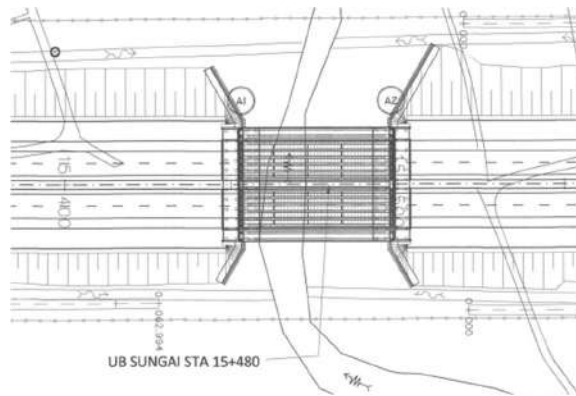


BAB IV

HASIL DAN PEMBAHASAN

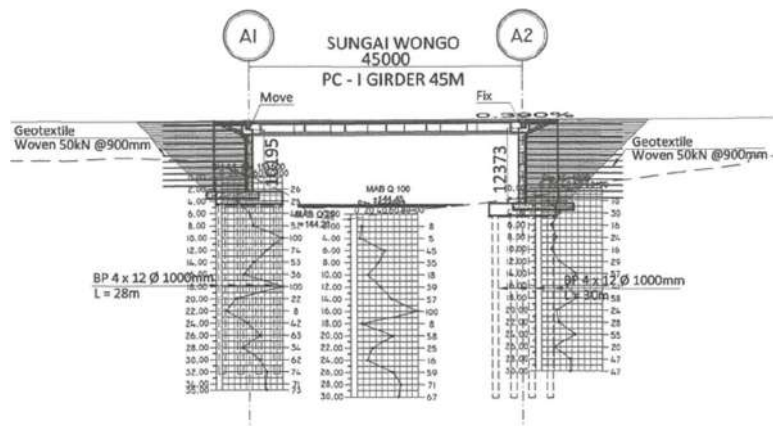
4.1 Pengumpulan Data

1. Data Topografi



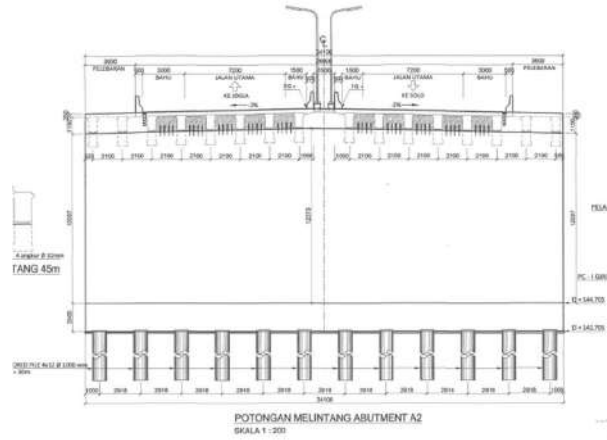
Gambar 4. 1 Siteplan Jembatan Sungai Wongo (STA 15+480)

(Sumber : DED Proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480)



Gambar 4. 2 Tampak Memanjang Jembatan Sungai Wongo STA 15+480

(Sumber : DED Proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480)

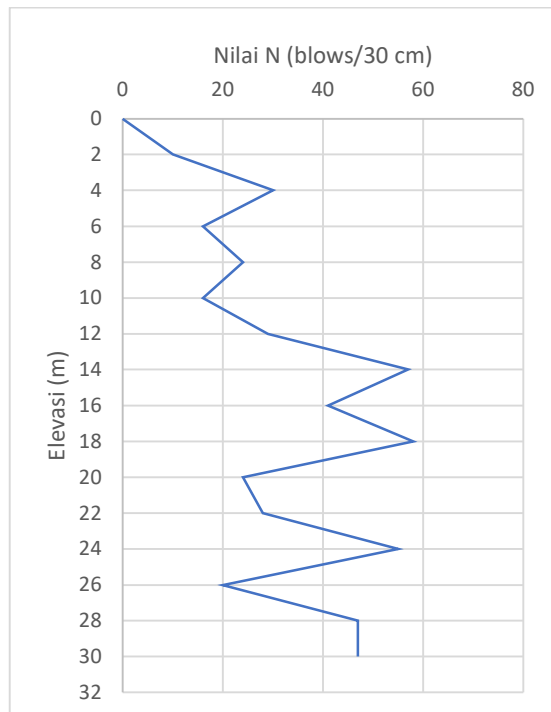


Gambar 4. 3 Potongan Melintang Jembatan Sungai Wongo

Sumber : DED Proyek Jembatan Sungai Wongo (STA 15+480)

2. Data Tanah

Data tanah berupa data hasil pengujian N-SPT di Proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480 Tol Solo-Yogyakarta.



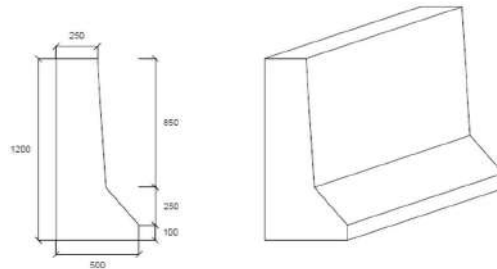
Gambar 4. 4 Data Pengujian SPT

(Sumber : DED Proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480)

4.2 Analisis Struktur

4.2.1 Parapet

A. Perencanaan Desain



Gambar 4. 5 Desain Parapet

Tinggi parapet	$h_p = 1,2 \text{ m} = 1200 \text{ mm}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Berat jenis beton	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Selimut beton	$s = 50 \text{ mm}$
Tebal efektif	$d = 200 \text{ mm}$

B. Pembebanan

1. Beban Sendiri (MS)

Luas Parapet	$A_p = 0,43 \text{ m}^2$
Panjang yang ditinjau	$b = 1,0 \text{ m}$
Berat jenis beton	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Beban Parapet	$W_p = A_p \times b \times \gamma_c$ $= 0,43 \times 1,0 \times 25$ $= 10,75 \text{ kN}$

2. Beban akibat tumbukan kendaraan (TC)

Disebabkan lokasi Jembatan Sungai Wongo berada pada Jalan Bebas Hambatan, maka parapet direncanakan memiliki kriteria kinerja 4 (SNI 1725:2016). Beban yang bekerja diasumsikan tegak lurus terhadap parapet dengan jarak tinggi parapet yang direncanakan. Beban akibat tumbukan yang bekerja terhadap parapet adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Jenis Kendaraan} &= \text{Truk pickup} \\
 \text{Beban} &= 20 \text{ kN (Pasal 11.2 SNI 1725:2016)} \\
 \text{Faktor beban} &= 1,0 \\
 \text{Momen} &= 1,0 \times W \times h_p \\
 &= 1,0 \times 20 \text{ kN} \times 1,2 \text{ m} \\
 &= 24 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

C. Perhitungan tulangan parapet

$$\text{Faktor reduksi lentur, } \phi = 0,9$$

Momen nominal

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{24 \text{ kN}}{0,9} = 26,67 \text{ kNm}$$

Faktor nominal tahanan

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{26,7 \times 10^6}{1000 \times 200^2} = 0,667 \text{ N/mm}^2$$

Pembatasan nilai ρ

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{f_y}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,84 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{420}{600 + 420} \\
 &= 0,03
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,0225$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,4706$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \\ &= \frac{1}{16,4706} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,4706 \times 0,667}{420}} \\ &= 0,0016 \end{aligned}$$

Kontrol nilai ρ

$$\rho_{min} \leq \rho \leq \rho_{max}$$

$$0,0033 \leq 0,0016 \leq 0,0228$$

Dipakai nilai $\rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 1000 \times 200 = 666,7 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur yang digunakan **D16-150** ($A_s = 1339,733 \text{ mm}^2$)

Kontrol luas tulangan (A_s)

$$A_{sp} > A_s = 1339,733 \text{ mm}^2 > 666,7 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Tulangan bagi

Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 666,7 = 333,33 \text{ mm}^2$$

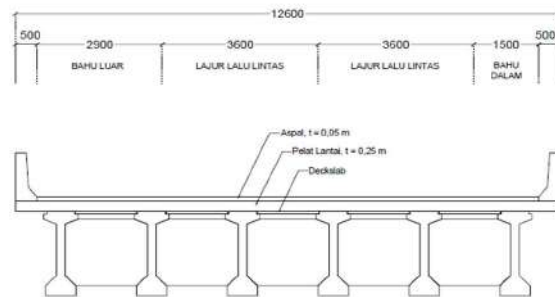
Tulangan bagi yang digunakan **14D13** ($A_s = 1858,252 \text{ mm}^2$)

Kontrol luas tulangan (A_s)

$$A_{sp} > A_s = 1858,252 \text{ mm}^2 > 666,7 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

4.2.2 Pelat Lantai

A. Perencanaan Desain



Gambar 4. 6 Desain Rencana Pelat Lantai

Panjang bentang $L_b = 46 \text{ m}$

Lebar Pelat Lantai $w_s = 12,6 \text{ m}$

Tebal Pelat Lantai $h_s = 0,25 \text{ m}$

Tebal Aspal + Overlay $h_a = 0,05 \text{ m}$

Tebal minimum pelat lantai

Berdasarkan RSNI T-12-2004, ketebalan minimum pelat lantai sebagai lantai jembatan harus memenuhi kedua persyaratan berikut :

$$(1) \quad t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm}$$

$$(2) \quad t_s \geq (100 + 40l) \text{ mm}$$

$$250 \text{ mm} \geq 184 \text{ mm}$$

Pelat lantai telah memenuhi persyaratan ketebalan maksimum dan minimum, sehingga pelat lantai yang direncanakan dapat menggunakan ketebalan 250 mm.

B. Pembebanan pada pelat lantai

1. Berat Sendiri (MS)

Pelat Lantai

Lebar yang ditinjau	b	$= 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Tebal Pelat	t_s	$= 0,25 \text{ m} = 250 \text{ mm}$
Berat jenis beton	γ_c	$= 25 \text{ kN/m}^3$
Beban Pelat Lantai	W_s	$= b \times s \times \gamma_c$ $= 1 \times 0,25 \times 25$ $= 6,25 \text{ kN/m}$

2. Berat Mati Tambahan (MA)

Parapet

Lebar pelat yang ditinjau	b	$= 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Luas parapet	A_b	$= 0,43 \text{ m}^2$
Berat jenis beton	γ_c	$= 25 \text{ kN/m}^3$
Beban Parapet	W_b	$= b \times A_b \times \gamma_c$ $= 1 \times 0,43 \times 25$ $= 10,75 \text{ kN}$

Aspal + *Overlay*

Lebar pelat yang ditinjau	b	$= 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Tinggi Aspal	h	$= 0,05 \text{ m} = 500 \text{ mm}$
Berat jenis aspal	γ_a	$= 22 \text{ kN/m}^3$
Beban Aspal	W_a	$= b \times h \times \gamma_a$ $= 1 \times 0,05 \times 22$ $= 1,1 \text{ kN/m}$

Air Hujan

Lebar pelat yang ditinjau	b	$= 1 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$
Tinggi air hujan	h	$= 0,05 \text{ m} = 500 \text{ mm}$
Berat jenis air hujan	γ_h	$= 9,81 \text{ kN/m}^3$
Beban Aspal	W_h	$= b \times h \times \gamma_h$ $= 1 \times 0,05 \times 9,81$ $= 0,49 \text{ kN/m}$

3. Beban Truk

Beban Truk ditinjau sebagai beban hidup yang bekerja terhadap pelat lantai. Besaran nilai beban truk diambil dari beban roda ganda yang memiliki nilai terbesar

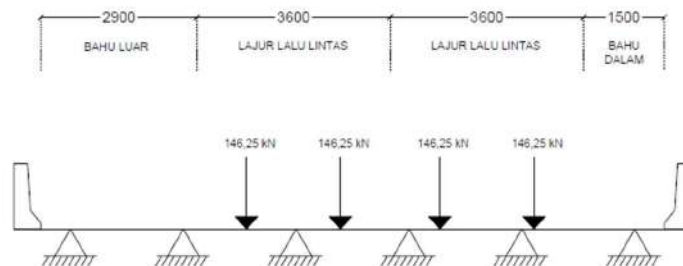
$$\text{Beban roda ganda } (P_1) = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis} = 0,3$$

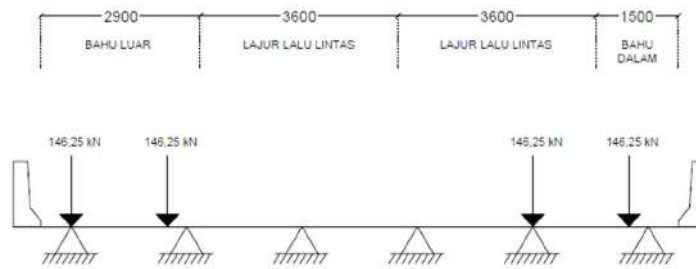
$$\begin{aligned} \text{Beban truk } (P_T) &= (1 + DLA) \times P_1 \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \text{ kN} \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Truk direncanakan berada pada posisi dengan berbagai kondisi sebagai berikut :

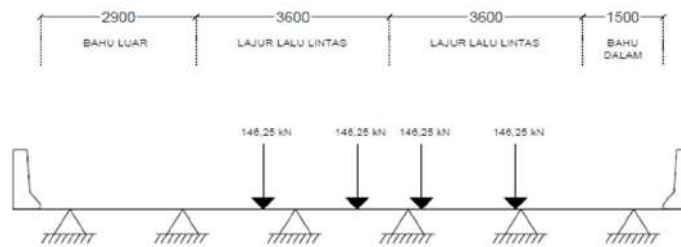
- Kondisi 1 = Truk diposisikan mengisi masing-masing lajur lalu lintas
- Kondisi 2 = Truk berada di bahu dengan posisi salah satu roda berada tepat diatas as gelagar
- Kondisi 3 = Truk saling berdekatan dengan jarak antar roda sebesar 1200 mm
- Kondisi 4 = Truk mengisi masing-masing lajur dengan posisi salah satu roda berada tepat diatas as gelagar
- Kondisi 5 = Truk berada di lajur dengan salah satu roda berada di antara bentang gelagar



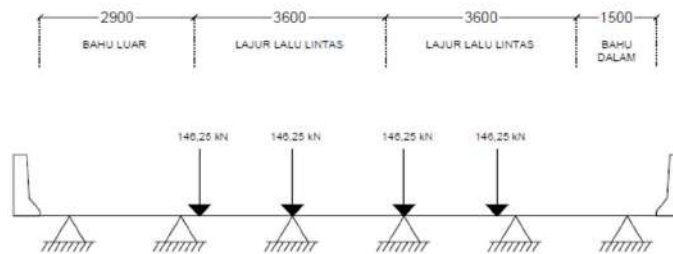
Gambar 4. 7 Pembebanan Truk Kondisi 1



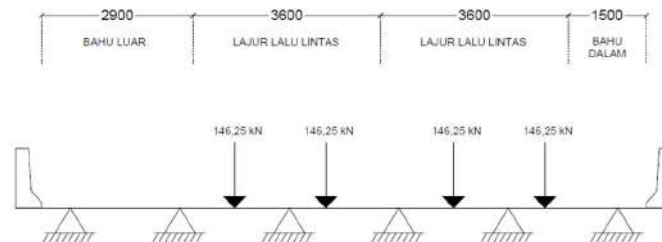
Gambar 4. 8 Pembebanan Truk Kondisi 2



Gambar 4. 9 Pembebanan Truk Kondisi 3



Gambar 4. 10 Pembebanan Truk Kondisi 4



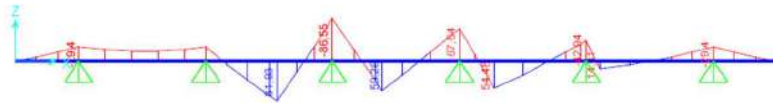
Gambar 4. 11 Pembebanan Truk Kondisi 5

C. Perhitungan Momen

Setelah dihitung pembebanan pada pelat lantai, selanjutnya dapat dicari nilai momen terbesar dari reaksi pelat lantai. Pelat lantai di asumsikan sebagai balok menerus diatas beberapa girder sebagai tumpuannya, sehingga dalam mencari nilai momen dibantu dengan perhitungan menggunakan SAP 2000

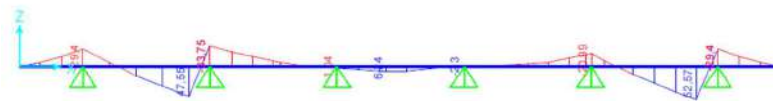
Kombinasi pembebanan untuk pelat lantai dapat mengacu pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/ M/ BM/ 2021 menggunakan Kombinasi Kuat I. Bentuk pemodelan untuk masing-masing kondisi pembebanan diuraikan sebagai berikut.

Momen akibat kombinasi pembebanan kondisi 1



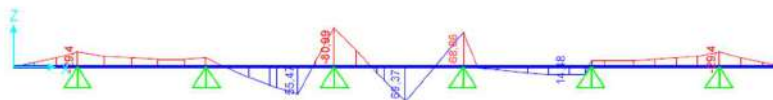
Gambar 4. 12 Momen Pembebanan Kondisi 1

Momen akibat kombinasi pembebanan kondisi 2



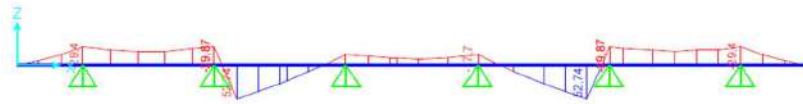
Gambar 4. 13 Momen Pembebanan Kondisi 2

Momen akibat kombinasi pembebanan kondisi 3



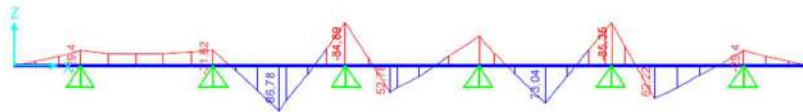
Gambar 4. 14 Momen Pembebanan Kondisi 3

Momen akibat kombinasi pembebanan kondisi 4



Gambar 4. 15 Momen Pembebanan Kondisi 4

Momen akibat kombinasi pembebanan kondisi 5



Gambar 4. 16 Momen Pembebanan Kondisi 5

Dari hasil analisis yang didapat dengan menggunakan *software* SAP2000, didapatkan nilai momen tumpuan dan lapangan masing-masing kondisi pembebanan.

