1,25	1,5	1,5					1,4		1	
3	Kuat V	1,25	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	1,35	0,4	1	1	
4	Layan I	1	1	1	1	1	1	1	0,3	1	1	
5	Ekstrim I	1,25	1,5	1,5	1	1	1	1			1	1

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.134 dibawah ini adalah hasil ringkasan dari beban yang bekerja pada *breast wall*.

Tabel 4. 134 Ringkasan Beban yang Bekerja pada *Breast Wall*

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P(kN)	Hx(kN)	Hy(kN)	Mx(kNm)	My(kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	1719,30				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		1621,66		4324,44	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		243,25		973,00	
8	Beban Rem	BR		162,50		1300,00	
9	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	513,26	684,35
10	Beban Angin Pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	109,42	145,23
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
12	Beban Gempa	EQ		1325,27	1340,43	30693,61	30934,24
TOTAL			9140,39	4237,94	1470,71	40503,40	31763,81

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.135 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban pada *breast wall* yang telah dikalikan dengan variabel beban

Tabel 4. 135 Kombinasi Aksi beban pada *Breast Wall* Abutment

Kombinasi Kuat I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		2432,50		6486,66	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		425,69		425,69	
8	Beban Rem	BR		284,38		2275,00	
9	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			12277,53	3927,309	0,00	3927,31	0,00

Kombinasi Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Tekanan Tanah Aktif	EH		2432,50		6486,66	
5	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	718,56	958,09
6	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			8242,54	3342,32	166,77	9794,90	985,09

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	3434,88				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	131,22				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		2432,50		6486,66	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		328,39		1313,55	
8	Beban Rem	BR		219,38		1755,00	
9	Beban Angin pada Struktur	WS	167,92	35,74	47,65	205,30	273,74
10	Beban Angin pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	109,42	145,23
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			11388,83	3811,91	58,81	12459,6	418,96

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62				

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	1719,30				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		1621,66		4324,44	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		243,25		973,00	
8	Beban Rem	BR		162,50		1300,00	
9	Beban Angin pada Struktur	WS	125,94	26,80	35,74	153,98	205,30
10	Beban Angin pada Kendaraan	WL		11,17	11,17	109,42	145,23
11	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
TOTAL			8846,52	2850,13	46,90	9450,51	350,53

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52				
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	2149,13				
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17				
4	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35				
5	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20				
6	Tekanan Tanah Aktif	EH		2432,50		6486,66	
7	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS		243,25		973,00	
8	Beban Rem	BR		162,50		1300,00	
9	Beban Gesekan	FR		784,75		2589,68	
10	Beban Gempa	EQ		1325,27	130,43	30693,61	30934,24
TOTAL			10296,37	4948,26	130,43	42042,94	30934,24

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.136 dibawah ini adalah ringkasan gaya serta momen pada perencanaan *breast wall* abutment 2.

Tabel 4. 136 Ringkasan Gaya serta Momen Breast Wall Abutment 2

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	12277,53	3927,31	0,00	11777,02	0,00
2	Kuat III	<i>St III</i>	8242,54	3342,32	166,77	9794,90	958,09
3	Kuat V	<i>St V</i>	11388,83	3811,91	58,81	12459,60	418,96
4	Layan I	<i>Se I</i>	8846,52	2850,13	46,90	9450,51	350,53
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	10296,37	4948,26	1340,43	42042,94	30934,24

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian Pada *Breast Wall*

1. Tulangan Lentur

Gaya aksial ultimit serta momen ultimit yang dipakai adalah hasil kombinasi paling besar dari gaya serta momen yang bekerja pada *breast wall* sesuai pada tabel 4.136 di atas.

$$\text{Gaya aksial ultimit, } P_u = \Phi P_n = 12277,53 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit, } M_u = \Phi M_n = 42042,94 \text{ kNm}$$

Apabila P_u serta M_u yang ditinjau selebar 1 m dengan lebar *breast wall* 11 m, maka:

$$\begin{aligned} P_u \text{ pakai} &= \frac{P_u}{B_y} \\ &= \frac{12277,53}{11} \\ &= 1116,14 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ pakai} &= \frac{M_u}{B_y} \\ &= \frac{42042,94}{11} \\ &= 3822,09 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } breast \text{ wall, } B = b_4 = 970 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

Tebal efisien slab = 920 mm

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{3822,09}{0,8} \\ &= 4777,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{4777,61}{920 \times 1^2} \\ &= 5,19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{fy}{0,85 \times f'c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,6986 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + fy} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,6986} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,05 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ min} &= \frac{1,4}{fy} \\ &= \frac{1,4}{400} \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,05 \\ &= 0,04 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right) \\ &= \frac{1}{15,6986} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,6986 \times 5,19}{400}} \right) \\ &= 0,0146707 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned} \rho &< \rho \text{ min} \\ 0,0146707 &< 0,0035 \end{aligned}$$

Sehingga memakai $\rho \text{ min}$ dengan area tulangan lentur sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 920 \times 1000 \\
 &= 3220 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D22, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 22^2 \\
 &= 380,29 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1\Phi \times b}{A_s} \\
 &= \frac{380,29 \times 1000}{3220} \\
 &= 118,10 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{380,29 \times 1000}{100} \\
 &= 3802,86 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ pakai} &> A_s \\
 3802,86 &> 3220 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan lentur *breast wall* memakai tulangan D22 – 100.

2. Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 A_s &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\
 &= 50\% \times 3220 \\
 &= 1610 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D19, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1\Phi &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 283,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A1\Phi \times b}{As} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{1610} \\
 &= 176,18 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &= \frac{A1\Phi \times b}{s} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\
 &= 2836,43 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 As \text{ pakai} &> As \\
 2836,43 &> 1610 \quad \textbf{aman.}
 \end{aligned}$$

Maka pada tulangan bagi *breast wall* memakai tulangan D19 – 100.

3. Tulangan Susut

Elevasi *breast wall*, $ht = 6000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 Asst &= 0,0018 \times b \times h \\
 &= 0,0018 \times 1000 \times 6000 \\
 &= 10800 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan memakai diameter tulangan D19, sehingga:

$$\begin{aligned}
 A1D &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\
 &= 283,64 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A1D \times b}{As} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{10800} \\
 &= 157,58 \text{ mm} \\
 &\approx 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 As_{pakai} &= \frac{A1D \times b}{s} \\
 &= \frac{283,64 \times 1000}{150} \\
 &= 1890,95 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dari itu, untuk tulangan susut memakai tulangan D19 – 150.

V. Perhitungan pada *Pile Cap*

1. Beban Mati Struktur Atas (*DC*)

Besarnya beban mati karena berat sendiri struktur atas,

$$W_{DC} = 4135,62 \text{ kN}$$

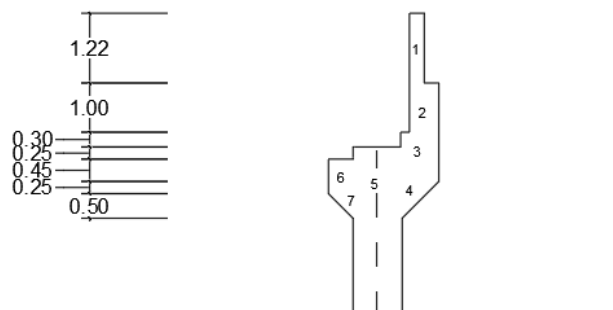
2. Beban Mati Tambahan Struktur Atas (*DW*)

Besarnya beban mati karena berat sendiri struktur atas,

$$W_{DW} = 224,11 \text{ kN}$$

3. Beban Mati Karena Berat Sendiri (*DC*)

Pada gambar 4.70 adalah potongan dari *breast wall* abutment 2 serta pada tabel 4.137 adalah beban mati karena berat sendiri.



Gambar 4. 69 Potongan *Breast Wall*
Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4. 137 Beban Mati Karena Berat Sendiri

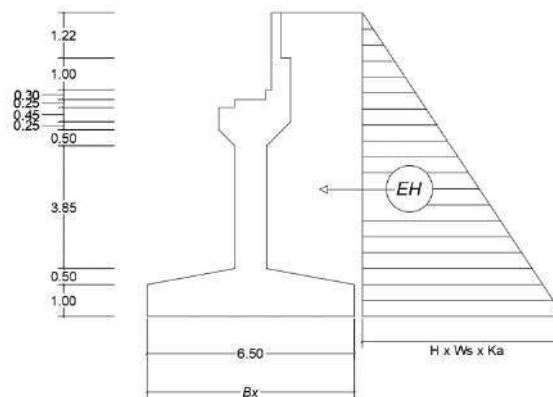
Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)
I	1,42	0,30	0,43	11,00	25,00	117,15
II	1,00	0,60	0,60	11,00	25,00	165,00
III	1,00	0,78	0,78	11,00	25,00	214,50
IV	0,70	0,78	0,55	11,00	25,00	150,15
V	3,30	1,00	3,30	11,00	25,00	907,50
VI	0,70	0,50	0,35	11,00	25,00	96,25
VII	0,50	0,50	0,25	11,00	25,00	68,75

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)
Total Berat Beban Mati Karena Berat Sendiri						1719,30

Sumber: Penyusun, 2025

4. Beban Karena Tekanan Tanah Aktif (EH)

Gambar 4.71 dibawah ini menunjukkan beban karena tekanan tanah aktif yang bekerja pada struktur abutment 2.



Gambar 4. 70 Beban Karena Tekanan Tanah Aktif
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\
 &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\
 &= 0,271
 \end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } breast \text{ wall, } H = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } breast \text{ wall arah } y, Bb = 11,00 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

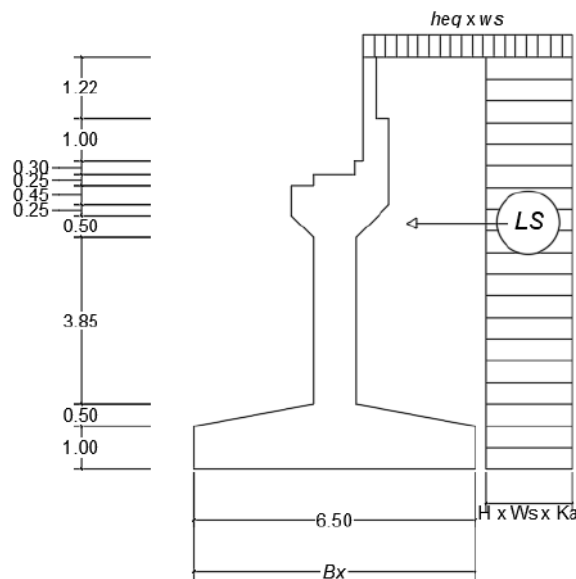
$$\begin{aligned}
 EH &= \frac{1}{2} \times H \times Ws \times K_a \times H \times Bb \\
 &= \frac{1}{2} \times 8 \times 17 \times 0,271 \times 8 \times 11 \\
 &= 1621,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{3} = \frac{8}{3} = 2,67 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\
 &= 1621,66 \times 2 \\
 &= 4324,44 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

5. Beban Tekanan Tanah Karena Beban Hidup (*LS*)

Pada bagian tanah di belakang abutment yang dibebani oleh lalu lintas, harus diperhiungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 600 mm (Dengan dasar peraturan *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications* 2007) yang berupa beban tersebar ekuivalen pada bagian tersebut dapat dilihat pada gambar 4.72 di bawah ini.