Tabel 4. 1 Nilai Momen Kondisi Pembebanan

(Sumber : Penulis, 2024)

Pembebanan	Momen Tumpuan (kNm)	Momen Lapangan (kNm)
Kondisi 1	86,547	81,928
Kondisi 2	33,754	52,574
Kondisi 3	80,994	69,372
Kondisi 4	29,866	52,737
Kondisi 5	85,351	86,781

Dari berbagai kondisi pembebanan yang dianalisis, didapatkan nilai Momen lapangan lebih besar dari momen tumpuan. Sehingga dalam perencanaan penulangan pelat digunakan nilai momen lapangan sebesar 86,781 kNm

D. Perhitungan pembesian

Tulangan lentur

Momen rencana	$M_u = 86,781 \text{ kNm}$
Lebar pelat lantai yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
Tebal pelat lantai	$h = 250 \text{ mm}$
Selimut beton	$s = 50 \text{ mm}$
Tebal efektif	$d_e = 200 \text{ mm}$
Inersia pelat lantai	$I_g = \frac{1}{12} \times 1 \times 0,25^3$ $= 0,0013 \text{ m}^4$
Titik berat	$y_t = 125 \text{ mm}$
Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	$\beta_1 = 0,85$
Mutu baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Faktor reduksi lentur	$\phi_f = 0,9$
Direncanakan menggunakan tulangan lentur	
Diameter tulangan	$D = 16 \text{ mm}$
Jarak antar tulangan	$s = 100 \text{ mm}$
Luas tulangan	

$$A_{s_{req}} = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot (0,85d_e)} = \frac{86,781}{0,9 \cdot 420 \cdot (0,85 \cdot 200)} = 1350,467 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang dipakai

$$A_{s_{use}} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times b}{s} = \frac{1/4 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{100} = 2010,619 \text{ mm}^2$$

Tinggi blok tekan ekivalen

$$a = \frac{A_{s_{use}} \cdot f_y}{0,85 f_c \cdot b} = \frac{2010,619 \times 420}{0,85 \times 30 \times 1000} = 33,116 \text{ mm}$$

Momen nominal

$$M_n = A_{s_{use}} \cdot f_y \cdot \left(d_e - \frac{a}{2}\right)$$

$$= 2010,619 \times 420 \times \left(200 - \frac{33,116}{2}\right)$$

$$= 154,909 \text{ kNm}$$

Jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral

$$c = \frac{a}{\beta_1} = \frac{33,116}{0,85} = 38,960 \text{ mm}$$

Regangan ultimit beton

$$\varepsilon_c = 0,03$$

Cek regangan baja

$$\varepsilon_s = \left(\frac{d_e - c}{c}\right) \varepsilon_c = \left(\frac{200 - 38,960}{38,960}\right) \times 0,03 = 0,012$$

$$\varepsilon_s > 0,005$$

$$0,012 > 0,005$$

Karena regangan baja memiliki nilai lebih dari 0,005, maka digunakan nilai faktor reduksi lentur sebesar 0,9

$$\text{Momen tahanan, } M_r = \phi f \cdot M_n = 0,9 \times 154,909 = 139,418 \text{ kNm}$$

Tegangan retak beton

$$f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f_c} = 3,451$$

Variabel faktor retak lentur

$$\gamma_1 = 1,6$$

$$\gamma_3 = 0,75$$

Momen retak penampang

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot \left(d_e - \frac{I_g}{y_t}\right)$$

$$= 0,75 \times 1,6 \times \left(200 - \frac{0,0013}{0,125}\right)$$

$$= 43,133 \text{ kNm}$$

Syarat tulangan minimum

$$(1) 1,33 \cdot M_u = 115,419 \text{ kNm}$$

$$(2) 1,2 \cdot M_{cr} = 51,760 \text{ kNm}$$

Dipakai nilai $1,2 \cdot M_{cr} = 51,760 \text{ kNm}$

Cek tulangan minimum

$$M_r \geq 1,2 \cdot M_{cr}$$

$$139,418 \text{ kNm} \geq 51,760 \text{ kNm (Oke)}$$

Sehingga tulangan lentur pelat lantai dapat menggunakan D16-100.

Tulangan pembagi

Tulangan pembagi merupakan tulangan pelat yang searah lajur lalu lintas atau biasa disebut juga tulangan susut.

$$\frac{110}{\sqrt{S}} \leq 67\% = \frac{110}{\sqrt{2,1}} \leq 67\%$$

Keterangan : S = Jarak antar gelagar

$$75,91\% > 67\%$$

Maka luas tulangan bagi dapat digunakan persentase 67%

$$A_s = 67\% \times A_{s_{req}} = 67\% \times 1350,467 = 904,813 \text{ mm}^2$$

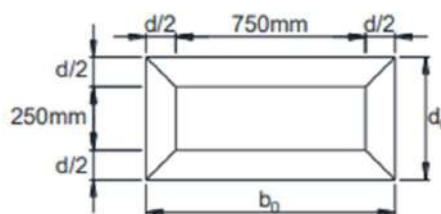
Tulangan bagi yang digunakan D16-150 ($A_s = 1340,413 \text{ mm}^2$)

Cek tulangan bagi

$$A_{s_{use}} > A_s$$

$$1340,413 \text{ mm}^2 > 904,813 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

E. Kontrol *Punching Shear*



Gambar 4. 17 Bidang Kontak Beban Truk

Dimensi bidang kontak

$$P = 750 \text{ mm} \quad L = 250 \text{ mm}$$

Tebal aspal

$$t_a = 100 \text{ mm}$$

Tinggi efektif plat

$$d_e = 200 \text{ mm}$$

Dimensi penampang kritis

$$b_o = P + d_e = 950 \text{ mm}$$

	$d_o = L + d_e = 450 \text{ mm}$
Rasio panjang terhadap lebar	$\beta c = \frac{b_o}{d_o} = \frac{950 \text{ mm}}{450 \text{ mm}} = 2,11$
Keliling geser kritis	$U = 2 (b_o + d_o)$ $= 2 (950 \text{ mm} + 450 \text{ mm})$ $= 2800 \text{ mm}$
Faktor reduksi geser	$\phi v = 0,9$
Faktor beban	1,8

Beban truk	$P_T = 112,5 \text{ kN}$
Faktor pembebanan dinamis	$FBD = 0,3$
Gaya geser terfaktor	

$$\begin{aligned}
 Vu &= 1,8 \times (1 + FBD) \times TT \\
 &= 1,8 \times (1 + 0,3) \times 112,5 \\
 &= 263,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kuat geser nominal pelat

$$\begin{aligned}
 Vn &= \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta c} \right) \times \sqrt{f'c'} \times U \times de \\
 &= \left(0,17 + \frac{0,33}{1,77} \right) \times \sqrt{30} \times 2800 \times 200 \\
 &= 1000,89 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat geser nominal

$$\begin{aligned}
 Vn \text{ maks} &= 0,33 \sqrt{f'c'} \times U \times de \\
 &= 0,33 \sqrt{30} \times 2800 \times 200 \\
 &= 1012,19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Syarat geser nominal

$$Vn \leq Vn \text{ maks}$$

$$1000,89 \text{ kN} \leq 1012,19 \text{ kN} \quad (\text{Oke})$$

Nilai geser pelat yang digunakan

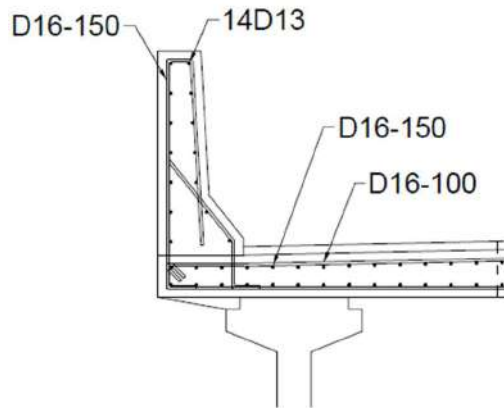
$$V_n = 1000,89 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi_v \times V_n = 0,9 \times 1000,89 = 900,80 \text{ kN}$$

Kontrol terhadap geser yang bekerja

$$V_u \leq V_r$$

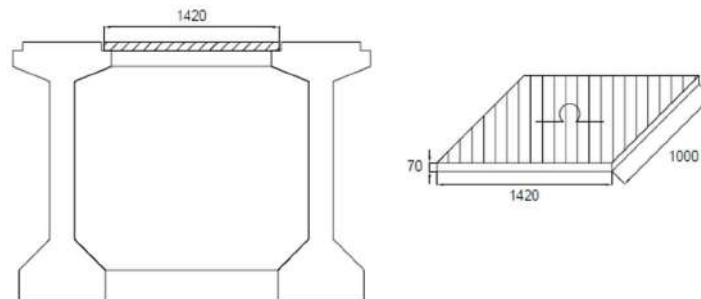
$$263,25 \text{ kN} \leq 900,80 \text{ kN} \quad (\text{Oke})$$



Gambar 4. 18 Desain Tulangan Parapet dan Pelat Lantai

4.2.3 Deckslab

A. Perencanaan Desain



Gambar 4. 19 Desain Deckslab

Panjang pelat dek	l_{ds}	= 1420 mm
Lebar pelat dek	b_{ds}	= 1000 mm
Tebal pelat dek	t_{ds}	= 70 mm
Tebal selimut beton	s	= 25 mm
Tebal efektif	d	= 45 mm
Mutu beton	f'_c	= 30 MPa
Mutu baja tulangan	f_y	= 280 MPa
Berat jenis beton	γ_c	= 25 kN/m ³

B. Pembebanan *Decks*lab

Beban Mati

a. Berat Sendiri (MS)

- Berat *Decks*lab

$$W_d = b_{ds} \times t_d \times \gamma_c = 1,00 \times 0,07 \times 25 = 1,75 \text{ kN/m}$$

- Berat Pelat Lantai

$$W_s = b_{ds} \times t_s \times \gamma_c = 1,00 \times 0,25 \times 25 = 6,25 \text{ kN/m}$$

b. Berat Mati Tambahan (MA)

- Berat Aspal + *overlay*

$$Q_{as} = b_{ds} \times t_a \times \gamma_a = 1,00 \times 0,05 \times 22 = 1,1 \text{ kN/m}$$

- Berat akibat genangan air

$$Q_h = b_{ds} \times t_h \times \gamma_h = 1,00 \times 0,05 \times 9,8 = 0,49 \text{ kN/m}$$

c. Beban Hidup (LL)

Berat pekerja + peralatan kerja diasumsikan memiliki beban sebesar 100 kg/m² atau 0,98 kN/m²

$$Q_L = W_L \times b_{ds} = 0,98 \times 1,00 = 0,98 \text{ kN/m}$$

Hitung total beban yang bekerja pada deckslab dan momen akibat keadaan ultimit

$$\begin{aligned} Q_u &= 1,2MS + 1,3MS + 2,0MA + 1,6LL \\ &= 1,2 \times 1,75 + 1,3 \times 6,25 + 2,0 \times 1,59 + 1,6 \times 0,98 \\ &= 14,973 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$Mu = 1/8 \times Qu \times L^2 = 1/8 \times 14,973 \times 1,42^2 = 3,774 \text{ kNm}$$

C. Perhitungan Penulangan

$$\text{Faktor reduksi lentur} \quad \phi = 0,9$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton} \quad \beta_1 = 0,85$$

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{3,774 \text{ kNm}}{0,9} = 4,193 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{4,193 \times 10^6}{1000 \times 45^2} = 2,071 \text{ N/mm}^2$$

Pembatasan nilai ρ

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{280} \times \frac{600}{600 + 280} \\ &= 0,053 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,053 = 0,039$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{280} = 0,005$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{280}{0,85 \times 30} = 10,98$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \\ &= \frac{1}{10,98} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 10,98 \times 2,071}{280}} \\ &= 0,0077 \end{aligned}$$

Cek nilai ρ

$$\rho_{\min} \leq \rho \leq \rho_{\max}$$

$$0,005 \leq 0,0077 \leq 0,039$$

Dipakai nilai $\rho = 0,0077$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0077 \times 1000 \times 45 = 347,535 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur yang digunakan Ø8-125 ($A_s = 402,124 \text{ mm}^2$)

Kontrol luas Tulangan Lentur

$$A_s' > A_s = 402,124 \text{ mm}^2 > 347,535 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Tulangan bagi

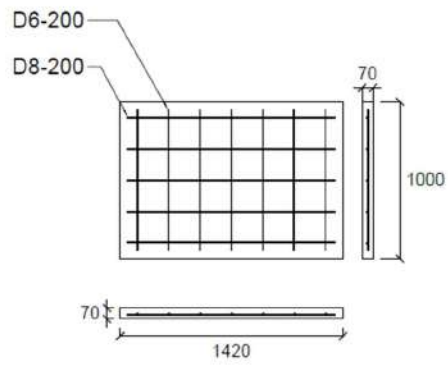
Luas tulangan bagi yang diperlukan

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 347,535 = 173,768 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi yang digunakan Ø6-150 ($A_s = 188,4 \text{ mm}^2$)

Kontrol luas Tulangan Bagi

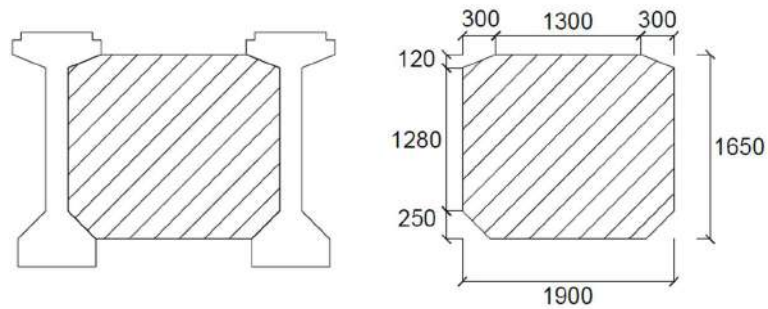
$$A_s' > A_s = 188,4 \text{ mm}^2 > 173,768 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$



Gambar 4. 20 Desain Tulangan Deckslab

4.2.4 Diafragma

A. Perencanaan Desain



Gambar 4. 21 Desain Diafragma

Lebar diafragma	$b = 1900 \text{ mm}$
Tinggi diafragma	$h = 1650 \text{ mm}$
Tebal diafragma	$t = 200 \text{ mm}$
Selimut beton	$s = 50 \text{ mm}$
Tinggi efektif	$d = h - s = 1650 - 50 = 1600 \text{ mm}$
Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Berat jenis beton	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$

B. Pembebanan

Pembebanan terhadap diafragma hanya berupa beban diafragma sendiri

$$Q_d = h_d \times t_d \times \gamma_c = 1,65 \times 0,2 \times 25 = 8,25 \text{ kN/m}$$

$$Q_u = 1,3 \times W_d = 1,3 \times 8,25 = 10,725 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 1/12 \times Q_u \times L^2 = 1/12 \times 10,725 \times 1,90^2 = 3,226 \text{ kNm}$$

C. Perhitungan Penulangan

$$\text{Faktor reduksi lentur, } \phi = 0,9$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,85$$

Momen nominal rencana

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3,226 \text{ kN}}{0,9} = 3,585 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{3,585 \times 10^6}{200 \times 1600^2} = 0,007 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{f_y}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{420}{600 + 420} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,0225$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \\
 &= \frac{1}{16,471} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,007}{420}} \\
 &= 0,000017
 \end{aligned}$$

Didapat nilai $\rho = 0,000017 \leq \rho_{min} = 0,0033$, maka dipakai nilai $\rho = 0,0033$

Luas tulangan yang diperlukan

$$As = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 200 \times 1600 = 1066,667 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur yang dipakai adalah 6D16 ($As = 1206,37 \text{ mm}^2$)

Kontrol As

$$As' > As = 1206,37 \text{ mm}^2 > 1066,667 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

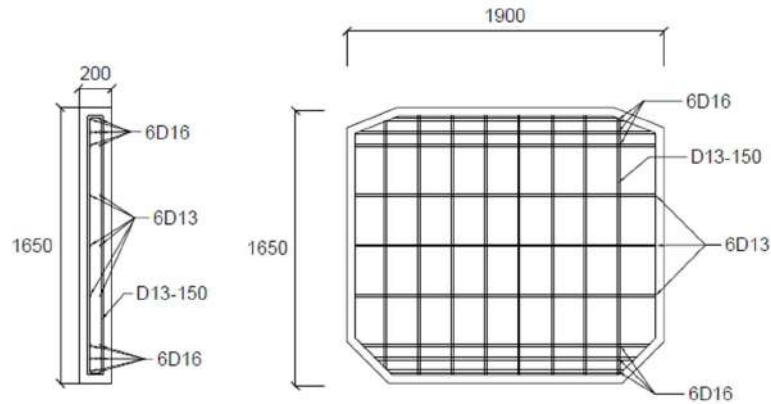
Berdasarkan SNI 1991 Pasal 3.16.12.2, Tulangan susut dapat dicari dengan menggunakan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 As_{st} &= 0,0018 \times b \times h \times 400 / fy \\
 &= 0,0018 \times 200 \times 1650 \times 400 / fy \\
 &= 565,714 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan susut yang dipakai adalah 6D13 ($As = 796,394 \text{ mm}^2$)

Kontrol luas tulangan

$$As_{st} > As = 796,394 \text{ mm}^2 > 565,714 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$



Gambar 4. 22 Desain Tulangan Diafragma

(Sumber : Penulis, 2024)

4.2.5 Gelagar

A. Persyaratan Desain Gelagar

Data-data umum pada gelagar yang didesain dengan rincian berikut

Bentang jembatan $L_b = 45,8 \text{ m}$

Tinggi minimal sistem dek $h_{\min} = 0,045L_b = 2,061 \text{ m}$

Menentukan tinggi gelagar desain

Tinggi gelagar adalah $h_g = 2,1 \text{ m}$

Syarat tinggi gelagar

$$\frac{1}{15}L_b > h_g > \frac{1}{30}L_b$$

$$3,053 \text{ m} > 2,1 \text{ m} > 1,527 \text{ m}$$

Dari persyaratan tinggi gelagar desain diatas serta tinggi minimal sistem dek dapat memenuhi sehingga tinggi gelagar dapat digunakan

Menentukan Jarak antar gelagar

Tinggi gelagar adalah $s_g = 2,1 \text{ m}$

Syarat jarak antar gelagar pada gelagar untuk tipe jembatan gelagar-pelat

$$1,1 \text{ m} < s_g < 4,9 \text{ m}$$

$$1,1 \text{ m} < 2,1 \text{ m} < 4,9 \text{ m}$$

Sehingga jarak antar gelagar sebesar $s_g = 2,1 \text{ m}$ dapat digunakan

Menentukan tebal pelat lantai

Tebal pelat lantai, $t_s = 0,25 \text{ m}$

Persyaratan tinggi sistem dek

$$h_g + t_s > h_{\min}$$

$$2,1 \text{ m} + 0,25 \text{ m} > 2,061 \text{ m}$$

$$2,35 \text{ m} > 2,061 \text{ m (Memenuhi)}$$

Sehingga untuk tinggi sistem dek (gelagar dan pelat lantai) desain dapat digunakan.