Gambar 4. 71 Beban Tekanan Tanah Karena Beban Lalu Lintas
Sumber: Penyusun, 2025

$$\begin{aligned}\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a &= \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \\ &= \tan^2 \left(45 - \frac{35}{2} \right) \\ &= 0,271\end{aligned}$$

$$\text{Elevasi total } breast \text{ wall, } H = 8,00 \text{ m}$$

$$\text{Tebal tanah karena beban lalu lintas, } Heq = 0,60 \text{ m}$$

Gaya horizontal karena tekanan tanah,

$$\begin{aligned}LS &= Heq \times Ws \times K_a \times H \times Bb \\ &= 0,6 \times 17 \times 0,271 \times 8 \times 11 \\ &= 243,25 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Lengan pada titik O, } y = \frac{H}{2} = \frac{8}{2} = 4 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada titik O, } M_{EH} &= EH \times y \\
 &= 243,25 \times 4 \\
 &= 973,00 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6. Beban Hidup Lalu Lintas (LL)

$$\text{Besarnya beban hidup lalu lintas, } W_{LL} = 2544,35 \text{ kN}$$

7. Beban Hidup Pejalan Kaki (PL)

$$\text{Besarnya beban hidup pejalan kaki, } W_{PL} = 97,20 \text{ kN}$$

8. Beban Rem (BR)

$$\text{Besarnya beban hidup rem, } W_{BR} = 162,50 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada } breast \text{ wall} = 6,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= W_{BR} \times 6,00 \\
 &= 162,50 \times 6,00 \\
 &= 975,00 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

9. Beban Angin pada Struktur (WS)

- Ditinjau dari Arah y

$$\text{Gaya angin yang dipakai} = 119,12 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada } breast \text{ wall} = 5,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 119,12 \times 5,75 \\
 &= 684,35 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Ditinjau dari Arah x

$$\text{Gaya angin yang dipakai} = 89,34 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada } breast \text{ wall} = 5,75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 89,34 \times 5,75 \\
 &= 513,26 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Ditinjau dari Arah Vertikal

$$\text{Gaya angin yang dipakai} = 419,80 \text{ kN}$$

10. Beban Angin pada Kendaraan (WL)

- Ditinjau dari Arah y

$$\text{Gaya angin yang dipakai} = 14,82 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan pada } breast \text{ wall} = 9,80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 14,82 \times 9,80 \\ &= 145,23 \text{ kNm}\end{aligned}$$

- Ditinjau dari Arah x

$$\begin{aligned}\text{Gaya angin yang dipakai} &= 11,17 \text{ kN} \\ \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 9,80 \text{ m} \\ \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 11,17 \times 9,80 \\ &= 109,42 \text{ kNm}\end{aligned}$$

11. Beban Gesekan (FR)

$$\begin{aligned}\text{Gaya gesek yang dipakai} &= 784,75 \text{ kN} \\ \text{Lengan pada } breast \text{ wall} &= 3,30 \text{ m} \\ \text{Momen pada } breast \text{ wall} &= 784,75 \times 3,30 \\ &= 2589,68 \text{ kNm}\end{aligned}$$

12. Beban Gempa (EQ)

- Ditinjau dari Arah y

Beban struktur atas pada abutment,

$$\begin{aligned}W_t &= 0,5 (\text{DC} + \text{DW}) \\ &= 0,5 (8271,24 + 448,22) \\ &= 4359,73 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Konstanta kelenturan beton, } Ec &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'c} \\ &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 930977,31 \text{ Mpa} \\ &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I_c &= \frac{1}{2} \times 0,75 \times 5,48 \\ &= 2,05 \text{ m}^4\end{aligned}$$

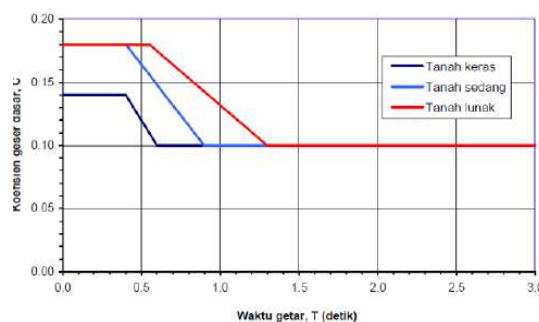
$$\text{Elevasi abutment, } h = 3,60 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}\text{Nilai kekakuan, } Kp &= 3 \times Ec \times \frac{I_c}{h^3} \\ &= 3 \times 930977309,07 \times \frac{2,05}{3,60^3} \\ &= 38532273,74 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\
 &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{4359,73}{9,81 \times 38532273,74}} \\
 &= 0,02 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.73 di bawah ini, yaitu:



Gambar 4. 72 Grafik Koefisien Geser Dasar C
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Dengan nilai $T = 0,02$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$. Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 F &= \text{variabel pengangkatan serta nilainya harus} \geq 1 \\
 n &= \text{total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1 \\
 F &= 1,25 - 0,025n \\
 &= 1,25 - 0,025 \times 1 \\
 &= 1,225 \\
 S &= 1 \times F \\
 &= 1 \times 1,225 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV adalah rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\ &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\ &= 961,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 4.138 dibawah ini adalah perhitungan beban gempa yang terjadi pada *pilecap* untuk arah y.

Tabel 4. 138 Beban Gempa Arah y

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,32	5,30	23106,566
I	1,22	0,30	0,37	11	407,6325	100,65	25,832	4,05	474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	693	165,00	36,383	4,2	693
III	1,00	0,78	0,78	11	881,595	214,50	47,297	4,11	881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	641,89125	150,15	33,108	3,99	599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	4722,3	907,50	200,104	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	240,625	96,25	21,223	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	176,6875	68,75	15,159	2,57	176,688
VIII	0,50	2,75	1,38	11	1811,2188	378,13	83,377	4,79	1811,22
TOTAL							1423,803		32681,52

Sumber: Penyusun, 2025

- Ditinjau dari Arah x

Beban struktur atas pada abutment,

$$\begin{aligned} W_t &= 0,5 (\text{DC} + \text{DW}) \\ &= 0,5 (8271,24 + 448,22) \\ &= 4359,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Konstanta kelenturan beton, } E_c &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{f'_c} \\ &= 0,043 \times 2500^{1,5} \times \sqrt{30} \\ &= 930977,31 \text{ Mpa} \\ &= 930977309,07 \text{ kN/m}^2 \\ I_c &= \frac{1}{2} \times 0,75 \times 5,48 \\ &= 2,05 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

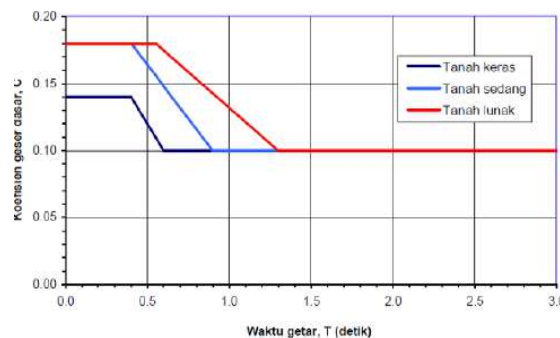
$$\text{Elevasi abutment, } h = 5,30 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, } Kp &= 3 \times Ec \times \frac{Ic}{h^3} \\ &= 3 \times 930977309,07 \times \frac{2,05}{5,30^3} \\ &= 38532273,74 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2 \times 3,14 \times \sqrt{\frac{4359,73}{9,81 \times 38532273,74}} \\ &= 0,02 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan dasar lokasi Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV termasuk dalam wilayah gempa zona 3 dengan melihat gambar 4.74 di bawah ini, yaitu:



Gambar 4. 73 Grafik Koefisien Geser Dasar C
Sumber: Ridwan Kristanto, 2012

Dengan nilai $T = 0,02$ detik, nilai koefisien geser dasar untuk tanah keras memperoleh nilai $C = 0,18$. Untuk struktur jembatan girder komposit, variabel jenis struktur (S) dihitung dengan perhitungan sebagai berikut:

$$\begin{aligned} F &= \text{variabel pengangkatan serta nilainya harus } \geq 1 \\ n &= \text{total sendi plastis yang menahan deformasi} = 1 \\ F &= 1,25 - 0,025n \\ &= 1,25 - 0,025 \times 1 \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= 1 \times F \\
 &= 1 \times 1,225 \\
 &= 1,225
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Koefisien beban gempa horizontal } Kh &= C \times S \\
 &= 0,18 \times 1,225 \\
 &= 0,2205
 \end{aligned}$$

Karena Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV adalah rute alternatif, variabel kepentingan (I) yang diambil sebesar 1.

Gaya geser dasar total (gaya gempa) pada arah yang ditinjau,

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= Kh \times I \times WT \\
 &= 0,2205 \times 1 \times 4359,730 \\
 &= 961,320 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.139 dibawah ini adalah perhitungan beban gempa yang terjadi pada *pilecap* untuk arah x .

Tabel 4. 139 Beban Gempa Arah x

Bagian	h (m)	b (m)	A (m ²)	By	BJ (kN/m ³)	W (kN)	TEQ	x (m)	Momen
Struktur Atas					25	4359,73	961,32	5,30	23106,566
I	1,22	0,30	0,43	11	25	100,65	25,83158	4,05	474,458
II	1,00	0,60	0,60	11	25	165,00	36,3825	4,2	693
III	1,00	0,78	0,78	11	25	214,50	47,29725	4,11	881,595
IV	0,70	0,78	0,55	11	25	150,15	33,10808	3,99	599,099
V	3,30	1,00	3,30	11	25	907,50	200,1038	3,24	2940,3
VI	0,70	0,50	0,35	11	25	96,25	21,22313	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,25	11	25	68,75	15,15938	2,57	176,688
VIII	0,50	2,75	1,38	11	25	378,13	83,37656	4,79	1811,22
TOTAL							1423,80		23512,01

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.140 dibawah ini adalah perhitungan kombinasi aksi beban yang dipakai dalam perencanaan abutment 2.