Data Gelagar

$$\text{Kuat tekan gelagar umur 28 hari} \quad f'_{cg} = 67 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan gelagar awal saat transfer} \quad f'_{cig} &= 0,8 \cdot f'_{cg} \\ &= 53,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas gelagar saat umur 28 hari} \quad E_{cg} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_{cg}} \\ &= 36406,044 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas gelagar saat transfer} \quad E_{cig} &= 4700 \cdot \sqrt{f'_{cig}} \\ &= 32562,56 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Data Pelat

$$\text{Kuat tekan beton pelat umur 28 hari} \quad f'_{cd} = 30 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton pelat saat pertama kali} \\ \text{dibebani} \quad f'_{cid} &= 30 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas pelat saat umur 28 hari} \quad E_{cd} &= 4700 \sqrt{f'_{cd}} \\ &= 27805,575 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas pelat saat transfer} \quad E_{cid} &= 4700 \sqrt{f'_{cid}} \\ &= 25742,96 \end{aligned}$$

Data Baja Prategang (strand)

$$\text{Diameter strand} \quad D_s = 15,2 \text{ mm}$$

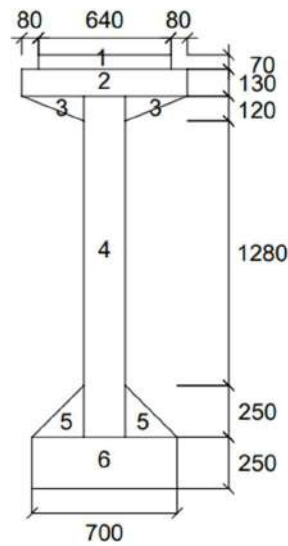
$$\text{Luas penampang strand} \quad A_{st} = 140 \text{ mm}^2$$

Tegangan putus strand	$f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$
Tegangan leleh strand	$f_{py} = 0,9f_{pu}$ $= 1674 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas strand	$E_{ps} = 197.000 \text{ MPa}$
Tegangan strand sebelum di transfer	$f_{pbt} = 0,75 \cdot f_{pu}$ $= 1395 \text{ MPa}$

Data Baja Tulangan

Tegangan leleh tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas tulangan	$E_s = 200000 \text{ MPa}$

Data Penampang Gelagar



Gambar 4. 23 Penampang Gelagar Non Komposit

Tabel 4. 2 Section Properties Gelagar Non Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang $g \text{ (m}^2\text{)}$	Jarak terhadap alas (m)	Statis momen (m^3)	Inersia Momen (m^4)	Inersia Momen (m^4)
	Lebar (m)	Tinggi (m)					
	b	h					
			A	y	$A \cdot y$	$A \cdot y^2$	I_o

1	0,64	0,07	0,0448	2,065	0,09251	0,1910	0,00018
2	0,80	0,13	0,104	1,965	0,20436	0,4016	0,00015
3	0,30	0,12	0,036	1,86	0,06696	0,1245	0,00003
4	0,20	1,65	0,33	1,075	0,35475	0,3814	0,07487
5	0,25	0,25	0,0625	0,333	0,02083	0,0069	0,00022
6	0,70	0,25	0,175	0,125	0,02188	0,0027	0,00091
Σ Total			0,7523			1,10819	0,07619

Tinggi gelagar

$$h_g = 2,1 \text{ m}$$

Luas penampang gelagar

$$A_g = 0,7523 \text{ m}^2$$

Jarak sumbu netral ke serat terbawah

$$y_b = \frac{\Sigma A \times y}{\Sigma A} = 1,012 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat teratas

$$y_t = h_g - y_b = 1,088 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas gelagar

$$I_b = \Sigma A \times y^2 + I_o = 1,1844 \text{ m}^4$$

Momen inersia gelagar

$$I_g = I_b - A \times y_b^2 = 0,414 \text{ m}^4$$

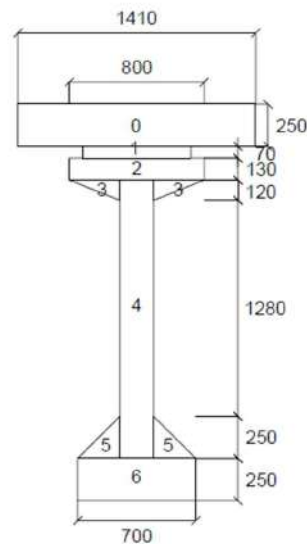
Modulus penampang atas gelagar

$$S_t = \frac{I_g}{y_a} = 0,3805 \text{ m}^3$$

Modulus penampang bawah gelagar

$$S_b = \frac{I_g}{y_b} = 0,4091 \text{ m}^3$$

Data Penampang Gelagar Komposit



Gambar 4. 24 Penampang Gelagar Komposit

(Sumber : Penulis, 2024)

Tabel 4. 3 Section Properties Gelagar Komposit

No	Dimensi		Luas Penampang (m ²)	Jarak terhadap alas (m)	Statis momen (m ³)	Inersia Momen (m ⁴)	Inersia Momen (m ⁴)
	Lebar (m)	Tinggi (m)					
	b	h		y	A*y	A*y ²	Io
0	1,41	0,25	0,351	2,225	0,782	1,739	0,00183
1	0,64	0,07	0,045	2,065	0,093	0,191	0,00018
2	0,80	0,13	0,104	1,965	0,204	0,402	0,00015
3	0,30	0,12	0,036	1,86	0,067	0,125	0,00003
4	0,20	1,65	0,330	1,075	0,355	0,381	0,07487
5	0,25	0,25	0,063	0,333	0,021	0,007	0,00022
6	0,70	0,25	0,175	0,125	0,022	0,003	0,00091
Σ Total			1,104		1,543	2,847	0,07802

Tinggi gelagar komposit

$$h_{cg} = h_g + t_s = 2,35 \text{ m}$$

Luas penampang gelagar komposit

$$A_{cg} = 1,104 \text{ m}^2$$

Rasio modulus elastisitas pelat
terhadap gelagar

$$n = \frac{E_{cg}}{E_{cd}} = 1,494$$

Lebar penampang plat efektif

$$b_{eff} = \frac{s_g}{n} = \frac{2,10}{1,49} = 1,41 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat terbawah

$$y_{bcg} = \frac{\sum A * y}{\sum A} = 1,398 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat teratas
gelagar komposit

$$y_{tcg} = h_g - y_{bcg} = 0,702 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat terbawah
pelat komposit

$$y_{bcd} = h_{cg} - y_{bcg} - t_s = 0,702 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat teratas
pelat komposit

$$y_{tcd} = h_{cg} - y_{bcg} = 0,952 \text{ m}$$

Momen inersia terhadap alas gelagar komposit	$I_{cb} = \Sigma A \times y^2 + I_o = 2,925 \text{ m}^4$
Momen inersia gelagar komposit	$I_{cg} = I_{cb} - A_{cg} \times y_{bcg}^2 = 0,768 \text{ m}^4$
Modulus penampang atas gelagar komposit	$S_{tcg} = \frac{I_{cg}}{y_{acg}} = 1,094 \text{ m}^3$
Modulus penampang bawah gelagar komposit	$S_{bcg} = \frac{I_{cg}}{y_{bcg}} = 0,549 \text{ m}^3$
Modulus penampang atas pelat komposit	$S_{tcd} = \frac{I_{cg}}{y_{acd}} = 0,807 \text{ m}^3$
Modulus penampang bawah pelat komposit	$S_{bcd} = \frac{I_{xc}}{y_{bcd}} = 1,094 \text{ m}^3$

B. Perhitungan Beban

1. Beban Sendiri

- Gelagar

Luas Penampang	A	$= 0,7523 \text{ m}^2$
Berat jenis	γ_c	$= 25 \text{ kN/m}^3$
Beban Gelagar	W_g	$= A \times \gamma_c$
		$= 0,7523 \times 25$
		$= 18,808 \text{ kN/m}$

- Pelat Lantai

Lebar tributari	w_s	$= 2,1 \text{ m}$
Tebal pelat	h	$= 0,25 \text{ m}$
Berat jenis	γ_c	$= 25 \text{ kN/m}^3$
Beban Plat Lantai	W_s	$= w_s \times h \times \gamma_c$
		$= 2,1 \times 0,25 \times 25$
		$= 13,125 \text{ kN/m}$

- Deckslab

Lebar deckslab	w_{ds}	$= 1,42 \text{ m}$
Tebal deckslab	t_{ds}	$= 0,07 \text{ m}$
Berat jenis	γ_c	$= 25 \text{ kN/m}^3$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Decks slab} \quad W_{ds} &= w_{ds} \times t_{ds} \times \gamma_c \\
 &= 1,42 \times 0,07 \times 25 \\
 &= 2,485 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Diafragma

$$\begin{aligned}
 \text{Luas diafragma tengah} \quad A_{dp} &= 3,037 \text{ m}^2 \\
 \text{Tebal diafragma tengah} \quad t_{dp} &= 0,2 \text{ m} \\
 \text{Jumlah diafragma tengah} \quad n_{dp} &= 5 \\
 \text{Berat jenis} \quad \gamma_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Beban Diafragma} \quad W_{dp} &= w_{ds} \times t_{ds} \times \gamma_c \\
 &= 1,42 \times 0,07 \times 25 \\
 &= 2,485 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 4 Nilai Gaya Dalam Beban Sendiri

Struktur	Beban (kN/m)	Geser (kN)	Momen (kNm)
Gelagar	18,808	430,692	4931,421
Pelat Lantai	13,125	300,563	3441,441
Decks slab	2,485	56,907	651,579
Diafragma	1,658	37,956	434,599

2. Beban Mati Tambahan (MA)

- Parapet

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total parapet} \quad W_t &= 10,75 \text{ kN/m} \\
 \text{Jumlah parapet} \quad n_b &= 2 \\
 \text{Jumlah gelagar} \quad n_g &= 5 \\
 \text{Beban Parapet} \quad W_b &= w_b \times n_b / n_g \\
 &= 10,75 \times 2 / 6 \\
 &= 3,583 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Aspal + overlay

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tributari} \quad w_a &= 2,1 \text{ m} \\
 \text{Tebal aspal} \quad h &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis} \quad \gamma_a &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Beban Aspal} \quad W_a &= w_a \times h \times \gamma_a \\
 &= 2,1 \times 0,05 \times 22 \\
 &= 2,31 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

- Air hujan

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar tributari} \quad w_h &= 2,1 \text{ m} \\
 \text{Tebal aspal} \quad h &= 0,05 \text{ m} \\
 \text{Berat jenis} \quad \gamma_h &= 9,81 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Beban Air hujan} \quad W_h &= w_h \times h \times \gamma_h \\
 &= 2,1 \times 0,05 \times 9,81 \\
 &= 1,03 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 5 Nilai Gaya Dalam Beban Mati Tambahan

Komponen Beban	Beban (kN/m)	Geser (kN)	Momen (kNm)
Parapet	3,583	82,058	939,568
Aspal	2,31	52,899	605,694
Air hujan	1,03	23,588	270,08

3. Beban Lalu lintas

- Beban lajur “D”

Beban lajur “D” terdiri dari BTR dan BGT. Bentang jembatan yang direncanakan 45,8 m, maka nilai BTR yang digunakan sesuai dengan SNI 1725:2016 adalah

$$q_{BTR} = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{L} \right) = 9 \times \left(0,5 + \frac{15}{45,8} \right) = 7,45 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{TD} = Q_{BTR} \times w_s = 7,45 \times 2,1 = 15,64 \text{ kN/m}$$

Berdasarkan SNI 1725:2016, besar intensitas untuk BGT sebesar 49 kN/m. Dalam perhitungannya Beban BGT perlu diperbesar dengan Faktor Beban Dinamis (FBD) akibat pengaruh beban dinamis pada kendaraan. Untuk bentang jembatan dengan kurang dari 50 m, maka nilai FBD yang dipakai sebesar 0,4 (SNI 1725:2016)

$$P_{TD} = (1 + FBD) \times q_{BGT} \times w_s = 144,06 \text{ kN}$$

Geser dan momen maksimum beban lajur "D"

$$V_{TD} = \frac{1}{2} \times Q_{TD} \times L_b + \frac{1}{2} \times P_{TD} = 430,185 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = \frac{1}{8} \times Q_{TD} \times L_b^2 + \frac{1}{4} \times P_{TD} \times L_b = 5750,362 \text{ kNm}$$

- Beban Rem

Jumlah lajur $nl = 2$ Lebar jalan $W_r = 7,2 \text{ m}$

Jumlah gelagar $ng = 6$ Berat gandar $W_t = 225 \text{ kN}$

Beban BTR disemua lajur

$$W_{BTR} = q \times w_r \times L_b = 7,45 \times 7,2 \times 45,8 = 2455,92 \text{ kN}$$

Beban rem diambil dengan nilai terbesar dari :

(1) 25% dari berat gandar truk desain

$$P_{TB} = 25\% \times \frac{nl \times W_t}{ng} = 18,75 \text{ kN}$$

(2) 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

$$P_{TB} = 5\% \times \left[\frac{P_T \times nl}{ng} + P_{BTR} \right] = 41,3 \text{ kN}$$

Dari hasil perhitungan diatas, diambil beban rem dengan nilai terbesar yakni sebesar 41,3 kN

Lengan momen terhadap titik berat gelagar komposit

$$y = h_{TB} + h_{as} + y_{acd} = 1,8 + 0,05 + 0,95 = 2,80 \text{ m}$$

Momen akibat beban rem

$$M_{TB} = P_{TB} \times y = 41,3 \times 2,80 = 115,74 \text{ kNm}$$

Momen maksimum akibat beban rem

$$M_{TB \text{ max}} = \frac{1}{2} \times M_{TB} = \frac{1}{2} \times 115,74 = 57,87 \text{ kNm}$$

Geser maksimum akibat beban rem

$$V_{TB} = \frac{M}{L_b} = \frac{115,74}{45,8} = 2,53 \text{ kN}$$

4. Beban akibat aksi lingkungan

- Beban angin pada struktur (EW_s)

Kecepatan angin pada ketinggian 10 m $V_{10} = 126 \text{ km/jam}$

di atas permukaan tanah atau di atas

permukaan air

Elevasi struktur dimana beban angin $Z = 12300 \text{ mm}$

dihitung

Berdasarkan SNI 1725:2016, untuk nilai V_0 dan Z_0 yang digunakan untuk daerah sub urban adalah :

Kecepatan gesekan angin $V_0 = 17,6 \text{ km/jam}$

Panjang gesekan di hulu jembatan $Z_0 = 1000 \text{ mm}$

Kecepatan angin rencana

$$V_{DZ} = 2,5 \times V_0 \times \left(\frac{V_{10}}{V_B} \right) \ln \left(\frac{Z}{Z_0} \right) = 110 \text{ km/jam}$$

Tekanan angin dasar untuk gelagar (P_B) = 0,0024 MPa

Tinggi gelagar $h_g = 2,1 \text{ m}$

Tinggi pelat $h_s = 0,25 \text{ m}$

Tinggi parapet $h_b = 1,2 \text{ m}$

Tinggi struktur (h) $h = h_g + h_s + h_b$
 $= 2,1 + 0,25 + 1,2$
 $= 3,55 \text{ m}$

Tekanan angin rencana

$$P_D = P_B \times \left(\frac{V_{DZ}}{V_B} \right)^2 = 0,0024 \times \left(\frac{110}{126} \right)^2 = 0,0018 \text{ MPa}$$

Beban angin pada gelagar

$$P_{EWS} = P_D \times h \times L_B = 0,0018 \times 3,55 \times 45,8 = 299,694 \text{ kN}$$

Total beban angin tidak boleh kurang dari 4,4 N/mm

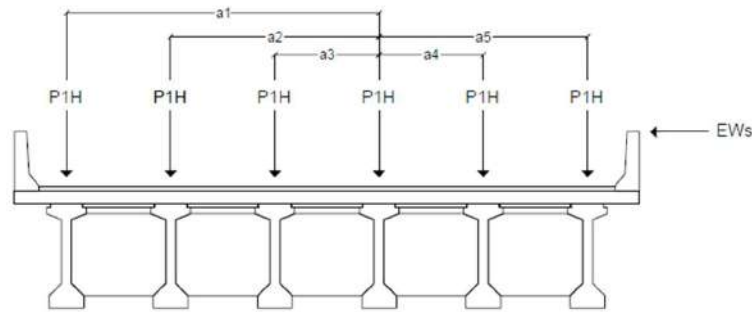
Gaya tekan angin per mm panjang jembatan

$$P_H = \frac{E_{WS}}{L_b} = \frac{299,694}{45,8} = 6,54 \text{ N/mm}$$

$$E_{WS} = P_H \times L_b = 6,54 \times 45800 = 299,694 \text{ kN}$$

Momen guling akibat gaya angin horizontal

$$M_{EWS} = \frac{1}{2} \times h \times E_{WS} = \frac{1}{2} \times 3,55 \times 299,694 = 531,96 \text{ kN}$$



Gambar 4. 25 Distribusi Beban Angin Struktur

Beban merata angin pada gelagar

$$W_{EWS} = \frac{P_{1H}}{L_b} = \frac{40}{45,8} = 0,873 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin struktur

$$V_{TD} = \frac{1}{2} \times W_{EWS} \times L_b = 20 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = \frac{1}{8} \times W_{EWS} \times L_b = 229 \text{ kNm}$$

- Beban angin pada kendaraan (EWL)

$$\text{Tekanan angin rencana} \quad T_{EWL} = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Titik tangkap} \quad h = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda} \quad x = 1,75 \text{ m}$$

Panjang bentang jembatan

$$Q_{EW} = \frac{T_{EWL} \times h}{x} = \frac{1,46 \times 1,8}{1,75} = 1,5 \text{ kN/m}$$

Gaya geser dan momen maksimum akibat beban angin pada kendaraan

$$V_{TD} = \frac{1}{2} \times Q_{EWL} \times L_b = 34,4 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = \frac{1}{8} \times Q_{BGT} \times L_b^2 = 393,757 \text{ kNm}$$

Setelah mencari nilai gaya geser dan momen pada beban yang tak terfaktor, dilanjutkan dengan perhitungan kombinasi sesuai dengan kebutuhan. Untuk perhitungan kombinasi pembebanan yang digunakan dalam Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan NO. 02 / M / BM / 2021 digunakan kombinasi Kuat I, Layan I, dan Layan III.