Tabel 4. 140 Kombinasi Aksi beban Perencanaan Abutment 2

No	Kombinasi Beban	Variabel beban											
		DC	DW	EH	EV	LS	LL	PL	BR	WS	WL	FR	EQ
1	Strength I	1,25	1,5	1,5	1,35	1,75	1,75	1,75	1,75			1	
2	Strength III	1,25	1,5	1,5	1,35					1,4		1	
3	Strength V	1,25	1,5	1,5	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	0,4	1	1	
4	Service I	1	1	1	1	1	1	1	1	0,3	1	1	
5	Extreme Event	1,25	1,5	1,5	1,35	1	1	1	1			1	1

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.141 dibawah ini adalah beban – beban yang bekerja pada *pilecap* abutment 2.

Tabel 4. 141 Beban – Beban yang Bekerja pada *Pilecap* Abutment 2

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal	Gaya Horizontal		Momen	
			P (kN)	Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,7	0,00	2881,9	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,0	0,00
10	Beban Angin Pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin Pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	145,93	193,68
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,7	0,00
13	Beban Gempa	EQ	0,00	2051,6	2051,6	0,00	0,00
TOTAL			17462,55	4432,5	2185,5	9298,6	1080,5

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.142 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam kontrol kestabilan tanpa dikalikan dengan variabel beban.

Tabel 4. 142 Kombinasi Aksi beban untuk Kontrol Stabilitas

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,9	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,0	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,7	0,00
TOTAL			17042,74	2280,44	0,00	8487,6	0,00

Kombinasi Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
6	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
7	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	
TOTAL			14820,99	2023,81	119,12	7470,86	886,85

Kombinasi Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	145,93	193,68
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			17462,55	2380,94	133,94	9298,68	1080,54

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	419,80	89,34	119,12	665,14	886,85
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	145,93	193,68
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			17462,55	2380,94	133,94	9298,02	1080,54

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	4135,62	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	4944,78	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	224,11	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	5096,69	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	1149,72	0,00	2881,97	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	2544,35	0,00	0,00	0,00	0,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	97,20	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	183,47	0,00	459,89	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	162,50	0,00	1222,00	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00	2051,64	2051,64	0,00	0,00
TOTAL			17042,74	4332,08	2051,64	8487,61	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.143 dibawah ini adalah hasil ringkasan gaya serta momen kombinasi aksi beban yang dipakai untuk kontrol stabilitas.

Tabel 4. 143 Ringkasan Gaya serta Momen pada Kombinasi Pembebanan

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	17042,74	2280,44	0,00	8487,61	0,00
2	Kuat III	<i>St III</i>	14820,99	2023,81	119,12	7470,86	886,85
3	Kuat V	<i>St V</i>	17462,55	2380,94	133,94	9298,68	1080,54
4	Layan I	<i>Se I</i>	17462,55	2380,94	133,94	9298,68	1080,54
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	17042,74	4332,08	2051,64	8487,61	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.144 dibawah ini adalah kombinasi aksi beban yang dipakai dalam perhitungan *pilecap* setelah dikalikan dengan variabel beban yang tertera pada tabel 4.142.

Tabel 4. 144 Kombinasi Aksi beban Setelah Dikalikan dengan Variabel Beban

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97	0,00	0,00	0,00	0,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			23189,90	3402,21	0,00	11910,51	0,00

Kombinasi Kuat III

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
7	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			19154,91	2921,84	166,77	9898,40	1241,59

Kombinasi Kuat V

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	145,93	193,68
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			23777,62	3538,45	181,59	12987,63	1435,28

Kombinasi Layan I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	125,08	166,77	931,19	1241,59
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00	11,17	14,82	145,93	193,68
12	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
TOTAL			23777,62	3538,45	181,59	12987,63	1435,28

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No.	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Gaya Horizontal		Momen	
				Hx (kN)	Hy (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	0,00	0,00	0,00	0,00
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00	2012,01	0,00	5043,45	0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	0,00	0,00	0,00	0,00
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	0,00	0,00	0,00	0,00
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00	321,07	0,00	804,81	0,00
9	Beban Rem	BR	0,00	284,38	0,00	2138,50	0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00	784,75	0,00	3923,76	0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00	2051,64	2051,64	0,00	0,00
TOTAL			23189,90	5453,85	2051,64	11910,51	0,00

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.145 dibawah ini adalah hasil ringkasan gaya serta momen kombinasi aksi beban yang dipakai dalam kontrol stabilitas.

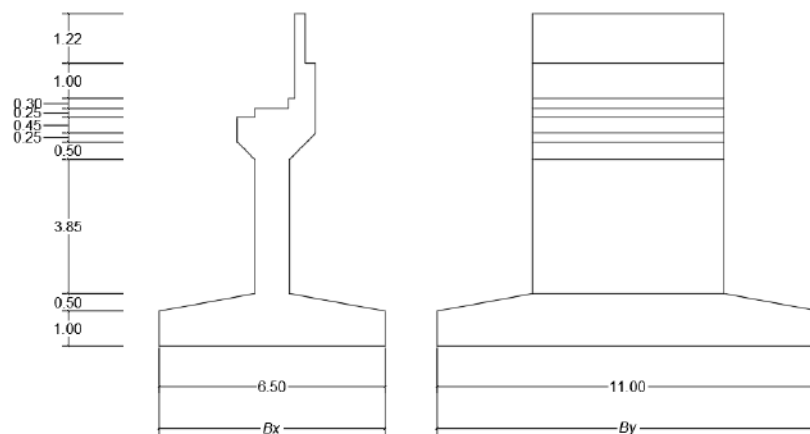
Tabel 4. 145 Ringkasan Gaya serta Momen Kombinasi Pembebanan

No	Jenis Beban	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Σ Gaya Horizontal		Σ Momen	
				ΣH_x (kN)	ΣH_y (kN)	ΣM_x (kNm)	ΣM_y (kNm)
1	Kuat I	<i>St I</i>	23189,90	3402,21	0,00	11910,51	0,00
2	Kuat III	<i>St III</i>	19154,91	2921,84	166,77	9898,40	1241,59
3	Kuat V	<i>St V</i>	23777,62	3538,45	181,59	12987,63	1435,28
4	Layan I	<i>Se I</i>	23777,62	3538,45	181,59	12987,63	1435,28
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	23189,90	5453,85	2051,64	11910,51	0,00

Sumber: *Penyusun, 2025*

Pembesian Pada *Pilecap*

Gambar 4.75 dibawah ini adalah permukaan *pilecap* pada abutment 2.



Gambar 4. 74 Permukaan Pilecap Abutment 2

Sumber: *Penyusun, 2025*

Sebelum menghitung kebutuhan tulangan pada *pilecap*, dibutuhkan data

– data sebagai berikut:

b4	= 0,97 m	h13	= 0,50 m
b6	= 2,75 m	h14	= 1,00 m
b7	= 2,75 m		
Lebar pilecap arah y, <i>By</i>			= 11,00 m
Lebar pilecap arah x, <i>Bx</i>			= 6,50 m
Ketahanan tekan beton, <i>f'c</i>			= 30 Mpa

Kuat lelah baja, f_y	= 400 Mpa
Variabel bentuk distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85
Variabel reduksi kekuatan lentur, Φ	= 0,90
Variabel reduksi kekuatan geser, Φ	= 0,60

1. Tulangan Lentur

- Ditinjau dari Arah x

Dari perhitungan kombinasi aksi beban pada *pilecap* memperoleh besarnya momen serta gaya ultimit maksimal Dengan dasar tabel 4.145 ringkasan gaya serta momen yang bekerja pada pondasi di atas sejumlah:

$$M_u = 11910,51 \text{ kNm}$$

$$P_u = 23777,62 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar *pilecap*:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\sum P_u}{A} + \frac{\sum M_u}{\frac{1}{6} \times B \times L^2} \\ &= \frac{23777,62}{0,79} + \frac{11910,51}{\frac{1}{6} \times 6,50 \times 11^2} \\ &= 486,32 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana *pilecap* yang ditinjau selebar 1 m:

$$M_{ru} = \frac{1}{2} \times Q_u \times b^2$$

$$Q_u = \sigma \times 1 = 486,32 \times 1 = 486,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}M_{ru} &= \frac{1}{2} \times 486,32 \times 2,75^2 \\ &= 1838,90 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Tebal pilecap, } h_t = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan:

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_{ru}}{\phi} \\ &= \frac{1838,90 \times 10^3}{0,8}\end{aligned}$$

$$= 2298625,802 \text{ kN/m}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{2298625,802}{1000 \times 1450^2} \\ &= 0,001 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,033 \\ &= 0,024 \end{aligned}$$

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

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right)$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,001}{400}} \right) \\ &= 0,00000254 \end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho \text{ min}$ maka dipakai $\rho \text{ min} = 0,0035$

$$\begin{aligned} \text{As min Tulangan Utama} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\ &= 0,0035 \times 1000 \times 1450 \\ &= 5075 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22-100.

$$\begin{aligned} \text{As min Tul.Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tulangan Utama} \\ &= 0,5 \times 5075 \end{aligned}$$

$$= 2537,5 \text{ mm}^2$$

Pada As min Tulangan Bagi memakai tulangan D13-150.

- Ditinjau dari Arah y

Dari perhitungan kombinasi aksi beban pada *pilecap* memperoleh besarnya momen serta gaya ultimit maksimal Dengan dasar tabel 4.145 ringkasan gaya serta momen yang bekerja pada pondasi di atas sejumlah:

$$Mu = 11910,51 \text{ kNm}$$

$$Pu = 23777,62 \text{ kNm}$$

Tegangan yang terjadi pada dasar *pilecap*:

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{\Sigma Pu}{A} + \frac{\Sigma Mu}{\frac{1}{6} \times B \times L^2} \\ &= \frac{23777,62}{0,79} + \frac{11910,51}{\frac{1}{6} \times 6,50 \times 11^2} \\ &= 486,32 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Momen rencana *pilecap* yang ditinjau selebar 1 m:

$$Mr_u = \frac{1}{2} \times Qu \times b^2$$

$$Qu = \sigma \times 1 = 486,32 \times 1 = 486,32 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}Mr_u &= \frac{1}{2} \times 486,32 \times 2,75^2 \\ &= 1838,90 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\text{Tebal pilecap, } ht = 1500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal optimal, } d = 1450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

Perhitungan Tulangan:

$$\begin{aligned}Mn &= \frac{Mr_u}{\phi} \\ &= \frac{1838,90 \times 10^3}{0,8} \\ &= 2298625,802 \text{ kN/m}\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
&= \frac{2298625,802}{1000 \times 1450^2} \\
&= 0,001 \text{ N/mm} \\
\rho b &= \frac{\beta \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
&= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
&= 0,033 \\
\rho \text{ min} &= \frac{1,4}{f_y} \\
&= \frac{1,4}{400} \\
&= 0,0035 \\
\rho \text{ max} &= 0,75 \times \rho b \\
&= 0,75 \times 0,033 \\
&= 0,024 \\
m &= \frac{f_y}{0,85 \times f'c} \\
&= \frac{400}{0,85 \times 30} \\
&= 15,686 \\
\rho &= \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right) \\
\rho &= \frac{1}{15,686} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,001}{400}} \right) \\
&= 0,00000254
\end{aligned}$$

Karena $\rho < \rho \text{ min}$ maka dipakai $\rho \text{ min} = 0,0035$

$$\begin{aligned}
\text{As min Tulangan Utama} &= \rho \text{ min} \times b \times d \\
&= 0,0035 \times 1000 \times 1450 \\
&= 5075 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Utama memakai tulangan D22-100.

$$\begin{aligned}
\text{As min Tul.Bagi} &= 0,5 \times \text{As min Tulangan Utama} \\
&= 0,5 \times 5075 \\
&= 2537,5 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Pada As min Tulangan Bagi memakai tulangan D13-150.

2. Tulangan Geser

- Ditinjau dari Arah x

Momen rencana pilecap ditinjau selebar 1 m

$$Q_u = \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} m &= 0,5 \times (Bx - b4) \\ &= 0,5 \times (6,5 - 0,97) \\ &= 2,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_r &= Q_u \times m \\ &= 452,44 \times 2,77 \\ &= 1251,01 \text{ kN} \\ &= 1251007,94 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1450 \\ &= 1323662,85 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Phi V_c &= 0,6 \times 1323662,85 \\ &= 794197,71 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc} \Phi V_c & < & V_r \\ 794197,71 & < & 1251007,94 \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

Dikarenakan $\Phi V_c < V_r$ maka pada tulangan geser arah x tidak dibutuhkan.

- Ditinjau dari Arah y

Momen rencana pilecap ditinjau selebar 1 m

$$Q_u = \sigma \times 1 = 452,44 \times 1 = 452,44 \text{ kN/m}^2$$

$$m = b8 = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} V_r &= Q_u \times m \\ &= 452,44 \times 0 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 0 \\ &= 0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi V_c &= 0,6 \times 0 \\ &= 0 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Phi V_c &< V_r \\ 0 &< 0 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

Dikarenakan $\Phi V_c < V_r$ maka pada tulangan geser arah y tidak dibutuhkan.

3. Tulangan Susut

- Ditinjau dari Arah x

$$\text{Elevasi pilecap, } ht = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 1500 \\ &= 2700 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{I\phi} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

Memakai tulangan Diameter 19 mm

$$\begin{aligned}A_{I\phi} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{A_{I\phi} \times b}{As_{st}} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2700} \\ &= 105,05 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm}\end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}As_{pakai} &= \frac{A_{I\phi} \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 2836,43 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned}As_{pakai} &< As_{st} \\ 2836,43 \text{ mm}^2 &< 2700 \text{ mm}^2 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

Maka tulangan susut Dengan dasar arah x memakai tulangan D19 – 100.

- Ditinjau dari Arah y

$$\text{Elevasi pilecap, } ht = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Asst &= 0,0018 \times b \times h \\ &= 0,0018 \times 1000 \times 1500 \\ &= 2700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{I\phi} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

Memakai tulangan Diameter 19 mm

$$\begin{aligned} A_{I\phi} &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s &= \frac{A_{I\phi} \times b}{Asst} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2700} \\ &= 105,05 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Area tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &= \frac{A_{I\phi} \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 2836,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan:

$$\begin{aligned} As \text{ pakai} &< Asst \\ 2836,43 \text{ mm}^2 &< 2700 \text{ mm}^2 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka tulangan susut Dengan dasar arah y memakai tulangan D19 – 100.

VI. Perhitungan pada *Wingwall*

Data serta ukuran struktur *wingwall* abutment pada perencanaan Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV dapat dilihat di bawah ini:

$$\begin{aligned} Hy &= 6,52 \text{ m} & bw &= 0,50 \text{ m} \\ Hw &= 5,82 \text{ m} & b1 &= 0,70 \text{ m} \\ Hp &= 0,50 \text{ m} & Bx &= 3,30 \text{ m} \\ Hx &= 3,30 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 4.146 dibawah ini adalah perhitungan berat sendiri pada *wingwall* serta berat tanah pada belakang *wingwall*.

Tabel 4. 146 Berat Sendiri serta Berat Tanah Belakang pada Wingwall

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
a	5,85	0,5	1	2,925	11,00	25	804,38	0,5	402,188
b	0,7	0,5	1	0,35	11,00	25	96,25	0,35	33,6875
1	1,42	3,00	1	4,26	11,00	17	796,62	2,44	1943,75
2	2,00	2,70	1	5,40	11,00	17	1009,80	2,6	2625,48
3	0,75	2,70	1	2,03	11,00	17	378,68	2,6	984,555
4	0,75	0,75	0,5	0,28	11,00	17	52,59	1	52,5938
5	1,65	3,45	1	5,69	11,00	17	1064,50	2,23	2373,83
6	0,70	0,70	0,5	0,25	11,00	17	45,82	3,48	159,436
7	0,50	2,75	0,5	0,69	11,00	17	128,56	2,56	329,12
8	0,20	2,75	1	0,55	11,00	17	102,85	1,87	192,33
Jumlah				22,42			4480,04		9096,97

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.147 dibawah ini adalah tekanan tanah yang terjadi pada *wingwall*.

Tabel 4. 147 Tekanan Tanah pada *Wingwall*

No	Gaya Horizontal Tekanan Tanah	T _a (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	M _x = T _a . X	M _y = T _a . Y
1	T _{a1} = (h _{eq} . W _s). K _a . H _x . H _y	59,47	1,65	3,26	98,13	193,89
2	T _{a2} = 0,5. H _y . W _s . K _a . H _x . H _y	323,1	1,65	2,173	533,19	702,30
TOTAL					631,32	896,19

Sumber: Penyusun, 2025

Variabel ultimit tekanan tanah aktif, *EH* = 1,5

Variabel ultimit tekanan tanah karena beban hidup, *LS* = 1,75

Momen ultimit pada *wingwall*:

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= (1,5 \times M_{x\ EH}) + (1,75 \times M_{x\ LS}) \\
 &= (1,5 \times 98,13) + (1,75 \times 533,19) \\
 &= 971,52 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{uy} &= (1,5 \times M_{y\ EH}) + (1,75 \times M_{y\ LS}) \\
 &= (1,5 \times 193,89) + (1,75 \times 702,30)
 \end{aligned}$$

$$= 1392,75 \text{ kNm}$$

Kontrol kestabilan guling *wingwall*:

Momen penahan guling diperoleh dari tabel 4.76 di atas, yaitu:

$$\begin{aligned}\sum M_w &= 4480,04 \text{ kNm} \\ \sum M_y &= M_{y_{EH}} + M_{y_{LS}} \\ &= 193,89 + 702,30 \\ &= 896,19 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Variabel aman pada guling, } SF &= \left[\frac{\sum M_w}{\sum M_y} \right] \geq 1,50 \\ &= \left[\frac{4480,04}{896,19} \right] \geq 1,50 \\ &= 5,00 \geq 1,50 \quad \textbf{aman.}\end{aligned}$$

Pembesian Pada *Wingwall*

1. Tinjauan *Wingwall* Arah Vertikal

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \Phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \Phi = 0,60$$

$$\text{Tebal, } b_w = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar, } H_x = 3300 \text{ mm}$$

a. Tulangan lentur

Dari perhitungan aksi beban *wingwall* diperoleh momen ultimit sebesar, $M_{ux} = 1392,75 \text{ kNm}$.

Momen rencana *wingwall* ditinjau selebar 1 m,

$$\begin{aligned}M_{ru} &= \frac{M_u}{H_x} \\ &= \frac{1392,75}{3,30} \\ &= 422,05 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\text{Tebal } \textit{wingwall}, b_w = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien slab, } d = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,686} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{422,05}{0,9} \\ &= 468940960,65 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Rn &= \frac{Mn}{b \times d^2} \\ &= \frac{468940960,65}{1000 \times 450^2} \\ &= 2,3158 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \times \rho b \\ &= 0,75 \times 0,0325 \\ &= 0,0244 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85f'_c}} \right) \\ &= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,3158}{0,85 \times 30}} \right) \\ &= 0,00608 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\rho < \rho_{min}$$

$$0,00608 < 0,0035$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,00608 \times 1000 \times 450 \\ &= 2735,67 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diasumsikan diameter tulangan memakai D19, yaitu:

$$\begin{aligned} A_l &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 283,64 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_l \times b}{A_s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{2735,67} \\ &= 103,68 \text{ mm} \\ &\approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &= \frac{A_l \phi \times b}{s} \\ &= \frac{283,64 \times 1000}{100} \\ &= 2836,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} A_s \text{ pakai} &> A_s \\ 2836,43 &> 2735,67 \quad \textbf{aman.} \end{aligned}$$

Maka, pada tulangan lentur *wingwall* memakai tulangan D19-100.

2. Tinjauan Wingwall Arah Horizontal

$$\text{Ketahanan tekan beton, } f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Kuat leleh baja, } f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Variabel bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,90$$

$$\text{Variabel reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,60$$

$$\text{Tebal, } bw = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar, } Hx = 6520 \text{ mm}$$

a. Tulangan lentur

Dari perhitungan aksi beban *wingwall* diperoleh momen ultimit sebesar, $M_{uy} = 1392,75 \text{ kNm}$.