Tabel 4. 6 Rekapitulasi Nilai Gaya Geser dan Momen Maksimum

Beban	Kuat I		Layan I		Layan III	
	Geser (kN)	Momen (kN)	Geser (kN)	Momen (kN)	Geser (kN)	Momen (kN)
MS	1025,192	11738,452	826,117	9459,040	826,117	9459,040
MA	317,091	3630,691	158,545	1815,346	158,545	1815,346
TD	774,333	10350,651	430,185	5750,362	344,148	4600,289
TB	4,549	104,163	2,527	57,868	2,022	46,295
EWS	-	-	6,000	118,127	-	-
EWL	-	-	34,389	9459,040	-	-
Total	2121,165	25823,957	1457,763	1815,346	1330,832	15920,969

C. Perencanaan Tegangan Prategang Rencana dan Jumlah Tendon

Tegangan tarik pada sisi bawah gelagar akibat kombinasi beban layan III :

$$\begin{aligned}
 fbserv &= \frac{\sum M_{MS} \times yb}{I_g} + \frac{\sum M_{MA} \times ybcg}{I_{cg}} + \frac{\sum M_{LL} \times ybcg}{I_{cg}} \\
 &= \frac{9459,04 \times 1,012}{0,414} + \frac{1815,346 \times 1,4}{0,768} + \frac{4646,584 \times 1,4}{0,768} \\
 &= 34,882 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Tegangan izin saat kondisi beban layan

$$ftallowservis = 0,5 \times \sqrt{f'cg} = 0,5 \times \sqrt{67} = 4,093 \text{ MPa}$$

Tegangan prategang yang dibutuhkan pada bawah gelagar

$$fpb = fbserv - ftallowservis = 34,882 - 4,093 = 30,789 \text{ MPa}$$

Pusat gaya prategang diasumsikan berada pada 5-15% tinggi gelagar dari sisi bawah gelagar. Pada kasus ini, diambil jarak pusat gaya berada di 10% dari tinggi gelagar.

Eksentrisitas pada tengah bentang

$$ec = yb - ybs = 1,012 - (10\% \times 2,1) = 0,802 \text{ m}$$

Tegangan akibat gaya prategang efektif (P_e)

$$P_e = \frac{fpb \times Ag \times Sb}{Sb + ec \times Ag} = 9359,78 \text{ kN}$$

$$\text{Gaya prategang awal, } fpbt = 0,75 \cdot fpu = 0,75 \times 1860 = 1395 \text{ MPa}$$

Pada perhitungan ini, diasumsikan kehilangan gaya prategang sebesar 20% dan tegangan prategang awal adalah 0,75 fpu , sehingga prategang efektif adalah 55%

Gaya prategang akhir di tiap strand

$$\begin{aligned}
 Pe \text{ strand} &= Ast \times fpbt \times (1 - losses) \\
 &= 140 \times 1395 \times (1 - 0,20)
 \end{aligned}$$

$$= 156,24 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah strand yang diperlukan, } n_{s_{req}} = \frac{Pe}{Pe_{strand}} = \frac{9359,78}{156,24} = 59,906 \approx 60$$

$$\text{Jumlah strand yang digunakan } n_{s_{use}} = 69$$

$$\text{Jumlah tendon } n_{ps} = \frac{69}{19} = 3,632 \approx 4$$

Tabel 4. 7 Eksentrisitas dan Jarak Penampang Tendon di Tengah Bentang

Tendon	n _{st}	c	ec	Aps	Aps x c	Aps x ec
	bh	m	m	m ²	m ³	m ³
1	12	0,25	0,762	0,00168	0,00042	0,0013
2	19	0,11	0,902	0,00266	0,00029	0,0024
3	19	0,11	0,902	0,00266	0,00029	0,0024
4	19	0,11	0,902	0,00266	0,00029	0,0024
ΣTotal	69			0,00966	0,00129	0,0085

Eksentrisitas rata-rata tendon di tengah bentang

$$e_{mid} = \frac{\sum Aps \times ec}{\sum Aps} = \frac{0,0085}{0,00966} = 0,878 \text{ m}$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah di tengah bentang

$$y_{mid} = \frac{\sum Aps \times c}{\sum Aps \text{ total}} = \frac{0,00129}{0,00966} = 0,134 \text{ m}$$

Tabel 4. 8 Eksentrisitas dan Jarak Penampang Tendon di Tumpuan

Tendon	ns	ce	ep	Aps	Aps x ce	Aps x epe
	bh	m	m	m ²	m ³	m ³
Tendon 1	12	1,300	-0,788	0,00168	0,0030	-0,0013
Tendon 2	19	1,250	-0,238	0,00266	0,0033	-0,0006
Tendon 3	19	0,800	0,212	0,00266	0,0021	0,0006

Tendon 4	19	0,450	0,562	0,00266	0,0012	0,0015
Σ Total	69			0,00966	0,0097	0,0001

Eksentrisitas rata-rata tendon di tumpuan

$$e_{\text{end}} = \frac{\Sigma \text{Aps} \times e_{pe}}{\Sigma \text{Aps}} = \frac{0,0001}{0,00966} = 0,011 \text{ m}$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi terbawah di tumpuan

$$y_{\text{end}} = \frac{\Sigma \text{Aps} \times c}{\Sigma \text{Aps total}} = \frac{0,0097}{0,00966} = 1,001 \text{ m}$$

Letak dan trace tendon

Dalam menentukan letak tendon pada tiap sambungan dapat menggunakan persamaan berikut

$$Z_i = ce_i - 4ep_i \times \frac{X}{L^2} \times (L - X)$$

Posisi tendon 1 pada jarak 12 m dari ujung bentang

$$Z_{C1} = ce - 4ep \times \frac{X}{L^2} \times (L - X)$$

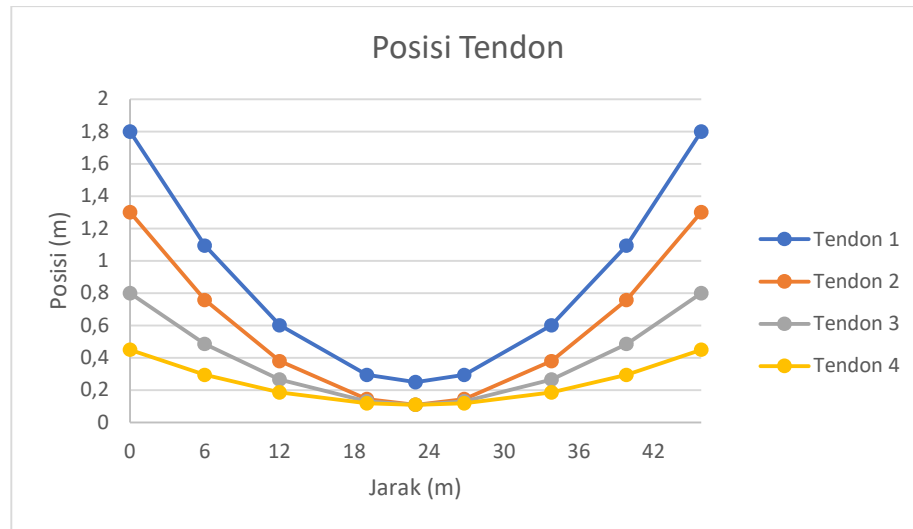
$$Z_{C1} = 1,8 - 4 \cdot (1,55) \cdot \frac{12}{45,8^2} \times (45,8 - 6)$$

$$Z_{C1} = 0,601 \text{ m}$$

Tabel 4. 9 Posisi Tendon Girder 45,8 m

Jarak	Posisi tendon			
X	C1	C2	C3	C4
0	1,8	1,3	0,8	0,45
6	1,094	0,758	0,486	0,295
12	0,601	0,38	0,266	0,187
19	0,295	0,145	0,13	0,12
22,9	0,25	0,11	0,11	0,11
26,8	0,295	0,145	0,13	0,12
33,8	0,601	0,38	0,266	0,187
39,8	1,094	0,758	0,486	0,295

45,8	1,8	1,3	0,8	0,45
------	-----	-----	-----	------



Gambar 4. 26 Lintasan Tendon PCI 45,8 m

D. Perhitungan kehilangan prategang

1. Perhitungan karakteristik penampang transformasi

Besarnya gaya kehilangan prategang jangka panjang dapat dihitung menggunakan *refined method*. Apabila perhitungan menggunakan *refined method*, maka karakteristik penampang ditentukan berdasarkan bentuk transformasi penampang.

a. Penampang gelagar transformasi dengan kondisi gelagar saat transfer

Rasio modulus elastisitas strand terhadap modulus elastisitas beton saat transfer

$$n_i = \frac{E_{ps}}{E_{ci}} = 5,73$$

Luas penampang tendon transformasi saat transfer

$$A_{psi} = (n_i - 1) \cdot A_{ps} = 0,046 \text{ m}^2$$

Jarak pusat penampang rata-rata tendon ke sisi bawah di tengah bentang

$$y_{mid} = 0,134 \text{ m}$$

Tabel 4. 10 Properties Gelagar Kondisi Transfer

	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$y_i \text{ (m)}$	$A_i \cdot y_i \text{ (m)}$	$Y_{cg} \text{ (m)}$	$A(y_i - y_{cg}) \text{ (m}^3\text{)}$	$I_o \text{ (m}^4\text{)}$
Gelagar	0,7523	1,012	0,7613	0,962	0,0019	0,414
Strand*	0,0456	0,134	0,0061	0,962	0,0312	
Total	0,7979		0,7674		0,0331	0,414

Catatan : *Strand ditransformasi menggunakan $(n_i - 1)$

Luas penampang transformasi $A_{gti} = 0,7979 \text{ m}^2$
gelagar saat transfer

Jarak sumbu netral ke serat bawah gelagar transformasi $y_{bti} = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$

$$= \frac{0,7674}{0,7979}$$

$$= 0,962 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat atas gelagar transformasi $y_{tti} = h_g - y_{bti}$

$$= 2,1 - 0,962$$

$$= 1,138 \text{ m}$$

Momen inersia penampang gelagar transformasi $I_{ti} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{cg})^2$

$$= 0,447 \text{ m}^4$$

Eksentrisitas tendon rata-rata gelagar transformasi di tengah bentang saat transfer $e_{ti} = y_{cg} - y_{mid}$

$$= 0,962 - 0,134$$

$$= 0,827 \text{ m}$$

Modulus penampang serat bawah penampang gelagar transformasi saat transfer $S_{bti} = \frac{I_{ti}}{y_{bti}} = \frac{0,447}{0,962} = 0,465 \text{ m}^3$

Modulus penampang serat atas penampang gelagar transformasi saat transfer $S_{tti} = \frac{I_{ti}}{y_{tti}} = \frac{0,447}{1,138} = 0,393 \text{ m}^3$

b. Penampang gelagar transformasi dengan kondisi gelagar saat final

Rasio modulus elastisitas tendon terhadap modulus elastisitas gelagar saat final

$$n_f = \frac{E_{ps}}{E_{cg}} = 5,12$$

Luas penampang tendon transformasi saat final

$$A_{pstf} = (n_f - 1) \cdot A_{ps} = 0,04 \text{ m}^2$$

Tabel 4. 11 Properties Gelagar Kondisi Final

	Ai (m²)	yi (m)	Ai.yi (m)	ycg (m)	A(yi-ycg)² (m³)	Io (m⁴)
Gelagar	0,7523	1,012	0,7613	0,968	0,0015	0,414
Strand*	0,0398	0,134	0,0053	0,968	0,0277	
Total	0,7921		0,7666		0,0291	0,414

Catatan : *Strand ditransformasi menggunakan $(n_i - 1)$

Luas penampang transformasi $A_{gtf} = 0,7921 \text{ m}^2$

gelagar saat transfer

Jarak sumbu netral ke serat bawah gelagar transformasi

$$y_{btf} = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$= \frac{0,7666}{0,7921}$$

$$= 0,968 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat atas gelagar transformasi

$$y_{ttf} = h_g - y_{bti}$$

$$= 2,1 - 0,968$$

$$= 1,132 \text{ m}$$

Momen inersia penampang gelagar transformasi

$$I_{tf} = \sum I_o + \sum A_i (y_i - y_{cg})^2$$

$$= 0,443 \text{ m}^4$$

Eksentrisitas tendon rata-rata gelagar transformasi di tengah bentang saat transfer

$$e_{tf} = y_{cg} - y_{mid}$$

$$= 0,968 - 0,134$$

$$= 0,834 \text{ m}$$

Modulus penampang serat bawah penampang gelagar transformasi saat transfer

$$S_{btf} = \frac{I_{tf}}{y_{btf}} = \frac{0,443}{0,968} = 0,458 \text{ m}^3$$

Modulus penampang serat atas
penampang gelagar transformasi
saat transfer

$$S_{ttf} = \frac{I_{tf}}{y_{ttf}} = \frac{0,443}{1,132} = 0,391 \text{ m}^3$$

c. kondisi gelagar komposit transformasi

Luas penampang transformasi
gelagar saat transfer

$$n_c \quad \frac{E_{cg}}{E_{cd}} = 1,49$$

Jarak sumbu netral ke serat bawah
gelagar komposit transformasi

$$b_{ec} = \frac{S_g}{n_c} = \frac{2,1}{1,49} = 1,41 \text{ m}$$

Rasio modulus baja prategang

$$n_t = \frac{E_{ps}}{E_{cg}} = 5,73$$

Tabel 4. 12 Properties Gelagar Komposit Transformasi

	$A_i \text{ (m}^2\text{)}$	$y_i \text{ (m)}$	$A_i \cdot y_i \text{ (m}^3\text{)}$	$y_{cg} \text{ (m)}$	$A(y_i - y_{cg})^2 \text{ (m}^3\text{)}$	$I_o \text{ (m}^4\text{)}$
Gelagar	0,7523	1,012	0,7613	1,354	0,0881	0,414
Strand*	0,0398	0,134	0,0053	1,354	0,0592	
Pelat**	0,3513	2,225	0,7817	1,354	0,2665	0,002
Total	1,1434		1,5483		0,4137	0,416

Catatan : *) Strand di transformasikan ($n_i - 1$)

**) Pelat ditransformasikan menggunakan $n_c = 1,49$

Luas penampang transformasi
gelagar saat transfer

$$A_{cgtf} = 0,7921 \text{ m}^2$$

Jarak sumbu netral ke serat bawah
gelagar komposit transformasi

$$y_{bct} = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} = \frac{1,5483}{1,1434} = 1,354 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat atas
gelagar komposit transformasi

$$y_{tct} = h_{cg} - y_{bti} = 2,35 - 1,354 = 0,996 \text{ m}$$

Jarak sumbu netral ke serat atas gelagar transformasi	y_{tgt}	$h_g - y_{bct}$ $= 2,1 - 1,354$ $= 0,746 \text{ m}$
Momen inersia penampang gelagar transformasi	I_{ct}	$= \Sigma I_o + \Sigma A_i (y_i - y_{cg})^2$ $= 0,83 \text{ m}^4$
Eksentrisitas tendon rata-rata gelagar transformasi di tengah bentang saat transfer	e_{tf}	$= y_{bct} - y_{mid}$ $= 1,354 - 0,134$ $= 1,22 \text{ m}$
Modulus penampang serat bawah penampang gelagar transformasi saat transfer	S_{bct}	$= \frac{I_{ct}}{y_{bct}} = \frac{0,8296}{1,354} = 0,613 \text{ m}^3$
Modulus penampang serat atas penampang gelagar transformasi saat transfer	S_{tgt}	$= \frac{I_{ct}}{y_{tgt}} = \frac{0,8296}{1,354} = 0,613 \text{ m}^3$

2. Perhitungan kehilangan gaya prategang

a. Kehilangan gaya prategang akibat friksi

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} \cdot 1 - e^{-Kx + \mu}$$

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

Gaya prategang saat <i>jacking</i>	f_{pj}	$= 1395 \text{ MPa}$
Koefisien gesek wooble	K	$= 0,00000066$
Koefisien gesek kelengkungan	μ	$= 0,25$
Jarak vertikal pusat penampang Tendon rata-rata di tumpuan terhadap pusat penampang tendon rata-rata di tengah bentang	ep	$= y_{end} - y_{mid}$ $= 1,001 - 0,134$ $= 0,867 \text{ m}$
Bilangan natural	e	$= 2,7$

Tabel 4. 13 Perhitungan Kehilangan Prategang Akibat Friksi

Segmen	ep (m)	Lp (m)	A (rad)	$\Sigma\alpha$ (rad)	ΣLp (m)	Titik	Δf_{pF} (MPa)	$f_{pj} - \Delta f_{pF}$ (MPa)
A	0,867	0	0	0	0	A	0	1395
AB	0,867	22,9	0,076	0,076	22,9	B	46,695	1348,305
BC	0,867	22,9	0,076	0,152	45,8	C	91,827	1303,173

Dari perhitungan pada tabel diatas bahwa besarnya tegangan di tengah bentang 22,9 m didapatkan nilai 1348,305 MPa, sehingga besarnya kehilangan prategang akibat friksi di tengah bentang adalah $\Delta f_{pF} = 46,695$ MPa

b. Kehilangan gaya prategang akibat set angkur

Modulus elastisitas angkur $E_s = 200.000$ MPa

Asumsi panjang slip tendon $\Delta L = 9,525$ mm

yang terjadi (AASHTO LRFD

Pasal C.5.9.3.2.1)

Panjang kehilangan prategang $L_{pF} = L_b$

akibat friksi $= 45800$ mm

Kehilangan prategang rata-rata $\Delta f_{pF} = 92,495$ MPa

akibat friksi

Panjang rata-rata gelagar yang dipengaruhi kehilangan prategang akibat pergeseran angkur pada tendon

$$L_{pA} = \sqrt{\frac{E_s \cdot \Delta L \cdot L_{pF}}{\Delta f_{pF}}} = \sqrt{\frac{200000 \times 9,525 \times 45800}{92,495}} = 30824 \text{ mm}$$

Perubahan rata-rata tegangan akibat kehilangan prategang karena pergeseran angkur pada tendon

$$\Delta f = \frac{2 \cdot \Delta f_{pF} \cdot L_{pA}}{L_{pF}} = \frac{2 \times 92,495 \times 30824}{45800} = 123,604 \text{ MPa}$$