Momen rencana *wingwall* ditinjau selebar 1 m,

$$\begin{aligned} M_{ru} &= \frac{M_u}{Hx} \\ &= \frac{1392,75}{6,520} \\ &= 213,61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal } wingwall, bw = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efisien slab, } d = 450 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

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

$$\begin{aligned} \rho b &= \beta \times \frac{1}{m} \times \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \times \frac{1}{15,686} \times \left(\frac{600}{600 + 400} \right) \\ &= 0,0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{213,61}{0,9} \\ &= 237347418,73 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\ &= \frac{237347418,73}{1000 \times 450^2} \\ &= 1,1721 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1,4}{400} \\
 &= 0,0035 \\
 \rho_{max} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,0325 \\
 &= 0,0244 \\
 \rho &= \frac{1}{m} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85f'_c}} \right) \\
 &= \frac{1}{15,686} \times \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,1721}{0,85 \times 30}} \right) \\
 &= 0,0030
 \end{aligned}$$

Cek persyaratan,

$$\begin{aligned}
 \rho &< \rho_{min} \\
 0,0030 &< 0,0035
 \end{aligned}$$

Dari persyaratan diatas, maka Rentang penulangannya memakai ρ_{min} . Sehingga, area tulangan pokok sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{min} \times b \times d \\
 &= 0,0035 \times 1000 \times 450 \\
 &= 1575,00 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diasumsikan diameter tulangan memakai D16, yaitu:

$$\begin{aligned}
 A_1 &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 201,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian, jarak yang diperlukan adalah:

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{A_1 \times b}{A_s} \\
 &= \frac{201,14 \times 1000}{1575,00} \\
 &= 127,71 \text{ mm} \\
 &\approx 100 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{As pakai} = \frac{A_1 \Phi \times b}{s}$$

$$= \frac{201,14 \times 1000}{100}$$

$$= 2011,43 \text{ mm}^2$$

Cek persyaratan area tulangan yang diperlukan:

$$A_s \text{ pakai} > A_s$$

$$2011,43 > 1575,00 \quad \textbf{aman.}$$

Maka, pada tulangan lentur *wingwall* memakai tulangan D16 – 100.

VII. Perhitungan pada Pondasi

1. Kestabilan Abutment 2 pada Guling

a. Arah x

Dengan dasar tabel 4.148 menunjukkan perhitungan momen penahan guling karena berat sendiri abutment serta berat tanah di belakang abutment.

Tabel 4. 148 Kestabilan Abutment 2 pada Guling

Karena Berat Sendiri Abutment 2

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
I	1,22	0,30	1	0,37	11	25	100,65	4,05	407,633
II	1,00	0,60	1	0,60	11	25	165,00	4,2	693
III	1,00	0,78	1	0,78	11	25	214,50	4,11	881,595
IV	0,75	0,78	0,5	0,29	11	25	80,44	3,99	320,946
V	5,30	1,00	1	5,30	11	25	1457,50	3,24	4722,3
VI	0,70	0,50	1	0,35	11	25	96,25	2,5	240,625
VII	0,50	0,50	0,5	0,13	11	25	34,38	2,57	88,3438
VIII	0,50	2,75	0,5	0,69	11	25	189,06	4,79	905,609
IX	0,50	2,75	0,5	0,69	11	25	189,06	2,14	404,594
X	1,50	1,00	1	1,50	11	25	412,50	3,25	1340,63
XI	1,00	2,75	1	2,75	11	25	756,25	5,13	3879,56
XII	1,00	2,75	1	2,75	11	25	756,25	1,38	1043,63
TOTAL									14928,46

Karena Berat Tanah di Belakang Abutment

Bagian	h (m)	b (m)	Shape	A (m ²)	L	BJ (kN/m ³)	W (kN)	x (m)	Momen
1	1,42	3,00	1	4,26	0,5	17	36,21	2,44	88,3524
2	2,00	2,70	1	5,40	0,5	17	45,90	2,6	119,34
3	0,75	2,70	1	2,03	0,5	17	17,21	2,6	44,7525
4	0,75	0,75	0,5	0,28	0,5	17	2,39	1	2,39063
5	3,65	3,45	1	5,69	0,5	17	107,04	2,23	238,691
6	0,70	0,70	0,5	0,25	0,5	17	2,08	3,48	7,2471
7	0,50	2,75	0,5	0,69	0,5	17	5,84	2,56	14,96
8	0,20	2,75	1	0,55	0,5	17	4,68	1,87	8,74225
TOTAL				7,00			361,00		47,77

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.149 di bawah ini menunjukkan kombinasi momen penahan guling pada titik O pada beban – beban vertikal yang berkerja di abutment.

Tabel 4. 149 Kombinasi Momen Penahan Guling pada Titik O

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23189,90		23189,90

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
7	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			19154,91		52524,42

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23777,62		69720,92

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23777,62		69720,92

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00		0,00
TOTAL			23189,90		67534,58

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.150 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 150 Ringkasan Gaya serta Momen untuk Kontrol Stabilitas

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣMw (kNm)	ΣMx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	23189,90	67534,58	11910,51	5,67	Aman
2	Kuat III	19154,91	52524,42	9898,40	5,31	Aman
3	Kuat V	23777,62	69720,92	12987,63	5,37	Aman
4	Layan I	23777,62	69720,92	12987,63	5,37	Aman
5	Ekstrim I	23189,90	67534,58	11910,51	5,67	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

b. Arah y

Dengan dasar Tabel 4.151 di bawah ini menunjukkan kombinasi momen penahan guling pada titik O pada beban – beban vertikal yang berkerja di abutment.

Tabel 4. 151 Kombinasi Momen Penahan Guling Pada Titik O

Kombinasi Kuat I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23189,90		67534,58

Kombinasi Kuat III

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
7	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			19154,91		52524,42

Kombinasi Kuat V

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23777,62		69720,92

Kombinasi Layan I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Angin pada Struktur	WS	587,73	3,72	2186,34
11	Beban Angin pada Kendaraan	WL	0,00		0,00
12	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
TOTAL			23777,62		69720,92

Kombinasi Kondisi Ekstrim I

No	Jenis Beban	Kode	Gaya Vertikal P (kN)	Jarak pada Titik O	Momen (kNm)
1	Beban Sendiri Struktur Atas	DC	5169,52	3,72	19230,62
2	Beban Sendiri Struktur Bawah	DC	6180,97		14928,46
3	Beban Tambahan Struktur Atas	DW	336,17	3,72	1250,54
4	Beban Mati Tanah Abutment	EV	6880,52		14928,46
5	Beban Tekanan Tanah Aktif	EH	0,00		0,00
6	Beban Hidup Lalu Lintas	LL	4452,62	3,72	16563,73
7	Beban Hidup Pejalan Kaki	PL	170,10	3,72	632,77
8	Tekanan Tanah Beban Hidup	LS	0,00		0,00
9	Beban Rem	BR	0,00		0,00
10	Beban Gesekan	FR	0,00		0,00
11	Beban Gempa	EQ	0,00		0,00
TOTAL			23189,90		67534,58

Sumber: Penyusun, 2025

Tabel 4.152 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas guling untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 152 Ringkasan Gaya serta Mimen untuk Kontrol Stabilitas

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣM_w (kNm)	ΣM_x (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	23189,90	67534,58	-	-	Aman
2	Kuat III	19154,91	52524,42	1241,59	31,99	Aman
3	Kuat V	23777,62	69720,92	1435,28	40,57	Aman
4	Layan I	23777,62	69720,92	1435,28	40,57	Aman
5	Ekstrim I	23189,90	67534,58	-	-	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

2. Kestabilan Abutment 2 pada Geser

a. Arah x

$$\text{Koheesi, } c = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,4738$$

Perhitungan kestabilan geser pada kombinasi kuat I diperoleh dari kombinasi aksi beban pada Tabel 4.54 di atas.

$$\begin{aligned} \text{Gaya penahan geser, } \Sigma Hp &= c \times Bx \times By + V \times \text{Tan } \phi \\ &= 0,1 \times 11 \times 6,5 + 23189,9 \times 0,4738 \\ &= 10994,8656 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang mengakibatkan geser diperoleh dari kombinasi beban yang bekerja pada pondasi Dengan dasar Tabel 4 di atas yaitu $\Sigma Hx = 2280,44 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Variabel aman pada gaya geser, } SF &= \frac{\Sigma Hp}{\Sigma Hx} \geq 1,50 \\ &= \frac{10994,8656}{2280,44} \geq 1,50 \\ &= 4,82138 \geq 1,50 \end{aligned}$$

Tabel 4.153 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas geser untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 153 Ringkasan Kestabilan Geser pada Kombinasi Beban

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣHp (kNm)	ΣHx (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	23189,90	10994,866	2280,44	4,8	Aman
2	Kuat III	19154,909	9083,028	2023,813	4,5	Aman
3	Kuat V	23777,625	11273,34	2380,945	4,7	Aman
4	Layan I	23777,625	11273,34	2380,945	4,7	Aman
5	Ekstrim I	23189,899	10994,866	4332,083	2,5	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

b. Arah y

$$\text{Koheesi, } c = 0,1$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Tan } \phi = 0,4738$$

Perhitungan kestabilan geser pada kombinasi kuat I diperoleh dari kombinasi aksi beban pada Tabel 4.56 di atas.

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya penahan geser, } \Sigma H_p &= c \times B_x \times B_y + V \times \tan \phi \\
 &= 0,1 \times 11 \times 6,5 + 6180,969 \times 0,4738 \\
 &= 2935,78398 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya horizontal yang mengakibatkan geser diperoleh dari kombinasi beban yang bekerja pada pondasi Dengan dasar Tabel 4 di atas yaitu $\Sigma H_y = 119,1204 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \text{Variabel aman pada gaya geser, } SF &= \frac{\Sigma H_p}{\Sigma H_x} \geq 1,50 \\
 &= \frac{2935,78398}{119,1204} \geq 1,50 \\
 &= 24,6455 \geq 1,50
 \end{aligned}$$

Tabel 4.154 dibawah ini adalah hasil kontrol pada stabilitas geser untuk kombinasi beban yang lain.

Tabel 4. 154 Ringkasan Kestabilan Geser pada Kombinasi Beban

No	Kombinasi	ΣP (kN)	ΣH_p (kNm)	ΣH_x (kNm)	SF	Keterangan
1	Kuat I	23189,899	10994,866	-	-	Aman
2	Kuat III	19154,909	9083,028	119,120	76,3	Aman
3	Kuat V	23777,625	11273,339	133,939	84,2	Aman
4	Layan I	23777,625	11273,339	133,939	84,2	Aman
5	Ekstrim I	23189,899	10994,866	2051,643	5,4	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

3. Kestabilan pada Keruntuhan Kapasitas Daya Dukung Tanah

Dalam menghitung kestabilan pada keruntuhan kapasitas daya dukung tanah, perlu didasari oleh dua metode, yaitu Metode *Tergazhi* serta Metode *Meyerhof*.

- Metode *Tergazhi*

Jenis perhitungan daya dukung ini dilakukan Dengan dasar bentuk pondasi *pilecap* yang dipakai. Pada jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV memakai jenis pondasi empat persegi panjang, maka perhitungannya seperti di bawah ini:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right)$$

$$\text{Kohesi tanah, } c = 0,1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kedalaman pondasi, } D_f = 12 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah, } \gamma = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Tekanan overbuden pada dasar pondasi, } p_o = Df \times \gamma$$

$$= 12 \times 17$$

$$= 204 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Lebar pondasi arah } x, B_x = 8,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } y, B_y = 11,00 \text{ m}$$

$$\text{Sudut gesek dalam, } \Phi = 35^\circ$$

Pada data di bawah ini memperoleh hasil dari ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

$$\Phi = 35^\circ \quad N_q = 41,40$$

$$N_c = 57,80 \quad N_\gamma = 42,40$$

$$\begin{aligned} q_u &= c \cdot N_c \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + p_o \cdot N_q + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right) \\ &= 0,1 \times 57,80 \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{8,7}{11}\right) + 204 \times 41,40 + 0,5 \times 17 \times \\ &\quad 8,50 \times 42,4 \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{8,7}{11}\right) \\ &= 11070,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q_{ijin}):

$$\text{SF angka aman} = 3$$

$$\begin{aligned} q_{ijin} &= \frac{q_u}{SF} \\ &= \frac{11070,9}{3} \\ &= 3690,3101 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

- Metode *Meyerhof*

Pada metode *Meyerhof* memakai perhitungan yang dilakukan Dengan dasar hasil dari pengujian tanah sondir.

$$\text{Nilai sondir } (q_c) = 800 \text{ kg/cm}^2 = 80000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Kedalaman pondasi } (Df) = 12 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } x, B_x = 6,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pondasi arah } y, B_y = 11,70 \text{ m}$$

$$q_u = q_c \cdot B_x \cdot \left(1 + \frac{Df}{B_y}\right) \frac{1}{40}$$

$$= 80000 \times 6,50 \left(1 + \frac{12}{11,70}\right) \frac{1}{40}$$

$$= 271818 \text{ kN/m}^2$$

Kapasitas daya dukung tanah ijin (q_{ijin}):

$$\text{SF angka aman} = 3$$

$$q_{ijin} = \frac{qu}{SF}$$

$$= \frac{271818}{3}$$

$$= 90606,1 \text{ kN/m}^2$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode diatas, daya dukung tanah ijin akan diambil yang terkecil yaitu $q_{ijin} = 3690,310 \text{ kN/m}^2$.

4. Hasil Kontrol Kestabilan Abutment 2

Tabel 4.160 dibawah ini adalah hasil kontrol kestabilan yang bekerja pada abutment 2.

Tabel 4. 155 Hasil Kontrol Kestabilan Abutment 2

Kondisi	Verifikasi Stabilitas											
	Guling Memanjang		Guling Melintang		Geser memanjang		Geser melintang		Jarak eksentrik (< B/6)		DDT	
Strength I	5,67	$\geq 1,5$	-	$\geq 1,5$	4,32	$\geq 1,5$	-		0,212	1,83	0,70	< 3
Strength III	5,31	$\geq 1,5$	31,99	$\geq 1,5$	3,92	$\geq 1,5$	66,61		0,292	1,83	0,67	< 3
Strength V	5,37	$\geq 1,5$	40,57	$\geq 1,5$	4,25	$\geq 1,5$	75,59		0,204	1,83	0,70	< 3
Service I	5,37	$\geq 1,5$	40,57	$\geq 1,5$	4,25	$\geq 1,5$	75,59		0,212	1,83	0,70	< 3
Extreme Event	5,67	$\geq 1,5$	-	$\geq 1,5$	2,27		4,80					

Sumber: Penyusun, 2025

Pembesian pada Pondasi

1. Data Perencanaan Tiang Bor

$$\text{Total baris tiang bor, } nb = 4 \text{ buah}$$

$$\text{Kedalaman tiang bor, } L = 12 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } pilecap \text{ arah } x, Bx = 8,50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } pilecap \text{ arah } y, By = 11,70 \text{ m}$$

Gaya yang diterima oleh pondasi:

$$X_{max} = 4,25 \text{ m}$$

$$Y_{max} = 5,85 \text{ m}$$

$$\begin{array}{rclcl}
 X & X^2 & = & By.X^2 & Y & Y^2 & = & By.Y^2 \\
 X1 = 4,60 & X1^2 = 247,57 & & & Y1 = 9,00 & Y1^2 = 947,70 & & \\
 & \Sigma X = 247,57 & & & Y2 = 3,00 & Y2^2 = 105,30 & & \\
 & & & & & \Sigma Y = 1053,00 & &
 \end{array}$$

Kemudian untuk struktur pondasi yang menerima beban sentris serta momen akan ditanggung oleh satu tiang bor yaitu:

$$\begin{aligned}
 P_{max} &= \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \times X_{max}}{\Sigma X^2} \pm \frac{M_x \times Y_{max}}{\Sigma Y^2} \\
 \Sigma V &= 23189,90 \\
 M_y &= 1080,54 \\
 M_x &= 9298,68 \\
 P_{max} &= \frac{23189,90}{12} + \frac{1080,54 \times 4,60}{247,57} + \frac{9298,68 \times 9,00}{1053,00} = 2032,04 \text{ kN} \\
 P_{min} &= \frac{23189,90}{12} - \frac{1080,54 \times 4,60}{247,57} - \frac{9298,68 \times 9,00}{1053,00} = 1832,94 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.156 dibawah ini adalah gaya aksial yang diterima oleh satu tiang bor.

Tabel 4. 156 Gaya Aksial yang Diterima oleh Satu Tiang Bor

No	Kombinasi	Kode	Σ Gaya Vertikal ΣP (kN)	Momen		P max	P min
				Mx (kN)	My (kN)		
1	Kuat I	<i>St I</i>	23189,90	3402,21	0,00	1961,57	1903,41
2	Kuat III	<i>St III</i>	19154,91	2921,84	166,77	1624,31	1568,17
3	Kuat V	<i>St V</i>	23777,62	3538,45	181,59	2015,09	1947,85
4	Layan I	<i>Se I</i>	23777,62	3538,45	181,59	2015,09	1947,85
5	Ekstrim I	<i>Ex</i>	23189,90	5453,85	2051,64	2017,23	1847,76

Sumber: Penyusun, 2025

Dengan dasar tabel 4.156 di atas, nilai yang paling besar berada pada P max yaitu 2017,23 kN.

$$\begin{aligned}
 SF &= 3 \\
 q_{ijin} &= 3690,31 \\
 A &= \frac{P_{max} \times SF}{q_{ijin}} \\
 &= \frac{2017,23 \times 3}{3690,31} \\
 &= 1,64 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Diameter pondasi, } D &= \sqrt{\frac{A}{\frac{1}{4}\pi}} \\
 &= \sqrt{\frac{1,64}{\frac{1}{4} \times 3,14}} \\
 &= 1,44 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan $D = 1 \text{ m}$

2. Kapasitas Ijin Pondasi

Untuk menghitung kapasitas ijin tiang bor didasari oleh dua metode, yaitu Metode *Tergazhi* serta Metode *Meyerhof*.

- Metode *Tergazhi*

$$Q_{ult} = 1,3 \cdot c \cdot N_c + p_o \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot D \cdot N_\gamma$$

$$\text{Kedalaman tiang bor, } D_f = 12 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang bor, } D = 1 \text{ m}$$

Parameter kekuatan tanah pada diujung tiang bor (*end bearing*) meliputi:

$$\text{Kohesi tanah (c)} = 0,10$$

$$\text{Berat volume tanah } (\gamma) = 17$$

$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

Pada data di bawah ini memperoleh hasil dari ϕ , N_c , N_q , serta N_γ sebagai berikut:

$$\phi = 35^\circ \qquad N_q = 41,40$$

$$N_c = 57,80 \qquad N_\gamma = 42,40$$

Tekanan *overburden* pada dasar pondasi:

$$\begin{aligned}
 p_o &= D_f \times \gamma \\
 &= 12 \times 17 \\
 &= 204 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 1,3 \times 0,1 \times 57,80 + 204 \times 41,40 + 0,3 \times 17 \times 1 \times 42,40 \\
 &= 8669,35 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Daya dukung ijin tiang bor

$$P_{ijin} = \frac{A \times Q_{ult}}{SF}$$

$$A = \frac{1}{4} \pi D^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
&= 0,79 \text{ m}^2 \\
\text{SF} &= 3 \\
P_{\text{ijin}} &= \frac{0,79 \times 8669,35}{3} \\
&= 2270,55 \text{ kN}
\end{aligned}$$

- Metode *Meyerhof*

Pada metode ini perhitungannya Dengan dasar hasil data pengujian SPT. Untuk Jembatan Tawang – Ngalang Segmen IV nilai SPT sebesar 57.

$$\begin{aligned}
Q_{ult} &= 40 \cdot N \cdot \frac{L}{D} \leq 400 \cdot N \text{ (dengan satuan kN)} \\
\text{Nilai SPT} &= 60 \\
Q_{ult} &= 40 \times 57 \times \frac{12}{1} \leq 400 \times 57 \\
&= 27360 \leq 22800
\end{aligned}$$

Maka diambil Q_{ult} yang terkecil yaitu 8669,35 kN/m².

$$\begin{aligned}
\text{Daya dukung ijin tiang bor, } P_{ijin} &= \frac{A \times Q_{ult}}{SF} \\
A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
&= 0,79 \text{ m}^2 \\
\text{SF} &= 3 \\
P_{ijin} &= \frac{0,79 \times 8669,35}{3} \\
&= 2270,55 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Setelah mendapatkan hasil perhitungan dari dua metode di atas, daya dukung ijin tiang bor Dengan dasar kekuatan tanah akan diambil yang terkecil yaitu $P_{ijin} = 2270,55 \text{ kN}$.

Karena telah mengetahui ukuran dari pondasi, maka gaya aksial (P_{max}) perlu ditambahkan dengan berat sendiri pondasi sebelum melakukan kontrol gaya yang akan dihasilkan pada pondasi pada daya dukung ijin aksial.

$$\begin{aligned}
 A &= \frac{1}{4} \pi D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 1^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2 \\
 W_{sum} &= A \times Df \times \text{Berat jenis beton} \\
 &= 0,79 \times 12 \times 25 \\
 &= 235,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan dasar tabel 4.157 terlihat kontrol gaya pada tiang bor terkait dengan daya dukung ijin aksial, dengan nilai Pmax yang diperoleh dari tabel 4.156.