Kehilangan prategang akibat set angkur diperhitungkan pada tabel di bawah ini

Tabel 4. 14 Kehilangan Prategang Akibat Set Angkur

Jarak (m)	$\Delta f_p A$ (MPa)	$\Delta f_p F$ (MPa)	$\Delta f_p F - \Delta f_p A$ (MPa)
0	123,604	1395	1271
4,58	105,553	1386	1280
9,16	87,054	1377	1290
13,74	68,555	1368	1299
18,32	50,056	1359	1309
22,9	31,557	1350	1318
27,48	13,058	1340	1327
30,824	0	1333,2	1333,2
32,06		1331	1331
36,64		1322	1322
41,22		1313	1313
45,8		1304	1304

Dari tabel diatas bahwa pada tengah bentang 22,9 m didapatkan nilai kehilangan prategang akibat set angkur sebesar 31,557 MPa.

c. Kehilangan gaya prategang akibat perpanjangan elastis

Tegangan pada tendon

$$\begin{aligned}
 f_{p1} &= f_{pbt} - (\Delta f_{pF} + \Delta f_{pA}) \\
 &= 1395 - (46,695 + 31,557) \\
 &= 1316,75 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Gaya prategang awal

$$P_i = f_{p1} \times A_{ps} = 1316,75 \times 9660 = 12719,783 \text{ kN}$$

Tegangan di beton pada level baja

$$f_{cgp} = \frac{P_i}{A_g} + \frac{P_i \times e_{mid}^2}{I_g} - \frac{M_{MS_G} \times e_{mid}}{I_g}$$

$$= \frac{12719,783}{0,7523} + \frac{12719,783 \times 0,878^2}{0,414} - \frac{4931,421 \times 0,878}{0,414}$$

$$= 30,118 \text{ MPa}$$

$$\Delta f_{pES} = \frac{N_{ps} - 1}{2N_{ps}} \times \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times f_{cgp}$$

$$= \frac{4 - 1}{2 \times 4} \times \frac{197.000}{34409,65} \times 30,107$$

$$= 64,661 \text{ MPa}$$

D. Perhitungan kehilangan jangka panjang

Perhitungan kehilangan prategang jangka panjang dianalisis dalam 3 kondisi gelagar dengan rincian sebagai berikut

1. Kondisi transfer hingga pengecoran pelat

- Kehilangan akibat susut pada gelagar

Keliling gelagar tengah	$K_g = 6,313 \text{ m}$
Luas permukaan total gelagar	$A_{surfg} = 290,654 \text{ m}^2$
Volume gelagar	$V_g = 34,455 \text{ m}^3$
Rasio volume terhadap luas permukaan	$r_{vs} = \frac{V_g}{A_{surfg}} = 0,119$
Kelembaban relatif	$H_r = 85\%$
Umur gelagar saat transfer	$t_i = 7 \text{ hari}$
Umur gelagar saat pengecoran pelat	$t_d = 120 \text{ hari}$
Umur gelagar saat final (saat umur akhir rencana jembatan)	$t_f = 27375 \text{ hari}$
Perpanjangan waktu antara transfer dan pengecoran pelat	$t_{di} = t_d - t_i = 113 \text{ hari}$
Perpanjangan waktu antara transfer dan final	$t_{fi} = t_f - t_i = 27368 \text{ hari}$
Faktor rasio volume terhadap luas permukaan	
$k_s = 1,45 \text{ mm} - 0,0051r_{vs}$	

$$= 1,45 \text{ mm} - (0,0051 \times 0,119)$$

$$= 0,845 \leq 1, \text{ maka gunakan } k_s = 1$$

Faktor kelembaban untuk susut

$$k_{hs} = 2 - 0,014 \cdot H_r = 2 - (0,014 \times 0,85) = 1,99$$

Faktor pengaruh kuat tekan beton

$$k_f = \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + f'_{cig}} = \frac{35}{7 + 53,6} = 0,58$$

Faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan transfer

$$k_{tdai} = \frac{t_{di}}{61 - 0,58 \cdot f'_{cig} + t_{di}} = \frac{113}{61 - 0,58(53,6) + 113} = 0,79$$

Regangan susut gelagar antara waktu transfer dan pengecoran pelat

$$\begin{aligned} \epsilon_{bid} &= k_s \times k_{hs} \times k_f \times k_{tdi} \times 0,48 \times 10^{-3} \\ &= 1,00 \times 1,99 \times 0,58 \times 0,79 \times 0,48 \times 10^{-3} \\ &= 0,00044 \end{aligned}$$

Faktor kelembaban untuk rangkai

$$k_{hc} = 1,56 - 0,008 \cdot H_r = 1,56 - 0,008 \cdot (0,85) = 1,55$$

Faktor perpanjangan waktu antara final dan transfer

$$k_{tdfi} = \frac{t_{fi}}{61 - 0,58 \cdot f'_{cig} + t_{fi}} = \frac{27368}{61 - 0,58(53,6) + 27368} = 1,00$$

Koefisien rangkai gelagar saat waktu final

$$\begin{aligned} \Psi_{tfti} &= 1,9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tdfi} \times t_i^{-0,118} \\ &= 1,9 \times 0,845 \times 1,55 \times 0,58 \times 1,0 \times 7^{-0,118} \\ &= 1,353 \end{aligned}$$

Koefisien penampang transformasi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja terlekat dalam penampang yang ditinjau untuk periode waktu antara transfer dan pengecoran pelat

$$k_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left[1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g} \right] \cdot (1 + 0,7 \Psi_{tfti})} = 0,744$$

- Kehilangan akibat susut pada gelagar

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSR} &= \varepsilon_{bid} \times E_{ps} \times K_{id} \\ &= 0,00044 \times 197000 \times 0,744 \\ &= 63,901 \text{ MPa} \end{aligned}$$

- Kehilangan akibat rangkai pada gelagar

Tegangan saat setelah transfer pada strand

$$\begin{aligned} f_{pi2} &= f_{pbt} - (\Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pR1}) \\ &= 1395 - (64,661 + 46,695 + 8) \\ &= 1275,644 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Gaya prategang setelah transfer

$$P_i = f_{pi2} \times A_{ps} = 1275,644 \times 9660 = 12322,72 \text{ kN}$$

Tegangan di beton pada level tendon saat setelah transfer

$$\begin{aligned} f_{cgp_i} &= \left| \frac{-P_i}{A_{gti}} + \frac{P_i \times e_{ti}^2}{I_{ti}} - \frac{M_{MS} \text{ gelagar} \times e_{ti}}{I_{ti}} \right| \\ &= \left| \frac{-12322,72}{0,7979} + \frac{12322,72 \times 0,827^2}{0,447} - \frac{4931,421 \times 0,827}{0,447} \right| \\ &= 25,185 \text{ MPa} \end{aligned}$$

koefisien rangkai pada gelagar saat transfer dan penempatan pelat karena pembebanan saat transfer

$$\Psi_{tdti} = 1,9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tdi} \times t_i^{-0,118}$$

$$= 1,9 \times 0,845 \times 1,55 \times 0,58 \times 0,79 \times t_i^{-0,118}$$

$$= 1,071$$

Kehilangan prategang akibat rangkak

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \times f_{cgpi} \times \Psi_{tdti} \times K_{id}$$

$$= \frac{197000}{34409,65} \times 25,185 \times 1,071 \times 0,744$$

$$= 114,960 \text{ MPa}$$

- Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Besarnya kehilangan akibat relaksasi tendon dapat mengacu pada AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c digunakan sebesar 8 MPa untuk jenis tendon digunakan *low relaxation strand*.

$$\Delta f_{pR1} = 8 \text{ MPa}$$

1. Kondisi saat pengecoran pelat hingga final

- Kehilangan akibat susut pada gelagar

Perpanjangan waktu antara pengecoran pelat hingga final

$$t_{fd} = t_f - t_d = 27375 - 120 = 27255 \text{ hari}$$

faktor perpanjangan waktu antara final dan pengecoran pelat

$$K_{tdfd} = \frac{t_{fd}}{61 - 0,58 \cdot f'_{cig} + t_{fd}}$$

$$= \frac{27255}{61 - 0,58 \cdot (53,6) + 27255} = 1,00$$

Regangan susut gelagar antara waktu final dan transfer

$$\epsilon_{bif} = k_s \times k_{hs} \times k_f \times k_{tdfd} \times 0,48 \times 10^{-3}$$

$$= 1,00 \times 1,99 \times 0,58 \times 1,00 \times 0,48 \times 10^{-3}$$

$$= 0,00055$$

Regangan susut gelagar antara waktu final dan pengecoran pelat

$$\varepsilon_{bdf} = \varepsilon_{bif} - \varepsilon_{bid} = 0,00055 - 0,00044 = 0,00011$$

Eksentrisitas tendon pada penampang komposit

$$e_{cg} = y_{bcg} - y_{mid} = 1,398 - 0,134 = 1,264 \text{ m}$$

Koefisien penampang transformasi yang memperhitungkan interaksi pengaruh waktu antara beton dan baja terlekat dalam penampang yang ditinjau untuk periode waktu antara pengecoran pelat dan final

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_{ps}}{E_{ci}} \times \frac{A_{ps}}{A_{cg}} \times \left[1 + \frac{A_{cg} \times e_{cg}^2}{I_{cg}} \right] \times (1 + 0,7 \times \Psi_{tfti})}$$

$$= 0,76$$

Kehilangan prategang akibat susut

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} \times E_{ps} \times K_{df}$$

$$0,00011 \times 197000 \times 0,76$$

$$= 17,107 \text{ MPa}$$

- Kehilangan prategang akibat rangkai

koefisien rangkai pada gelagar saat pengecoran pelat dan final

$$\Psi_{tftd} = 1,9 \times k_s \times k_{hc} \times k_f \times k_{tdfd} \times td^{-0,118}$$

$$1,9 \times 1,0 \times 1,55 \times 0,58 \times 1 \times 120^{-0,118}$$

$$= 0,97$$

Perubahan tegangan pada beton antara transfer dan pengecoran pelat karena kehilangan prategang, pengecoran pelat, dan beban mati

$$\begin{aligned}
\Delta f_{cd} &= -(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1}) \cdot \frac{A_{ps}}{A_g} \cdot \left[1 + \frac{A_g \cdot e_{mid}^2}{I_g} \right] \\
&\quad - \left[\frac{\Sigma M_{MS} \cdot e_{tf}}{I_{tf}} + \frac{\Sigma M_{MA} \cdot e_{ct}}{I_{ct}} \right] \\
&= -(63,901 + 114,960 + 8) \cdot \frac{0,00966}{0,7523} \cdot \left[1 \right. \\
&\quad \left. + \frac{0,7523 \cdot 0,878^2}{0,414} \right] \\
&\quad - \left[\frac{4527,619 \cdot 0,834}{0,443} + \frac{1815,346 \cdot 1,22}{0,443} \right] \\
&= -16,943 \text{ MPa} \\
\Delta f_{dCD} &= \frac{E_{ps}}{E_{cig}} \cdot f_{cgpi} \cdot (\Psi_{tfti} - \Psi_{tdti}) \cdot K_{df} + \frac{E_{ps}}{E_{cg}} \cdot \Delta f_{cd} \cdot \Psi_{tftd} \cdot K_{df} \\
&= \frac{197000}{34410} \cdot 25,185 \cdot (1,353 - 1,071) \cdot 0,97 \\
&\quad + \frac{197000}{38471} \cdot (-16,943) \cdot 0,97 \cdot 0,76 \\
&= -32,761 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

2. Kehilangan prategang akibat relaksasi tendon

Berdasarkan AASHTO LRFD 2017 Pasal 5.9.3.4.2c mengizinkan penggunaan nilai Δf_{pR1} sebesar 8 MPa untuk *low relaxation strand*.

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} = 8 \text{ MPa}$$

Tambahan prategang akibat penyusutan pelat

Lebar sayap efektif	$b_{ef} = 2,1 \text{ m}$
Luas penampang	$A_d = t_s \times b_{ef} = 0,525 \text{ m}^2$
Keliling pelat	$K_d = 2b_{ef} + 2t_s = 4,7 \text{ m}$
Luas permukaan	$A_{surfd} = k_d \cdot L_b + 2A_d = 216,31 \text{ m}^2$
Volume pelat	$V_g = A_g \times L_b = 9907 \text{ m}^3$
Rasio volume terhadap luas permukaan	$r_{vs} = \frac{V_g}{A_{surfd}} = 45800 \text{ mm}$

Perpanjangan waktu $t_{dd} = t_f - t_d = 27255$ hari
 antara pengecoran pelat
 dan final

Faktor rasio volume terhadap luas permukaan (k_s)

$$\begin{aligned} k_s &= 1,45 \text{ mm} - 0,0051 \cdot r_{vs} \\ &= 1,45 \text{ mm} - 0,0051 \times 45800 \\ &= -232,130 \leq 1, \text{ maka gunakan } k_s = 1 \end{aligned}$$

Faktor kelembaban untuk susut

$$k_{hsd} = 2 - 0,014 \times H_r = 2 - 0,014 \times 0,85 = 2$$

Faktor pengaruh kuat tekan beton

$$k_{fd} = \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + f'_{cid}} = \frac{35 \text{ MPa}}{7 \text{ MPa} + 30 \text{ MPa}} = 0,95$$

Faktor perpanjangan waktu antara pengecoran pelat dan final

$$\begin{aligned} k_{tddf} &= \frac{t_{dd}}{61 - 0,58 \cdot f'_{cid} + t_{dd}} \\ &= \frac{27255}{61 - 0,58 \times 30 + 27255} \\ &= 1,00 \end{aligned}$$

Regangan susut pelat antara pengecoran pelat dan final

$$\begin{aligned} \epsilon_{ddf} &= k_{sd} \times k_{hsd} \times k_{fd} \times k_{tddf} \times 0,48 \times 10^{-3} \\ &= 1,0 \times 2,0 \times 0,95 \times 1,0 \times 0,48 \times 10^{-3} \\ &= 0,00091 \end{aligned}$$

koefisien rangkai pada gelagar saat pengecoran pelat dan final

$$\begin{aligned} \Psi_{tftdd} &= 1,9 \times k_{sd} \times k_{hc} \times k_{fd} \times k_{tddf} \times t_i^{-0,118} \\ &= 1,9 \times 1,0 \times 1,55 \times 0,95 \times 1,0 \times 7^{-0,118} \end{aligned}$$

$$= 2,215$$

Eksentrisitas tendon pada penampang komposit

$$e_d = y_{acg} + \frac{ts}{2} = y_{acg} + \frac{0,25}{2} = 0,827 \text{ m}$$

Rangkak pada pelat beton

$$\begin{aligned} \Delta f_{cfd} &= \frac{\varepsilon_{ddf} \cdot A_d \cdot E_{cd}}{1 + 0,7 \cdot \Psi_{tftdd}} \times \left[\frac{1}{A_{cg}} - \frac{e_{cg} \cdot e_d}{I_{cg}} \right] \\ &= \frac{0,00091 \times 0,525 \times 25742,96}{1 + 0,7 \times 2,215} \times \left[\frac{1}{1,104} - \frac{1,264 \times 0,827}{0,768} \right] \\ &= -2,181 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Tanda (-) menandakan bahwa adanya prategang tambahan

Besar gaya prategang tambahan akibat susut di pelat

$$\begin{aligned} \Delta f_{pss} &= \left| \frac{E_{ps}}{E_{cg}} \cdot \Delta f_{cfd} \cdot K_{df} \cdot (1 + 0,7 \cdot \Psi_{tftdd}) \right| \\ &= \left| \frac{197000}{38471} \cdot (-2,181) \cdot 0,76 \cdot (1 + 0,7 \cdot 2,215) \right| \\ &= 21,553 \text{ MPa} \end{aligned}$$

3. Perhitungan kehilangan prategang

Kehilangan jangka pendek

$$\begin{aligned} \Delta f_{pST} &= \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} \\ &= 46,695 + 31,557 + 64,661 \\ &= 142,913 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan jangka pendek

$$\%D_{pST} = \frac{142,913}{f_{pu}} \times 100\% = \frac{142,913}{1860} \times 100\% = 7,68\%$$

Kehilangan jangka panjang

$$\begin{aligned}
\Delta f_{pLT} &= \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1} + \Delta f_{pSD} + \Delta f_{pR2} + \Delta f_{pCD} - \Delta f_{pSS} \\
&= 63,901 + 114,960 + 8 + 17,107 + 8 + (-32,761) - 21,553 \\
&= 157,654 \text{ MPa}
\end{aligned}$$

Persentase kehilangan jangka pendek

$$\%D_{pLT} = \frac{162,349}{f_{pu}} \times 100\% = \frac{162,349}{1860} \times 100\% = 8,48\%$$

Tabel 4. 15 Rekapitulasi Perhitungan Kehilangan Prategang

Kondisi	Kehilangan (MPa)	% Kehilangan prategang	% UTS
Jangka pendek (D_{pST})	146,099	7,68%	67,317
Jangka panjang(D_{pLT})	162,349	8,48%	58,840

Kehilangan gaya prategang akhir

$$losses_{final} = 75\% - 58,84\% = 16,16\%$$

Periksa kehilangan gaya prategang

$$losses_{final} < losses$$

$$16,16\% < 20\% \quad (\text{Aman})$$

Perhitungan gaya prategang final efektif

Tegangan prategang efektif aktual setelah kehilangan gaya

$$f_{pe} = 0,75f_{pu} - \Delta f_{pT} = 1395 - 300,567 = 1131,633 \text{ MPa}$$

Periksa batas maksimum prategang efektif

$$f_{pe} \leq 0,8f_{py}$$

$$1131,633 \text{ MPa} \leq 1264 \text{ MPa} \quad (\text{Aman})$$

Gaya prategang efektif

$$P_{ef} = A_{ps} \times f_{pe} = 0,00966 \times 1131,633 = 10931,57 \text{ kN}$$

E. Periksa tegangan yang bekerja pada gelagar

Tegangan izin

Pemeriksaan tegangan dilakukan dengan mempertimbangkan pengaruh beban maksimum dan posisi eksentrisitas tendon maksimum

Tegangan izin beton kondisi transfer

$$\text{Tarik} \quad \sigma_{t_i} = 0,25\sqrt{f'_{ci}g} = 1,83 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} \quad \sigma_{c_i} = -0,6f'_{ci}g = -32,16 \text{ MPa}$$

Tegangan izin beton kondisi layan

$$\text{Tarik} \quad \sigma_{t_{serv}} = 0,5\sqrt{f'_{cg}} = 4,09 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} \quad \sigma_{c_{serv}} = -0,45 \cdot f'_{cg} = -30,15 \text{ MPa}$$

Tegangan izin beton kondisi layan di pelat

$$\text{Tarik} \quad \sigma_{t_{serv_s}} = 0,5\sqrt{f'_{cg}} = 2,74 \text{ MPa}$$

$$\text{Tekan} \quad \sigma_{c_{serv_s}} = -0,45 \cdot f'_{cd} = -13,5 \text{ MPa}$$

Tegangan penampang pada saat transfer

Pada kondisi ini dimana terjadinya proses transfer atau pemberian gaya prategang sejak awal pada penampang gelagar. Nilai gaya prategang yang bekerja maksimum sedangkan nilai beban yang bekerja (berat sendiri gelagar) minimum.

$$\text{Gaya prategang jacking,} \quad P_j = 0,75 \cdot f_{pu} \cdot A_{ps_tot} = 13476 \text{ kN}$$

Gaya prategang inisial,

$$\begin{aligned} P_{transfer} &= P_j - \Delta f_{pST} \cdot A_{ps_tot} \\ &= 13476 - 142,913 \times 0,00966 \end{aligned}$$

$$= 12095,16 \text{ kN}$$

Tegangan pada serat atas penampang

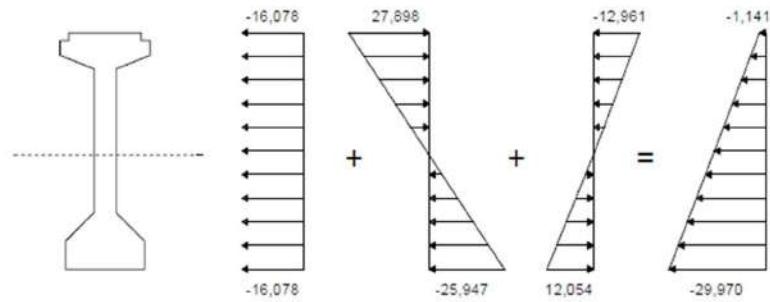
$$\begin{aligned} f_{ti} &= \frac{-P_{transfer}}{A_g} + \frac{-P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S_t} + \frac{-M_{MS_G}}{S_t} \\ &= \frac{-12095,16}{0,7523} + \frac{-12095,16 \times 0,878}{0,38} + \frac{-4931,421}{0,38} \\ &= -1,141 \text{ MPa} \leq \sigma_{ci} = -32,16 \text{ MPa} \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

Tegangan pada serat bawah penampang

$$\begin{aligned} f_{bi} &= \frac{-P_{transfer}}{A_g} + \frac{-P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_{MS_G}}{S_b} \\ &= \frac{-12095,16}{0,7523} + \frac{-12095,16 \times 0,878}{0,409} + \frac{-4931,421}{0,409} \\ &= -29,970 \text{ MPa} \leq \sigma_{ci} = -32,16 \text{ MPa} \quad (\text{Oke}) \end{aligned}$$

Tabel 4. 16 Perhitungan Tegangan pada Penampang Saat Transfer

Kondisi	Lokasi	$\frac{P_{transfer}}{A_g}$	$\frac{P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S}$	$\frac{M_{MS}}{S}$	$\frac{M_{MA}}{S}$	$\frac{M_{LL}}{S}$	Total	Cek
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Transfer	Sisi atas gelagar	-16,078	27,898	-12,961	-	-	-1,141	Oke
	Sisi bawah gelagar	-16,078	-25,947	12,054	-	-	-29,970	Oke



Gambar 4. 27 Diagram Tegangan Penampang Saat Transfer

Tegangan penampang pada saat konstruksi

Pada kondisi ini, penampang belum mengalami aksi komposit antara gelagar terhadap pelat lantai jembatan sehingga semua beban yang bekerja dipikul oleh gelagar.

Tegangan pada serat atas penampang

$$\begin{aligned}
 f_{t_{kons}} &= \frac{-P_{transfer}}{A_g} + \frac{P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S_t} + \frac{-M_{MS}}{S_t} \\
 &= \frac{-12095,16}{0,7523} + \frac{12095,16 \times 0,878}{0,38} + \frac{-9459,04}{0,38} \\
 &= -13,040 \text{ MPa} \leq \sigma_{ci} = -30,15 \text{ MPa} \text{ (Oke)}
 \end{aligned}$$

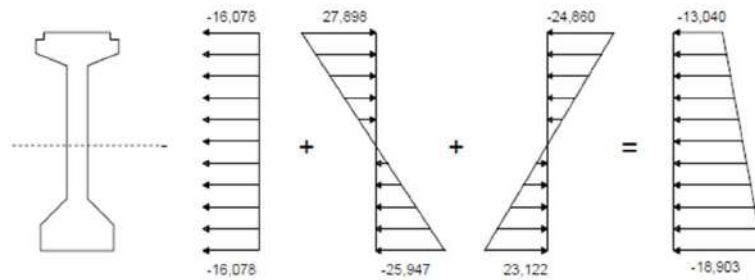
Tegangan pada serat bawah penampang

$$\begin{aligned}
 f_{b_{kons}} &= \frac{-P_{transfer}}{A_g} + \frac{-P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S_b} + \frac{M_S}{S_b} \\
 &= \frac{-12095,16}{0,7523} + \frac{-12095,16 \times 0,878}{0,409} + \frac{9459,04}{0,409} \\
 &= -18,903 \text{ MPa} \leq \sigma_{ci} = -30,15 \text{ MPa (Oke)}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 17 Perhitungan Tegangan pada Penampang Saat Konstruksi

Kondisi	Lokasi	$P_{transfer}/A_g$	$\frac{P_{transfer} \cdot e_{mid}}{S}$	M_S/S	M_A/S	M_{LL}/S	Total	Cek
---------	--------	--------------------	--	---------	---------	------------	-------	-----

		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Konstruksi	Sisi atas gelagar	-16,078	27,898	-24,860	-	-	-13,040	Oke
	Sisi bawah gelagar	-16,078	-25,947	23,122	-	-	-18,903	Oke



Gambar 4. 28 Diagram Tegangan Penampang Saat Konstruksi

Tegangan penampang kondisi layan

Pada kondisi ini sudah terbentuk aksi komposit antara gelagar dengan pelat lantai jembatan, sehingga beban yang bekerja mencapai maksimum sedangkan gaya prategang yang bekerja minimum. Pemeriksaan tegangan pada kondisi layan mengacu pada Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan No. 02/BM/2021 sehingga digunakan Kombinasi Layan I untuk pengecekan tegangan tekan dan Kombinasi Layan III untuk pengecekan tegangan tarik.

Gaya prategang efektif, $P_{eff} = Aps_{tot} \times f_{pe} = 10931,57 \text{ kN}$

Tegangan pada serat atas penampang

$$\begin{aligned}
 f_{t_{serv.I}} &= \frac{-P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t} + \frac{-\Sigma M_{MS}}{S_t} \\
 &\quad + \frac{-\Sigma M_{MA} - \Sigma M_{LL} - 0,3M_{EWS} - M_{EWL}}{S_{tcg}} \\
 &= \frac{-10931,57}{0,7523} + \frac{10931,57 \times 0,878}{0,38} + \frac{-9459,04}{0,38} \\
 &\quad + \frac{-1815,35 - 5808,23 - 0,3 \times 229 - 393,76}{1,094}
 \end{aligned}$$

$$= -21,340 \text{ MPa} \leq \sigma_{c_{serv}} = -30,15 \text{ MPa} \text{ (Oke)}$$

Tegangan pada serat bawah penampang

$$\begin{aligned} f_{b_{serv_{III}}} &= \frac{-P_{eff}}{A_g} + \frac{P_{eff} \cdot e_{mid}}{S_t} + \frac{M_s}{S_t} + \frac{M_A + 0,8M_{LL}}{S_{tcg}} \\ &= \frac{-10931,57}{0,7523} + \frac{10931,57 \times 0,878}{0,38} + \frac{9459,04}{0,38} \\ &\quad + \frac{1815,35 + 0,8 \times 5808,23}{1,094} \\ &= -4,366 \text{ MPa} \leq \sigma_{t_{serv}} = -30,15 \text{ MPa} \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas penampang komposit

$$\begin{aligned} f_{t_s} &= \frac{-M_A}{S_{tcd} \cdot n} - \frac{-M_{LL}}{S_{tcd} \cdot n} - \frac{(-0,3M_{EWS} + M_{EWL})}{S_{tcd} \cdot n} \\ &= \frac{-1815,35}{0,807 \times 1,49} - \frac{-5808,23}{0,807 \times 1,49} - \frac{(-0,3 \times 229 + 393,76)}{0,807 \times 1,49} \\ &= -6,714 \text{ MPa} \leq \sigma_{c_{serv_s}} = -13,5 \text{ MPa} \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

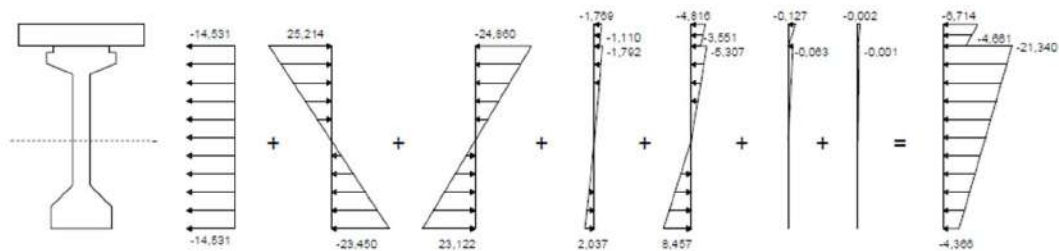
Tegangan pada serat bawah penampang komposit

$$\begin{aligned} f_{b_s} &= \frac{-M_A}{S_{tcd} \cdot n} - \frac{-M_{LL}}{S_{tcd} \cdot n} = \frac{-1815,35}{0,807 \times 1,49} - \frac{-5808,23}{0,807 \times 1,49} \\ &= -4,661 \text{ MPa} \leq \sigma_{c_{serv_s}} = 13,5 \text{ MPa} \text{ (Oke)} \end{aligned}$$

Tabel 4. 18 Perhitungan Tegangan pada Penampang Saat Layan

Kondisi	Lokasi	P_{eff}/A_g	$P_{eff} \cdot e_{mid}/S$	M_s/S	M_A/S	M_{LL}/S	M_{EWS}/S	M_{EWL}/S	Total	Cek
		MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	
Layan	Sisi atas gelagar	-14,531	25,214	-24,860	-1,792	-5,307	-0,063	-0,001	-21,340	Oke
	Sisi bawah gelagar	-14,531	-23,450	23,122	2,037	8,457			-4,366	Oke

	Sisi atas pelat				-1,769	-4,816	-0,127	-0,002	-6,714	Oke
	Sisi bawah pelat				-1,110	-3,551			-4,661	Oke



Gambar 4. 29 Diagram Tegangan Penampang Saat Layan

Tegangan penampang kondisi layan pada sambungan

Salah satu persyaratan yang harus dipenuhi dalam merencanakan jembatan beton precast segmental adalah memastikan agar tegangan tarik tidak terjadi di area sekitar sambungan antar gelagar. Pemeriksaan sambungan antar gelagar dilakukan pada titik-titik yang terletak pada jarak 6 m, 12 m, 19 m, 26,8 m, 33,8 m, dan 39,8 m dari ujung gelagar kiri.

Tabel 4. 19 Nilai Momen pada Sambungan

No	Beban	Momen di sambungan (kNm)					
		6 m	12 m	19 m	26,8 m	33,8 m	39,8 m
1	Gelagar	2245,616	3814,161	4788,390	4788,390	3814,161	2245,616
2	Pelat lantai	1567,125	2661,750	3341,625	3341,625	2661,750	1567,125
3	RC plate	296,709	503,958	632,681	632,681	503,958	296,709
4	Diafragma	197,903	336,137	421,994	421,994	336,137	197,903
5	Barrier	427,850	726,700	912,317	912,317	726,700	427,850
6	Aspal	275,814	468,468	588,126	588,126	468,468	275,814
7	Air hujan	122,988	208,894	262,251	262,251	208,894	122,988

8	BTR	1867,411	3171,783	3981,933	3981,933	3171,783	1867,411
9	BGT	432,180	864,360	1368,570	1368,570	864,360	432,180
10	Rem	347,209	694,419	1099,497	1099,497	694,419	347,209
11	EW _s	104,271	177,104	222,340	222,340	177,104	104,271
12	EW _L	179,305	304,548	382,336	382,336	304,548	179,305

Tabel 4. 20 Perhitungan Kehilangan Prategang pada Sambungan

Lokasi	Δf_{pA}	Δf_{pF}	Δf_{pES}	Δf_{pLT}	Total	f_{ef}	P_{ef}
m	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	kN
6	99,54	12,00	64,66	157,65	333,86	1098,34	10610,01
12	75,48	24,00	64,66	157,65	321,80	1110,40	10726,51
19	47,41	38,00	64,66	157,65	307,73	1124,47	10862,43
26,8	16,14	53,70	64,66	157,65	292,16	1140,04	11012,83
33,8	-	67,70	64,66	157,65	290,02	1142,18	11033,51
39,8	-	79,80	64,66	157,65	302,12	1130,08	10916,62

F. Kapasitas lentur penampang

Tebal plat lantai $t_s = 0,25 \text{ m}$

Tinggi efektif $d_p = h_g - y_{mid} = 2,216 \text{ m}$

Lebar sayap tekan $b = s_g = 2,1 \text{ m}$

Kuat tekan beton gelagar $f'_{cg} = 67 \text{ MPa}$

Luas penampang strand $A_{ps} = 0,00966 \text{ m}^2$

Tegangan putus tendon $f_{pu} = 1860 \text{ MPa}$

Koefisien gesek *wobble* $k = 2 \cdot \left[1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right] = 0,3811$

Faktor blok tegangan beton $\beta_1 = 0,85$

$\alpha_1 = 0,85$

1. Kapasitas lentur

Sebelum memperhitungkan kekuatan lentur nominal, hal yang dilakukan adalah mengidentifikasi perilaku penampang apakah gelagar

berperilaku sebagai penampang persegi atau sebagai gelagar T. Letak sumbu netral untuk kasus penampang persegi serta tidak menggunakan baja tulangan dapat dicari dengan rumus berikut

$$\begin{aligned}
 c &= \frac{A_{ps} \cdot f_{pu}}{0,85 \cdot f'_c \cdot \beta_1 \cdot b + k \cdot A_{ps} \cdot f_{pu} / d_p} \\
 &= \frac{0,00966 \times 1860}{0,85 \times 67 \times 0,85 \times 2,1 + 0,3811 \times 0,00966 \times 1860 / 2,216} \\
 &= 0,172 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tinggi blok tekan ekuivalen

$$a = \beta_1 \cdot c = 0,85 \times 0,172 = 0,146 \text{ m}$$

Karena tinggi blok tekan ekuivalen lebih kecil dari tebal pelat sayap, maka blok tegangan tekan terletak di sayap sehingga gelagar akan berperilaku sebagai penampang persegi.

Tegangan rata-rata tendon prategang

$$\begin{aligned}
 f_{ps} &= f_{pu} \cdot \left(1 - k \cdot \frac{c}{d_p} \right) \\
 &= 1860 \times \left(1 - 0,3811 \times \frac{172}{2216} \right) \\
 &= 1805,125 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kapasitas lentur nominal di tengah penampang

$$\begin{aligned}
 M_n &= A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 9660 \times 1805,125 \left(2216 - \frac{146}{2} \right) \\
 &= 37364,216 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi lentur, $\phi_f = 0,9$ (SNI 2847:2019)

Momen tahanan nominal penampang, $M_r = \phi_f \cdot M_n$

$$= 0,9 \times 37364,216$$

$$= 33627,795 \text{ kNm}$$

Kapasitas lentur penampang diperiksa terhadap momen ultimit akibat kombinasi pembebanan Kuat I yang dihitung sebagai berikut :

$$M_u = 25823,957 \text{ kNm}$$

Cek kapasitas lentur penampang

$$M_u \leq M_r$$

$$25823,957 \text{ kNm} \leq 33627,795 \text{ kNm (Aman)}$$

Karena didapat nilai M_r lebih besar dari M_u , maka penampang mampu memikul beban yang bekerja

2. Pemeriksaan tulangan minimum

Jumlah tendon yang digunakan harus memenuhi persyaratan tendon yaitu nilai M_r harus lebih besar dari nilai terkecil 2 ketentuan berikut :

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

$$\text{Momen tidak terfaktor akibat, } M_{dnc} = \Sigma M_{MS} = 9459,04 \text{ kNm}$$

beban mati struktur

$$\text{Modulus retak beton, } f_r = 0,63 \sqrt{f'_{cg}} = 5,16 \text{ MPa}$$

$$\text{Variabel faktor retak lentur, } Y_1 = 1,6$$

$$\text{Variabel faktor prategang, } Y_2 = 1,1$$

$$\text{Rasio kuat leleh dan kuat ultimit } Y_3 = 1,0$$

baja nonprategang

Tegangan tekan beton akibat gaya prategang efektif

$$f_{cpe} = \frac{P_e}{A_g} + \frac{P_e \cdot e_{mid}}{S_b} = 32,52 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= Y_3 \cdot (Y_1 \cdot f_r + Y_2 \cdot f_{cpe}) \cdot S_{bcg} - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_{bcg}}{S_b} - 1 \right) \\
 &= 1,0 \times (1,6 \times 5,16 + 1,1 \times 32,52) \times 0,549 \\
 &\quad - 9459,04 \times \left(\frac{0,549}{0,409} - 1 \right) \\
 &= 20943,64 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$1,33M_u = 34345,863 \text{ kNm}$$

$$1,2M_{cr} = 25132,368 \text{ kNm}$$

Dari kedua persamaan diatas, diambil nilai minimumnya yaitu $1,2M_{cr} = 25132,368 \text{ kNm}$

Cek persyaratan tulangan minimum

$$1,2M_{cr} \leq M_r$$

$$25132,368 \text{ MPa} \leq 33627,795 \text{ MPa (Oke)}$$

G. Kapasitas geser penampang

Tinggi penampang	$h = h_g + t_s = 2,35 \text{ m}$
Selimut beton	$d_c = 50 \text{ mm}$
Tinggi efektif	$d_e = 2,2 \text{ m}$
Diameter tulangan geser	$D_s = 13 \text{ mm}$
Kuat leleh tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Tinggi efektif geser	$d_v = h_{cg} - a - y_{mid}$ $= 2,070 \text{ m}$
Lebar penampang geser	$b_v = 0,2 \text{ m}$
Faktor reduksi geser	$\phi_v = 0,75$

1. Perhitungan ketahanan geser akibat prategang

$$\text{Titik berat tendon di tumpuan} \quad y_{end} = 1,001 \text{ m}$$

$$\text{Titik berat tendon di tengah bentang} \quad y_{mid} = 0,134 \text{ m}$$

$$\text{Panjang setengah bentang} \quad L_{mid} = 22,9 \text{ m}$$

Panjang tendon setengah bentang

$$\begin{aligned} r_t &= \sqrt{(y_{end} - y_{mid})^2 + L_{mid}^2} \\ &= \sqrt{(1,001 - 0,134)^2 + 22,9^2} \\ &= 22,92 \text{ m} \end{aligned}$$

Gaya prategang efektif

$$P_{ef} = 10931,57 \text{ kN}$$

Gaya prategang yang bekerja terhadap kuat geser

$$\begin{aligned} V_p &= P_{ef} \frac{(y_{end} - y_{mid})}{r_{tendon}} \\ &= 10931,57 \times \frac{(1,001 - 0,134)}{22,92} \\ &= 413,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser ulimit di muka geser kritis

$$V_{ucr} = 2121,165 \text{ kN}$$

Momen ultimit di muka geser kritis

$$M_{ucr} = 3783,10 \text{ kNm}$$

Momen ultimit diambil dari nilai momen yang bekerja pada jarak 2 m dari tumpuan gelagar.