Tabel 4. 157 Gaya Aksial yang Diterima satu Pondasi

No	Kombinasi	P max (kN)	P max + Wsum	P ijin	Keterangan
1	Kuat I	1961,57	2197,28	2270,55	Aman
2	Kuat III	1624,31	1860,03	2270,55	Aman
3	Kuat V	2015,09	2250,80	2270,55	Aman
4	Layan I	2015,09	2250,80	2270,55	Aman
5	Ekstrim I	2017,23	2252,94	2270,55	Aman

Sumber: Penyusun, 2025

3. Optimalitas Kelompok Tiang

$$m = 3 \text{ buah (total baris pada tiang)}$$

$$n = 4 \text{ buah (total tiang dalam satu baris)}$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \tan^{-1} \times \frac{d}{s} \\
 &= \tan^{-1} \times \frac{1}{2,3} \\
 &= 18,435
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\
 &= 1 - \theta \frac{(4-1)3 + (3-1)4}{90 \times 3 \times 4} \\
 &= 0,710
 \end{aligned}$$

4. Kapasitas Ijin Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \times n \times Q_a \\
 &= 0,710 \times 4 \times 9120
 \end{aligned}$$

$$= 25894 \text{ kN}$$

Cek Kontrol

$$\begin{array}{lll} Q_g & > & V_{dinamis} \\ 25894 \text{ kN} & > & 20768 \text{ kN} \quad \textbf{aman.} \end{array}$$

5. Perhitungan Kebutuhan Tulangan

$$\begin{array}{lll} \text{Speisifikasi beton} & (f'c) & = 30 \text{ Mpa} \\ \text{Speisifikasi baja tulangan} & (fy) & = 400 \text{ Mpa} \\ \text{Diameter pondasi} & & = 1000 \text{ mm} \end{array}$$

- Tulangan Longitudinal

$$\text{Area penampang (A)} = 785000 \text{ mm}^2$$

Area tulangan yang diperlukan:

$$p = 1\%$$

$$A_s = p \times A$$

$$= 1\% \times 785000$$

$$= 7850 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan D25:

$$A_{s1} = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times 3,14 \times 25^2$$

$$= 532,8125 \text{ mm}^2$$

$$\text{Total tulangan yang diperlukan} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

$$= \frac{7850}{532,8125}$$

$$= 14,7331$$

$$\approx 15 \text{ batang}$$

- Tulangan geser

$$\text{Diameter} = 1000 \text{ mm}$$

$$D_c = 500 \text{ mm}$$

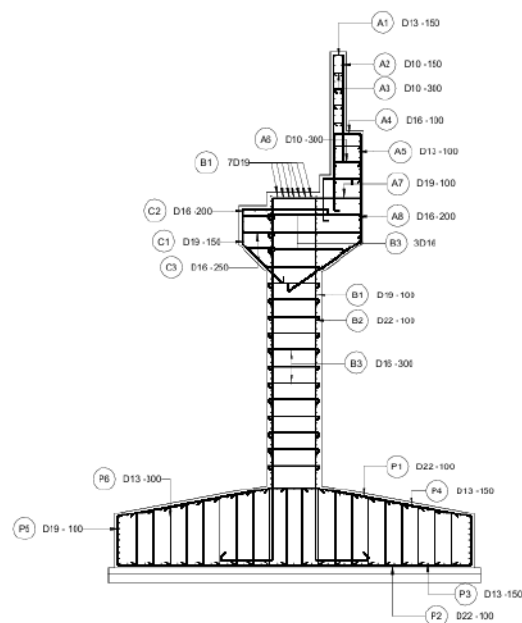
$$D \text{ tulangan} = 12$$

$$A_s = 7850 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan} = 150 \text{ mm}$$

Memakai persamaan AASHTO pasal 5.11.4.1.4

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,12 \times \frac{f_{i;c}}{f_y} \\
 &= 0,12 \times \frac{30}{400} \\
 &= 0,006 \\
 \rho_s &= \frac{4 \times A_s}{s \times D_c} > \rho_{\text{perlu}} \\
 &= \frac{4 \times 7850}{150 \times 500} > 0,006 \\
 &= 0,026667 > 0,006 \quad \text{aman.}
 \end{aligned}$$

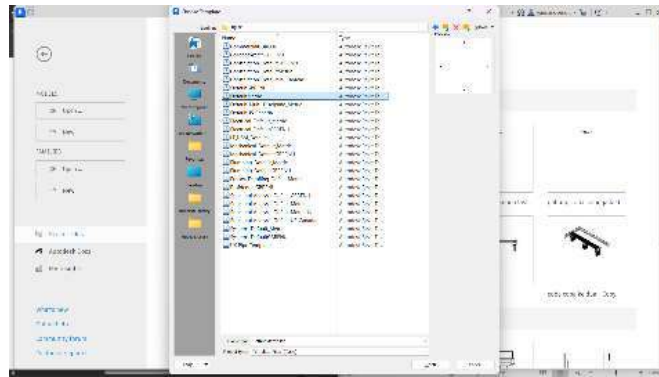


Gambar 4. 75 Abutment 2
Sumber: Penyusun, 2025

4.3. Permodelan 3D

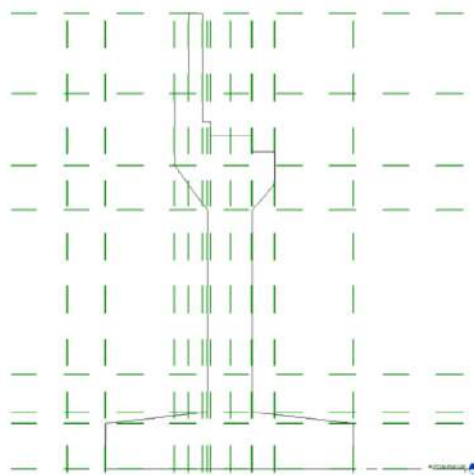
Permodelan tiga dimensi (3D) Jembatan Tawang-Ngalang memakai *software Autodesk Revit*. Tahapan dalam pembuatan pemodelan tersebut adalah sebagai berikut:

- Membuat *families* baru → Klik *New Families* → RVT2024 → *Familiy template* → *English* → *Metric generic model* seperti pada gambar 4.78 dibawah ini.



Gambar 4. 76 Pembuatan *Family* Baru di *Revit* 2024
Sumber: Penyusun, 2025

- Membuat *reference line* → sesuaikan dengan desain → *create* → *extrusion* → *line* → tarik garis sesuai desain seperti pada gambar 4.79 dibawah ini.



Gambar 4. 77 Pembuatan *Reference Line*
Sumber: Penyusun, 2025

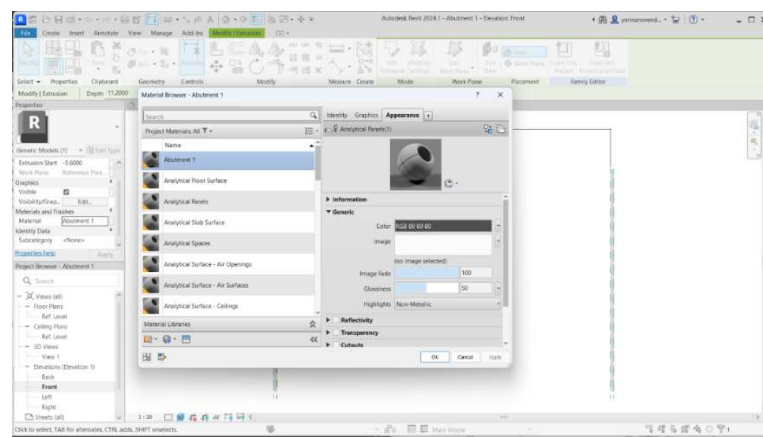
- Mengatur tebal abutment dengan langkah-langkah berikut: buka *Floor Plan Bottom Pilecap*, buat *Reference Line* di ujung abutment, sesuaikan tebal abutment, kemudian periksa hasilnya pada *3D View* seperti terlihat pada Gambar 4.80 di bawah ini.



Gambar 4. 78 Tampak 3D Abutment
Sumber: Penyusun, 2025

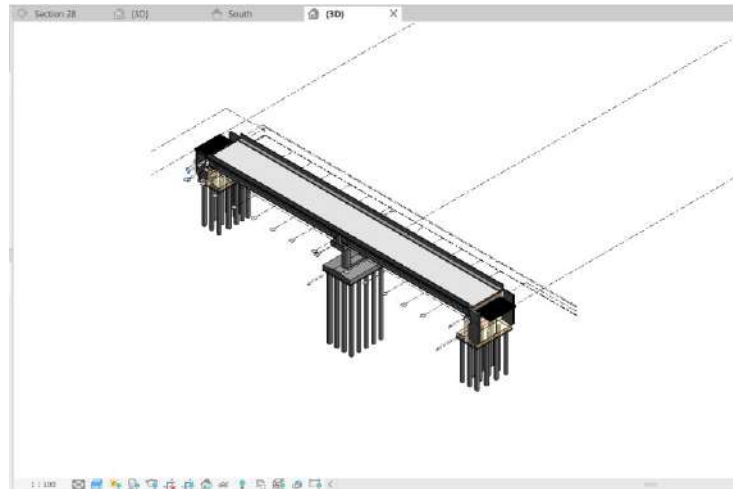
- Membuat jenis material dengan langkah-langkah berikut: buka *Properties*, klik ikon tiga titik, pilih *Create New Material*, masukkan nama material, kemudian tentukan kelas material sesuai dengan

Gambar 4.81 di bawah ini.



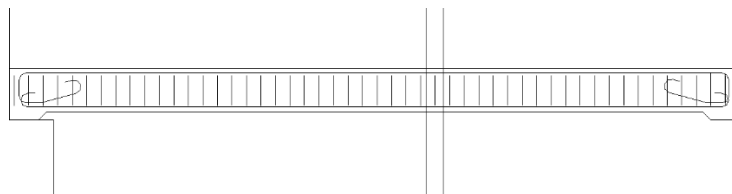
Gambar 4. 79 Jenis Material Struktur
Sumber: Penyusun, 2025

- Membuat *family* masing-masing untuk setiap bagian struktur jembatan dengan Langkah yang sama kemudian *load into project* dan letakan sesuai elevasi rencana seperti pada gambar 4.82 dibawah ini.