Momen kombinasi I di muka geser kritis tidak boleh kurang dari

$$|M_{ucr}| > |V_{ucr} - V_p| \cdot d_v$$

$$3783,10 > 2121,165 - 413,6 \times 2,070$$

$$3783,10 \text{ kNm} > 3534,35 \text{ kNm} \quad (\text{Aman})$$

Gaya aksial nominal $N_u = 0 \text{ kN}$

2. Perhitungan ketahanan geser beton

Regangan longitudinal di baja tulangan

$$\varepsilon_s = \frac{\frac{|M_{ucr}|}{d_v} + 0,5 \cdot N_u + |V_{ucr} - V_p| - A_{ps} \cdot 0,7 \cdot f_{pu}}{E_{ps} \cdot A_{ps}}$$

$$\varepsilon_s = -0,005$$

Karena nilai $\varepsilon_s \leq 0$, maka digunakan nilai $\varepsilon_s = 0$

Dikarenakan tulangan geser pada gelagar direncanakan menggunakan tulangan minimum, maka faktor β yang dipakai

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750\varepsilon_s} = 4,8$$

$$\text{Sudut tegangan utama} \quad \theta = 29 + 3500\varepsilon_s = 29^0$$

Kuat geser beton

$$\begin{aligned} V_c &= 0,083 \times \beta \times \sqrt{f'cg} \times b_v \times d_v \\ &= 0,083 \times 4,8 \times \sqrt{67} \times 0,2 \times 2,070 \\ &= 1349,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek tulangan geser

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

$$1920,713 \text{ kN} > 662,35 \text{ kN} \quad (\text{Perlu tulangan geser})$$

Gaya geser yang ditahan baja tulangan

$$\begin{aligned} V_{s_req} &= \frac{V_{ucr}}{\phi_v} - V_c - V_p \\ &= \frac{1920,713}{0,75} - 1349,97 - 413,6 \\ &= 794,68 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dicoba menggunakan baja tulangan diameter 13 mm dan jarak antar tulangan 200 mm

$$\text{Diameter tulangan geser} \quad D_v = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah kaki sengkang} \quad n_v = 2$$

$$\text{Luas tulangan} \quad A_v = 265,33 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan} \quad S_v = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser} \quad V_s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_v \cdot (\cot(\theta))}{S_v} \\ &= \frac{265,33 \cdot 420 \cdot 2070 \cdot (\cot(29))}{200} \\ &= 769,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kuat geser nominal} \quad V_{n1} &= V_c + V_s + V_p \\ &= 1349,98 + 769,24 + 413,6 \\ &= 2532,84 \text{ kN} \\ V_{n2} &= 0,25 \times f'_{cg} \times b_v \times d_v + V_p \\ &= 0,25 \times 67 \times 0,2 \times 2,07 + 413,6 \\ &= 7347,613 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal yang digunakan diambil dari nilai minimum dari kuat geser nominal V_{n1} dan V_{n2} , sehingga kuat geser nominal yang dipakai $V_{n1} = 2532,84 \text{ kN}$

Cek kapasitas geser

$$\phi_v \cdot V_n \geq V_{ucr}$$

$$2299,718 \text{ kN} \geq 1920,712 \text{ kN} \text{ (Oke)}$$

Berdasarkan hasil pengecekan kapasitas geser, kapasitas geser nominal masih mampu menahan gaya geser yang terjadi pada gelagar.

H. Perhitungan tulangan pada gelagar

1. Tulangan lentur gelagar

Dicari nilai momen yang bekerja pada jarak $1/4L = 11,45 \text{ m}$ dan $1/2L = 22,9 \text{ m}$, setelahnya momen dianalisis pada beberapa kondisi pembebanan seperti Kuat I, Kuat V, dan Layan I.

Tabel 4. 21 Rekapitan Momen 1/4L dan 1/2L

Beban	Momen	
	1/4L	1/2L
	kNm	kNm
Mati Sendiri (MS1) (Gelagar + Decks slab)	4187,25	5583,00
Mati Sendiri (MS2) (Pelat lantai + Diafragma)	2907,03	3876,04
Mati Tambahan (MA)	1361,51	1815,35
Lalu lintas (LL)	3958,27	5808,23
Angin pada Struktur (EWs)	171,74	228,98
Angin pada Kendaraan (EW _L)	295,32	393,76

Tabel 4. 22 Kombinasi Pembebanan Momen 1/4L dan 1/2L

Kombinasi	Momen	
	1/4L	1/2L
	kNm	kNm
Kuat I	18651,74	25823,96
Kuat V	9167,85	12223,80
Layan I	12760,90	17545,07

Mutu beton gelagar	$f_c = 67 \text{ MPa}$
Kuat leleh baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Selimut beton	$S = 40 \text{ mm}$
Faktor reduksi lentur	$\phi = 0,9$
Faktor reduksi geser	$\phi_v = 0,75$
Faktor	$\beta_1 = 0,65$
Tebal efektif	$d_e = 2100 - 40 = 2060 \text{ mm}$
Lebar	$b = 700 \text{ mm}$

Pembatasan nilai ρ $\rho_b = \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c}{f_y} \times \frac{600}{600 \times f_y}$
 $= 0,052$

Rasio tulangan minimum $\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = 0,0033$

Rasio tulangan maksimum $\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b = 0,0389$

Tabel 4. 23 Perhitungan Tulangan Lentur

		Jarak	
		1/4L	1/2L
Momen ultimit	Mu (kNm)	18651,74	25823,96
Momen nominal	Mn (kNm)	20724,15	28693,29
Faktor nominal tahanan	Rn	6,9767	9,6594
Rasio tulangan minimum	ρ_{min} m	0,0033 7,37	0,0033 7,37
Batas rasio tulangan	ρ	0,0178	0,0254
Rasio tulangan maksimum	ρ_{max}	0,0389	0,0389
Luas tulangan rencana	As req (mm ²)	25633,248	36586,773
Diameter tulangan	D req (mm)	25	25
Tulangan yang dipakai	Tul use	56D25	76D25
Luas tulangan yang dipakai	As use (mm ²)	27488,936	37306,41

2. Tulangan geser gelagar

Tabel 4. 24 Rekapitan Geser 1/4L dan 1/2L

Komponen Beban	Geser	
	1/4L	1/2L
	kN	kN
Mati Sendiri (MS1) (Gelagar + Decks slab)	487,60	243,80
Mati Sendiri (MS2) (Pelat lantai + Diafragma)	338,52	169,26
Mati Tambahan (MA)	158,55	79,27
Lalu lintas (LL)	432,71	253,63
Angin pada Struktur (EWs)	20,00	10,00
Angin pada Kendaraan (EW _L)	34,39	17,19

Tabel 4. 25 Kombinasi Pembebanan Geser 1/4L dan 1/2L

Kombinasi Beban	V 1/4L	V 1/2L
	kN	kN
Kuat I	2121,16	1127,68
Kuat V	1457,76	766,16
Layan I	1330,83	695,24

Tulangan geser di $\frac{1}{4}$ bentang

Geser ultimit $V_u = 2121,16 \text{ kN}$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai geser beton } V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_{cg}} \times b \times d \\
 &= \frac{1}{6} \times \sqrt{67} \times 700 \times 2060 \\
 &= 1967,213 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser

$$0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 1967,213 = 737,705 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_c = 0,75 \times 1967,213 = 1475,41 \text{ kN}$$

$$V_u > \phi_v \cdot V_c$$

$$2121,16 \text{ kN} > 1475,41 \text{ kN} \text{ (Perlu tulangan geser)}$$

Gaya geser yang di tahan baja tulangan

$$\begin{aligned} V_{s_{req}} &= \frac{V_u}{\phi_v} - V_c \\ &= \frac{2121,16}{0,75} - 1967,213 \\ &= 861,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Diameter tulangan} & D = 13 \text{ mm} \\ \text{rencana} & \end{array}$$

$$\text{Luas tulangan geser} \quad A_{dv} = 132,732 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan rencana} \quad S &= \frac{A_{dv} \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{132,665 \times 420 \times 2060}{861,01} \\ &= 133,38 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak tulangan pakai} \quad S_{use} = 100 \text{ mm}$$

Dipakai tulangan geser D13-100

Tulangan geser ½ bentang

$$\text{Geser ultimit} \quad V_u = 1127,68 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai geser beton} \quad V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f'_{cg}} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{67} \times 700 \times 2060 \\ &= 1967,213 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser

$$0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c = 0,5 \times 0,75 \times 1967,213 = 737,705 \text{ kN}$$

$$\phi_v \cdot V_c = 0,75 \times 1967,213 = 1475,41 \text{ kN}$$

$$0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c > V_u > \phi_v \cdot V_c$$

$$737,705 \text{ kN} > 1127,68 \text{ kN} > 1475,41 \text{ kN}$$

Hanya perlu tulangan geser minimum, maka untuk tulangan geser $\frac{1}{2}$ bentang menggunakan tulangan D13-200

3. Pembesian *Bursting Zone*

Perhitungan desain tulangan bursting gelagar prategang dapat diuraikan sebagai berikut :

Perhitungan gaya prategang akibat jacking pada masing-masing tendon

Luas penampang satu strand $A_{st} = 140 \text{ mm}^2$

Jumlah strand $n_{st} = 69$

Tegangan baja prategang saat jacking $f_{pbt} = 1432,2 \text{ MPa}$

Gaya prategang akibat jacking $P_j = A_{st} \cdot n_{st} \cdot f_{pbt}$

Tabel 4. 26 Gaya Prategang Akibat Jacking

Tendon	n_{st}	$A_{st} \text{ (mm}^2\text{)}$	$f_{pbt} \text{ (MPa)}$	$P_j \text{ (kN)}$
1	12	140	1432,2	2406,096
2	19	140	1432,2	3809,652
3	19	140	1432,2	3809,652
4	19	140	1432,2	3809,652

Penggunaan sengkang pada bursting force bertujuan untuk meredam getaran akibat pemberian gaya prategang pada tendon saat proses *stressing*. Perhitungan sengkang untuk bursting force dapat dijabarkan sebagai berikut :

Tabel 4. 27 Senggang Bursting Force Arah Vertikal

Tendon	P_j	a_1	a	ra	P_{bt}	A_r	n	n use
1	2406,10	150	330	0,455	393,72	0,0019	7,19	8
2	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8
3	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8
4	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8

Tabel 4. 28 Senggang Bursting Force Arah Horizontal

Tendon	P_j	b_1	b	rb	P_{bt}	A_r	n	n use
1	2406,10	150	330	0,455	393,72	0,0019	7,19	8
2	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8
3	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8
4	3809,65	175	415	0,422	660,95	0,0032	7,97	8

4. Penulangan *Shear Connector*

$$\text{Lebar sayap atas gelagar} \quad Bv = 0,64 \text{ m}$$

$$\text{Lebar efektif plat} \quad b_{eff} = 1,405 \text{ m}$$

$$\text{Tebal plat} \quad t_s = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Jarak sumbu netral ke serat} \quad y_{acd} = 0,95 \text{ m}$$

teratas pelat komposit

$$\text{Momen inersia gelagar komposit} \quad I_{x_{cg}} = 0,768 \text{ m}^4$$

Momen statis luasan plat terhadap titik berat penampang komposit

$$S_x = b_{eff} \cdot t_s \cdot (y_{acd} - t_s/2) = 0,29 \text{ m}^3$$

Kuat tekan beton gelagar	f'_c	$= 67 \text{ MPa}$
Tegangan izin beton	f_{ci}	$= 0,3. f'_c = 20,1 \text{ MPa}$
Tegangan izin geser	f_{vi}	$= 0,2. f'_c = 13,4 \text{ MPa}$
Tegangan leleh tulangan	f_y	$= 420 \text{ MPa}$
Tegangan izin tulangan	f_s	$= 0,578. f_y = 242,76 \text{ MPa}$
Koefisien gesek	k_f	$= 1,0$
Tegangan geser horizontal	f_v	$= \frac{V_u \times S_x}{b_v \times I_{xcg}}$
Untuk <i>shear connector</i> digunakan tulangan berdiameter 10 mm		
Luas satu shear connector	A_s	$= 78,5 \text{ mm}^2$
Jumlah shear connector	n_s	$= 2$
Luas total shear connector	A_{st}	$= n_s \times A_s = 2 \times 78,5$ $= 157 \text{ mm}^2$
Jarak minimum tulangan	a_s	$= \frac{f_s \times A_{st} \times k_f}{f_v \times b_v}$

Tabel 4. 29 Perhitungan Jarak Tulangan Shear Connector

Jarak	Geser Ultimit	Tegangan geser horizontal	Jarak minimum yang dibutuhkan	Jarak yang dipakai
	V_u	f_v	A_s	S
m	kN	MPa	mm	mm
0	2119,788	1,252	80,354	50
1	2033,021	1,201	83,784	50
2	1946,254	1,150	87,519	50
3	1859,487	1,099	91,602	100
4	1772,720	1,047	96,086	100

Jarak	Geser Ultimit	Tegangan geser horizontal	Jarak minimum yang dibutuhkan	Jarak yang dipakai
	Vu	fv	As	S
m	kN	MPa	mm	mm
5	1685,953	0,996	101,031	100
6	1599,186	0,945	106,513	100
7	1512,419	0,894	112,623	100
8	1425,652	0,842	119,478	100
9	1338,885	0,791	127,220	100
10	1252,118	0,740	136,036	100
11	1165,352	0,689	146,165	100
12	1078,585	0,637	157,923	200
13	991,818	0,586	171,739	200
14	905,051	0,535	188,203	200
15	818,284	0,483	208,160	200
16	731,517	0,432	232,850	200
17	644,750	0,381	264,185	200
18	557,983	0,330	305,267	200
19	471,216	0,278	361,477	200
20	384,449	0,227	443,059	200
21	297,682	0,176	572,199	200
22	210,916	0,125	807,592	200
22,9	132,825	0,078	1282,388	200

I. Kontrol Lendutan Gelagar

Lendutan izin

$$\delta_{izin} = L_b/240 = 0,19 \text{ m}$$

Lendutan izin maksimum

$$\delta_{izin} = L_b/300 = 0,153 \text{ m}$$

Gaya prategang insial	$P_{transfer} = 12095,16 \text{ kN}$
Gaya prategang efektif	$P_{ef} = 10931,57 \text{ kN}$
Momen inersia penampang gelagar	$I_g = 0,414 \text{ m}^4$
Momen inersia penampang gelagar komposit	$I_{cg} = 0,414 \text{ m}^4$
Momen gelagar	$M_{MS_G} = 4931,42 \text{ kNm}$
Momen pelat lantai	$M_{MS_S} = 3441,44 \text{ kNm}$
Eksentrisitas di tengah bentang gelagar	$e_c = 0,802 \text{ m}$
Eksentrisitas di tengah bentang gelagar komposit	$e_c' = e_c + (y_{bcg} - y_b)$ $= 0,802 + (1,398 - 1,012)$ $= 1,188 \text{ m}$
Beban akibat gaya prategang insial	$Q_{tf} = \frac{8 \times P_{tf} \times e_c}{L^2}$ $= \frac{8 \times 12095,16 \times 0,802}{45,8^2}$ $= 36,993 \text{ kN/m}$
Beban akibat gaya prategang efektif	$Q_{eff} = \frac{8 \times P_{ef} \times e_c}{L^2}$ $= \frac{8 \times 10931,57 \times 0,802}{45,8^2}$ $= 33,434 \text{ kN/m}$
Beban akibat momen gelagar	$Q_{MS_G} = \frac{8 \times M_{MS_G} \times e_c}{L^2}$ $= \frac{8 \times 4931,42 \times 0,802}{45,8^2}$ $= 18,808 \text{ kN/m}$
Beban akibat momen gelagar dan pelat	$Q_{MS_G+S} = \frac{8 \times M_{MS_G+S} \times e_c}{L^2}$ $= \frac{8 \times 8372,86 \times 0,802}{45,8^2}$ $= 31,933 \text{ kN/m}$

Perhitungan lendutan

1. Lendutan pada kondisi transfer

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5 \times (-Q_{tf} + Q_{MS_G}) \times L^4}{384 \times E_{cig} \times I_g} \\ &= \frac{5 \times (-36,993 + 18,808) \times 45,8^4}{384 \times 34409,65 \times 0,414} \\ &= -0,073 \text{ m} < L/240 = 0,19 \text{ m (Oke)}\end{aligned}$$

2. Lendutan pada saat kehilangan prategang

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5 \times (-Q_{eff} + Q_{MS_G}) \times L^4}{384 \times E_{cig} \times I_g} \\ &= \frac{5 \times (-33,434 + 18,808) \times 45,8^4}{384 \times 34409,65 \times 0,414} \\ &= -0,059 \text{ m} < L/240 = 0,19 \text{ m (Oke)}\end{aligned}$$

3. Lendutan saat pelat sudah di cor

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5 \times (-Q_{eff} + Q_{MS_{G+S}}) \times L^4}{384 \times E_{cg} \times I_g} \\ &= \frac{5 \times (-33,434 + 18,808) \times 45,8^4}{384 \times 0,414} \\ &= -0,005 \text{ m} < L/240 = 0,19 \text{ m (Oke)}\end{aligned}$$