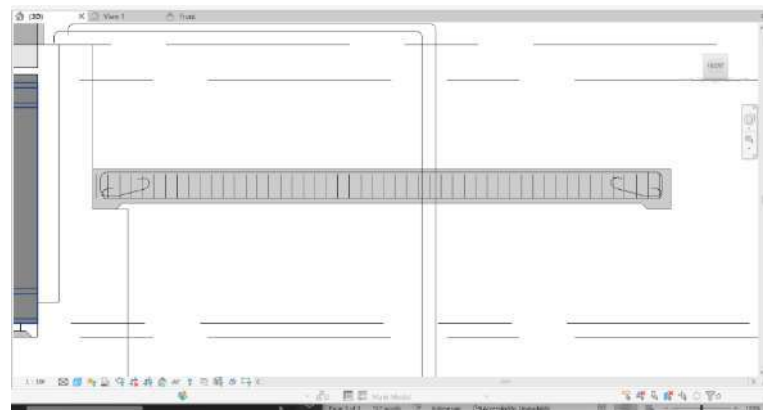


Gambar 4. 80 Hasil Modeling 3D Jembatan
Sumber: Penyusun, 2025

- Pembuatan tulangan → *view* → *section* → buka *section* tersebut → pilih bagian struktur yang ingin dibuat pembesian → klik simbol kaca mata dibawah → *isolate element* → *rebar* → *sketch rebar* seperti pada gambar 4.83 serta gambar 4.84 dibawah ini.



Gambar 4. 81 Pembesian pada Pelat Injak
Sumber: Penyusun, 2025



Gambar 4. 82 Pembesian 3D pada Pelat Injak
Sumber: Penyusun, 2025

4.4. Perencanaan Anggaran Biaya (RAB)

Proses perencanaan anggaran biaya untuk redesign jembatan Tawang Ngalang Segmen IV dilakukan dengan memakai *software Microsoft Excel*. Perhitungan mengacu oleh harga satuan Kabupaten Gunung Kidul 2023 yang disesuaikan dengan spesifikasi umum tahun 2018 seperti gambar 4.85 sebagai berikut:

DAFTAR KUANTITAS DAN HARGA

Pekerjaan : Pembangunan Jembatan Ruas Tawang - Ngalang Segmen IV

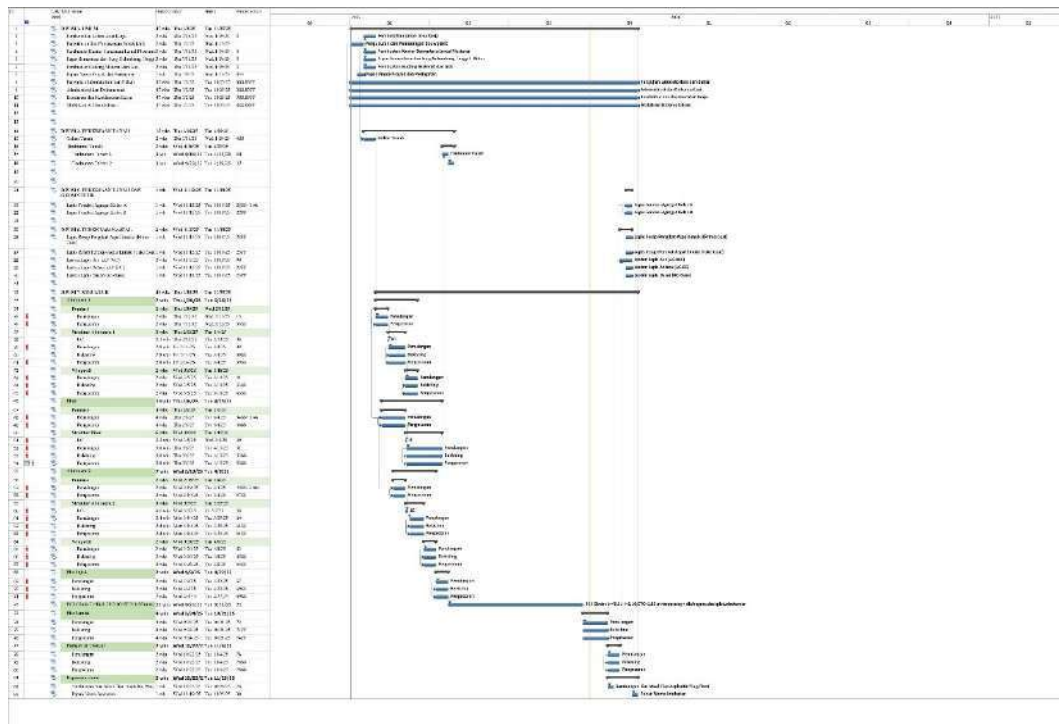
No. Mata	Uraian	Satuan	Perkiraan Kuantitas	Harga Satuan (Rupiah)	Jumlah Harga - Harga (Rupiah)
a	b	c	d	e	f = (d x e)
	DIVISI 1. UMUM				
1.2.1	Pembersihan Lahan Area Kerja	m ²	985,44	15,048	14.828.901
1.2.2	Pengukuran dan Pemasangan Bouwplank	m ¹	188,24	50,534	9.512.559
1.3.2	Pembuatan Kantor Sementara Lantai Plesteran	m ²	120,00	1.170,384	140.446.023
1.3.2	Pagar Sementara dari Seng Gelombang Tinggi 2 Meter	m ¹	22,00	843,107	18.548.359
1.3.3	Pembuatan Gudang Material dan Alat	m ²	120,00	1.170,384	140.446.023
1.4.2	Papan Nama Proyek dan Peringatan	buah	4,00	250,164	1.000.656
1.8.1	Pengujian Laboratorium dan Bahan	Ls	1,00	6.500,000	6.500,000
1.15	Administrasi dan Dokumentasi	Ls	1,00	10.000,000	10.000,000
1.16	Kesehatan dan Keselamatan Kerja	Ls	1,00	90.000,000	90.000,000
1.19	Mobilisasi & Demobilisasi	Ls	1,00	136.400,000	136.400,000
	Jumlah Pekerjaan Divisi 1				567.682.521
	DIVISI 3. PEKERJAAN TANAH				
3.1 (1)	Galian Tanah	m ³	628,00	18,274	11.475.847
3.2 (1)	Timbunan Tanah	m ³	762,86	18,274	13.940.368
	Jumlah Pekerjaan Divisi 3				25.416.215
	DIVISI 5. PEKERJAAN TANAH DAN GEOSINTETIK				
5.1 (1)	Lapis Fondasi Agregat Kelas A	m ³	16,00	580,386	9.286.173
	Lapis Fondasi Agregat Kelas B	m ³	38,04	580,386	22.078.747
	Jumlah Pekerjaan Divisi 5				31.364.921
	DIVISI 6. PERKERASAN ASPAL				
6.1 (1)	Lapis Resap Pengikat-Aspal Emulsi (Prime Coat)	liter	40,00	12,933	517,325
6.1 (2a)	Lapis Resap Perekat-Aspal Emulsi (Take Coat)	liter	745,84	13,683	10.205.448
6.3 (5a)	Laston Lapis Atas (A-C-WC)	ton	68,62	1.215,757	83.421.961
6.3 (6a)	Laston Lapis Antara (A-C-BC)	ton	12,80	1.215,297	15.555.802
6.2 (7a)	Laston Lapis Dasar (A-C-Base)	ton	9,60	1.210,571	11.621.479
	Jumlah Pekerjaan Divisi 6				121.322.015
	DIVISI 7. STRUKTUR				
	Beton f'c = 10 Mpa(K-100)	m ³	63,40	988,691	62.686.005
	Beton f'c = 20 Mpa(K-200)	m ³	24,36	1.357,225	33.062.001
	Beton f'c = 30 Mpa(K-350)	m ³	1649,15	1.423,584	2.347.702.384
	PC I Girder L=40,6; H=2,10; CTC=1,85 m terpasang + diafragma, deckplat, elastomer	buah	12,00	407.062,346	4.884.748.156
	Baja Tulangan Polos Ø6	kg	1302,06	17,289	22.511.375
7.2(1c)	Baja Tulangan Ulir D. 10	kg	3505,78	18,877	66.177.319
7.3	Baja Tulangan Ulir D. 13	kg	119628,23	18,877	2.258.178.069
7.3	Baja Tulangan Ulir D. 16	kg	10447,29	18,877	197.209.648
7.3	Baja Tulangan Ulir D. 19	kg	17981,50	18,877	339.430.157
7.3	Baja Tulangan Ulir D. 22	kg	22691,83	18,877	428.345.323
7.3	Baja Tulangan Ulir D. 25	kg	49882,98	18,877	941.622.654
7.11(1a)	Baja Tulangan Ulir D. 32	kg	9029,54	18,877	170.447.303
7.14	Sambungan Sinar Muai Tipe <i>Asphaltic Plug, Fixed</i>	m ²	22,00	1.683,688	37.041.135
	Papan Nama Jembatan	buah	2,00	250,164	500.328
	Bekisting	m ²	1352,15	365,126	493.704.568
	Jumlah Pekerjaan Divisi 7				12.283.366.426
	Total				13.029.152.097

Gambar 4. 83 Rencana Anggaran Biaya (RAB)

Sumber: Penyusun, 2025

4.5. Penjadwalan

Proses perencanaan penjadwalan pada redesign jembatan Tawang Ngalang Segmen IV disusun memakai *software Microsoft Project* dengan durasi 47 minggu, seperti gambar 4.86 sebagai berikut:



Gambar 4. 84 Perencanaan Penjadwalan
Sumber: Penyusun, 2025

4.6. Integrasi BIM 5D dengan Naviswork Manage

Dalam mengintegrasikan desain 3D dan penjadwalan (*Microsoft Project*) dilakukan melalui *software Naviswork Manage 2024*. Tahapan yang harus dilalui untuk menggabungkan desain dengan jadwal adalah sebagai berikut:

- Menyiapkan file revit desain
- Menyiapkan file *Microsoft Project* untuk penjadwalan konstruksi
- *Install converter* revit ke nwc yang dapat di *download* pada google sesuai versi revit
- Pada revit klik menu *file* → *export* → *NWC* → simpan file nwc pada folder
- Buka aplikasi *Navisworks Manage* → Open file yang telah disimpan sebelumnya → OK
- Klik data source → add → *Microsoft Project* → pilih file *Microsoft Project* yang sudah disiapkan → *open* → *refresh* → *all data sources* → klik tab *task*
- Klik bagian pada gambar 3D (contoh PCI girder) → sesuaikan nama pada *task* kemudian klik pada *attached* → *attach* → *attach current selection* → *task type*