4. Lendutan setelah plat dan gelagar menjadi komposit

$$\begin{aligned}\delta &= \frac{5 \times (-Q_{eff} + Q_{MS_{G+S}}) \times L^4}{384 \times E_{cg} \times I_{cg}} \\ &= \frac{5 \times (-33,434 + 18,808) \times 45,8^4}{384 \times 38471,16 \times 0,414} \\ &= -0,034 \text{ m} < L/240 = 0,19 \text{ m (Oke)}\end{aligned}$$

5. Lendutan pada gelagar komposit saat layan

Lendutan izin maksimum

$$\delta_{izin} = L_b/300 = 0,153 \text{ m}$$

Tabel 4. 30 Rekap Lendutan Masing-Masing Pembebanan

Komponen Beban	Tanpa faktor	Kuat I	Kuat V	Layan I	Layan III
	m	m	m	m	m
Berat Sendiri (MS1)	0,041	0,050	0,050	0,041	0,0413
Berat Sendiri (MS2)	0,029	0,037	0,037	0,029	0,029
Mati Tambahan (MA)	0,013	0,027	0,027	0,013	0,0134
Prategang (PR)	-0,071	-0,035	-0,035	-0,071	-0,071
Beban Lajur D (TD)	0,040	0,072	-	0,040	0,0321
Beban rem (TB)	0,001	0,001	-	0,001	0,0004
Gaya angin struktur (EWS)	0,002	-	0,001	0,001	-
Gaya angin kendaraan (EWL)	0,003	-	0,003	-	-
Total	0,058	0,151	0,082	0,056	0,045
Cek lendutan	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Keterangan :

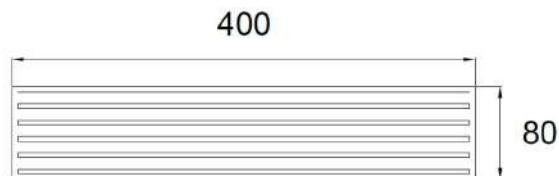
(+) = arah lendutan ke bawah

(-) = arah lendutan ke atas

MS1 = Berat Sendiri gelagar dan deckslab

MS2 = Berat sendiri pelat lantai dan diafragma

4.2.6 Bearing Pad



Gambar 4. 30 Desain Bearing Pad

A. Perencanaan Desain

Tebal selimut atas & bawah	t_c	= 10 mm
Jumlah plat baja	n_p	= 5 buah
Tebal plat baja	t_p	= 20 mm @ 5 x 4 mm
Jumlah karet dalam	n_i	= 4 buah
Tebal karet	t_i	= 40 mm @ 4 x 10 mm
Tinggi total	t	= 80 mm
Panjang bearing pad	a	= 600 mm
Lebar bearing pad	b	= 400 mm
Modulus geser	G	= 0,69
Modulus bulk	B	= 2000
Luas Penampang	A	= 240000 mm ²

B. Pembebanan pada *bearing pad*

Tabel 4. 31 Beban yang bekerja terhadap Bearing Pad

Kode Beban	Nilai Beban (kN)
Vertikal	
Mati Sendiri (MS)	826,12
Mati Tambahan (MA)	158,55
Lajur D (TD)	430,18
Angin pada struktur (EW _s)	20
Angin pada kendaraan (EW _L)	34,39
Total (V)	1469,24
Horizontal	
Gaya Rem (TB)	41,306
Angin Horizontal (PH)	149,847
Total (H)	191,153

C. Persyaratan Kondisi *Bearing Pad*

- Gerakan tangensial

$$\delta a = \frac{TB \cdot t}{1000 \cdot Ar \cdot G} = \frac{28,8 \times 10^3 \times 80}{1000 \times 240000 \times 0,69} = 0,014$$

$$\delta b = \frac{\frac{1}{2} \cdot P_H \cdot t}{1000 \cdot Ar \cdot G} = \frac{74,92 \times 10^3 \times 80}{1000 \times 240000 \times 0,69} = 0,072$$

$$\delta_{total} = \delta a + \delta b = 0,014 + 0,036 = 0,86$$

- Luas efektif minimum

$$A_{eff} = A \times \left[1 - \frac{\delta a}{a} - \frac{\delta b}{b} \right] = 240000 \times \left[1 - \frac{0,014}{600} - \frac{0,072}{400} \right]$$

$$= 239951,001 \text{ mm}^2$$

$$A_{eff} \geq 0,9 \cdot A$$

$$239951,001 \text{ mm}^2 \geq 216000 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

- Perputaran relatif antara permukaan atas dan bawah *bearing pad*

Tabel 4. 32 Dimensi Toleransi *Bearing Pad*

(Sumber : SNI 3967:2013)

Tabel 2 - Toleransi bantalan karet	
Uraian	Dimensi (mm)
Dimensi vertikal keseluruhan :	
Tebal 32 mm atau kurang	-0, +3
Tebal lebih dari 32 mm	-0, +6
Dimensi horizontal keseluruhan :	
Untuk pengukuran 914 mm atau kurang	-0, +6
Untuk pengukuran lebih dari 914 mm	-0, +12
Tebal lapisan karet seluruh bagian (untuk bantalan berlapis)	±3
Variasi terhadap permukaan teoritis :	
Atas	Kemiringan relatif terhadap dasar tidak lebih dari 0,005 radian
Samping	-0, +6
Posisi elemen penyambung yang terekspos	±3
Penutup ujung elemen penyambung	-0, +3
Ukuran lubang, celah dan sisipan	±3
Posisi lubang, celah dan sisipan	±3

$$\alpha_a = \frac{H_{maks} - H_{min}}{a} = \frac{6 - 0}{400} = 0,015$$

$$\alpha_b = \frac{H_{maks} - H_{min}}{b} = \frac{6 - 0}{600} = 0,010$$

- Faktor bentuk ($4 \leq S \leq 12$)

$$S = \frac{a \cdot b}{2(a + b) \cdot 1,3 \cdot h_a} = \frac{400 \cdot 600}{2(400 + 600) \cdot 1,4 \cdot 10} = 8,57$$

- Regangan

$$\varepsilon_{sr} = \frac{\alpha_a \cdot a^2 + \alpha_b \cdot b^2}{2 \cdot t_i \cdot t} = \frac{0,010 \cdot 600^2 + 0,015 \cdot 400^2}{2 \cdot 40 \cdot 80} = 0,938$$

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sc} &= \frac{6 \cdot S \cdot V}{3 \cdot A_{eff} \cdot G \cdot (1 + 2S^2)} = \frac{6 \times 8,57 \times 1469,24}{3 \times 239972,72 \times 0,69 \times (1 + 2 \times 8,57^2)} \\ &= 1,028 \end{aligned}$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,7 \text{ (BMS Pasal 7.5)}$$

$$\varepsilon_{total} = \varepsilon_{sr} + \varepsilon_{sc} + \varepsilon_{sh} = 0,938 + 1,028 + 0,7 = 2,666$$

- Syarat regangan

$$\varepsilon_{total} \leq \frac{2,6}{\sqrt{G}}$$

$$2,666 \leq \frac{2,6}{\sqrt{0,69}}$$

$$2,666 \leq 3,130 \text{ (Oke)}$$

- Batas lelah

$$\frac{1,4V}{\varepsilon_{sc} \cdot V_{MLL}} \cdot \sqrt{\frac{0,69}{G}} \geq 1$$

$$\frac{1,4 \times 1469,24}{1,028 \times 430,185} \cdot \sqrt{\frac{0,69}{0,69}} \geq 1$$

$$4,65 \geq 1 \text{ (Oke)}$$

- Pemeriksaan tegangan maksimal rata-rata

$$\frac{15 \cdot Ar}{V} \geq 1$$

$$\frac{15 \times 240000}{1469,24 \times 10^3} \geq 1$$

$$2,45 \geq 1 \text{ (Oke)}$$

- Perputaran maksimum

$$\begin{aligned} E_h &= A \cdot G \cdot \left[1 - \frac{1}{\frac{a}{b} + \frac{b}{a}} \right]^2 = 240000 \cdot (0,69) \cdot \left[1 - \frac{1}{\frac{600}{400} + \frac{400}{600}} \right]^2 \\ &= 48014,201 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C &= 4 + \frac{a}{b} \cdot \left(6 - \frac{3,3a}{b} \right) \\ &= 4 + \frac{400}{600} \cdot \left(6 - \frac{3,3 \cdot (400)}{600} \right) \\ &= 5,575 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E &= E_h + \frac{CGS^2}{1 + \frac{CGS^2}{0,75 \cdot B}} \\ &= 48014,201 + \frac{5,575 \times 0,69 \times (8,57)^2}{1 + \frac{5,575 \times 0,69 \times (8,57)^2}{0,75 \cdot B}} \\ &= 48252,013 \end{aligned}$$

- Batas Perputaran

$$d_c = t_i \times \frac{V}{EA} = 40 \times \frac{1469,24 \times 10^3}{48252,013 \times 240000} = 0,0051$$

$$\frac{\alpha_a \cdot a + \alpha_b \cdot b}{4 \cdot dc} \geq 1$$

$$\frac{0,01 \times 600 + 0,015 \times 400}{4 \times 0,051} \geq 1$$

$$591 \geq 1 \text{ (Oke)}$$

- Stabilitas tekan

$$\frac{2. b. G. S. A_{eff}}{1000. V} \geq 1$$

$$\frac{2 \times 400 \times 0,69 \times 8,57 \times 239951,001}{1000 \times 1469,24} \geq 1$$

$$772,72 \geq 1 \text{ (Oke)}$$

- Tebal baja minimum

Syarat 1

$$3 \text{ mm} \leq t_s \quad 3 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \quad \text{(Oke)}$$

Syarat 2

$$\frac{3. V. t_i. 1000}{A. f_y} \leq t_s$$

$$\frac{3 \times 1469,24 \times 40 \times 1000}{240000 \times 420} \leq 5 \text{ mm}$$

$$1,75 \text{ mm} \leq 5 \text{ mm} \quad \text{(Oke)}$$

Tebal baja yang digunakan sudah memenuhi persyaratan tebal baja minimum

- Tahanan gesek

$$\frac{0,1. (V + 3000. A_{eff})}{H} \geq 1$$

$$\frac{0,1 \times (1469,24 + 3000 \times 239951,001)}{178,65 \times 10^3} \geq 1$$

$$403,834 \geq 1 \text{ (Oke)}$$

4.2.7 Plat Injak



Gambar 4. 31 Desain Pelat Injak

A. Perencanaan Desain

$$\text{Panjang plat injak} = 2 \times 12,6 \text{ m} = 25,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar plat injak} = 5 \text{ m}$$

$$\text{Tebal plat injak} = 0,3 \text{ m}$$

B. Pembebanan plat injak

$$\text{Beban roda gandar truk} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Diambil nilai FBD} = 30\%$$

$$\begin{aligned} \text{Beban (TT)} &= (1 + FBD) \times P_T \\ &= (1 + 0,3) \times 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal plat injak} \quad h_{PI} = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Tebal aspal} \quad h_a = 0,05 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi kontak roda} \quad a = 0,75 \text{ m}$$

$$b = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Dimensi kritis kontak} \quad a' = 0,80 \text{ m}$$

$$\text{roda} \quad b' = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Angka poisson} \quad \nu = 0,15$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton} \quad Ec &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,96 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Standar modulus of soil} \quad ks &= 81500 \text{ kN/m}^3 \\ \text{reactions} \end{aligned}$$

Lebar penyebaran beban	$rb = b'/2$
terpusat arah melintang	$= 0,15 \text{ m}$
Lebar penyebaran beban	$ra = a'/2$
terpusat arah memanjang	$= 0,40 \text{ m}$

Momen pada plat injak

$$\lambda = \left[\frac{Ec \times h^3}{12 \times (1 - \nu) \times k_s} \right]^{0,25}$$

$$= \left[\frac{25742,96 \times 0,3^3}{12 \times (1 - 0,15) \times 81500} \right]^{0,25}$$

$$= 0,164$$

$$M_{max} = \frac{T_T}{2} [1 - (r \times \sqrt{2 \times \lambda})]^{0,6}$$

$$= \frac{146,25}{2} [1 - (0,15 \times \sqrt{2 \times 0,164})]^{0,6}$$

$$= 49,906 \text{ kNm}$$

$$M_u = 1,8 \times M_{max} = 1,8 \times 49,906 = 89,830 \text{ kNm}$$

C. Pembesian

Mutu beton	$f_c = 30 \text{ MPa}$
Lebar yang ditinjau	$b = 1000 \text{ mm}$
tebal plat	$h = 300 \text{ mm}$
selimut beton	$s = 50 \text{ mm}$
tebal efektif	$d = 250 \text{ mm}$
mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
b_1	$= 0,85$
Faktor reduksi lentur	$= 0,9$
Modulus elastisitas	$E_s =$
baja	
Arah memanjang	

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{89,830}{0,9} = 99,811 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{99,811 \times 10^6}{1000 \times 250^2} = 1,60 \text{ N/mm}^2$$

Pembatasan nilai ρ

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \\ &= \frac{1}{16,471} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,60}{420}} \\ &= 0,0039 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $\rho = 0,0039 > \rho_{min} = 0,0033$, maka dipakai $\rho = 0,0039$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0039 \times 1000 \times 250 = 982,376 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 16 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200,96 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 \times 1000}{982,376} = 204,56 \text{ mm}$$

Direncanakan jarak antar tulangan 150 mm

$$A_{s'} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{s} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{150} = 1339,733 \text{ mm}^2$$

Kontrol A_s

$$A_{s'} > A_s = 1339,733 \text{ mm}^2 > 982,376 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Tulangan arah memanjang pelat injak pakai **D16-150**

Arah melintang

Momen pada plat injak

$$\begin{aligned} M_{max} &= \frac{T_T}{2} [1 - (r \times \sqrt{2 \times \lambda})]^{0,6} \\ &= \frac{146,25}{2} [1 - (0,40 \times \sqrt{2 \times 0,164})]^{0,6} \\ &= 11,207 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$M_u = 1,8 \times M_{max} = 1,8 \times 11,207 = 20,172 \text{ kNm}$$

Pembesian plat injak arah melintang

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{20,172}{0,9} = 22,414 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{22,414 \times 10^6}{1000 \times 250^2} = 0,36 \text{ N/mm}^2$$

Pembatasan nilai ρ

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \\ &= \frac{1}{16,471} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,36}{420}} \\ &= 0,00086 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai $\rho = 0,00086 < \rho_{min} = 0,0033$, maka dipakai $\rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan lentur yang diperlukan

$$A_s = \rho \times b \times d = 0,0033 \times 1000 \times 250 = 833,333 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 13 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 = 132,665 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{A_s \times b}{A_{s \text{ perlu}}} = \frac{\frac{1}{4} \times 3,14 \times 13^2 \times 1000}{833,333} = 159,198 \text{ mm}$$

Direncanakan jarak antar tulangan 150 mm

$$A_{s'} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times b}{s} = \frac{\frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \times 1000}{150} = 884,433 \text{ mm}^2$$

Kontrol A_s

$$A_{s'} > A_s = 884,433 \text{ mm}^2 > 833,333 \text{ mm}^2 \text{ (Oke)}$$

Tulangan plat injak arah melintang pakai **D13-150**

4.2.8 *Abutment*

A. Perencanaan Desain

Data Struktur

Lebar *Abutment* $B_x = 12 \text{ m}$

Panjang *Abutment* $B_y = 40 \text{ m}$

Tinggi *Abutment* $h = 15,8 \text{ m}$

Tanah Timbunan

Berat volume tanah $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$

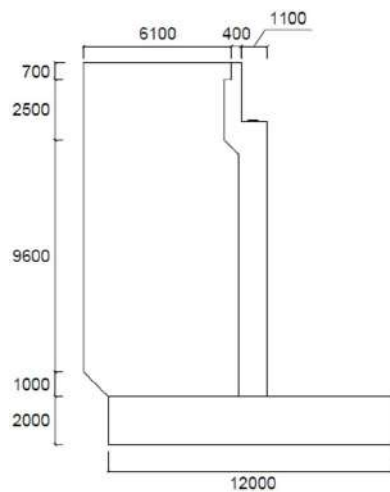
Sudut gesek tanah $\phi = 25^\circ$

Kohesi $C = 10 \text{ kN/m}^2$

Data Material

Mutu Beton

<i>Back wall</i>	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
<i>Breast wall</i>	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
<i>Wing wall</i>	$f'_c = 25 \text{ MPa}$
<i>Pilecap</i>	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Berat jenis beton	$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$
Mutu baja tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$



Gambar 4. 32 Desain Abutment

B. Pembebanan

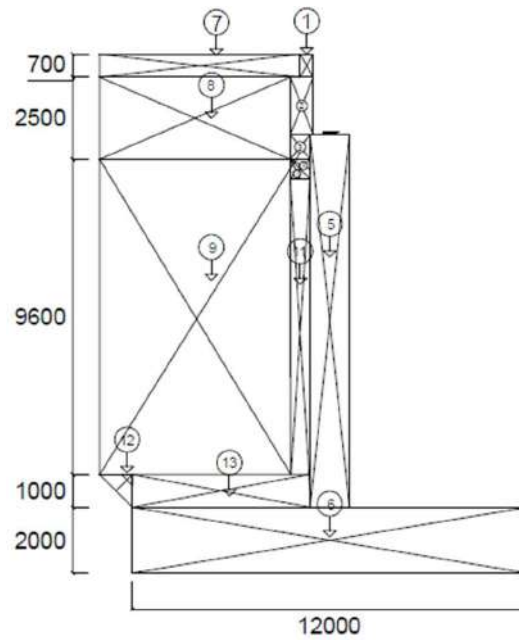
1. Beban Mati Sendiri

- Berat Mati Struktur Atas

Struktur	Volume			Jumlah (n)	Berat (kN/m)	BJ (kN/m ³)	Berat (kN)
	B (m)	H (m)	L (m)				
Gelagar			45,8	12	18,808		10336,60
Pelat	12,6	0,25	45,8	2		25	7213,50
Decks slab	1,42	0,07	45,8	10		25	1138,13
Diafragma		0,2	45,8	10	1,657		759,125
Total beban mati sendiri struktur atas (kN)					=	19447,357	

Beban yang bekerja terhadap <i>Abutment</i> (kN)	=	9723,6785
--	---	-----------

- Berat sendiri struktur bawah

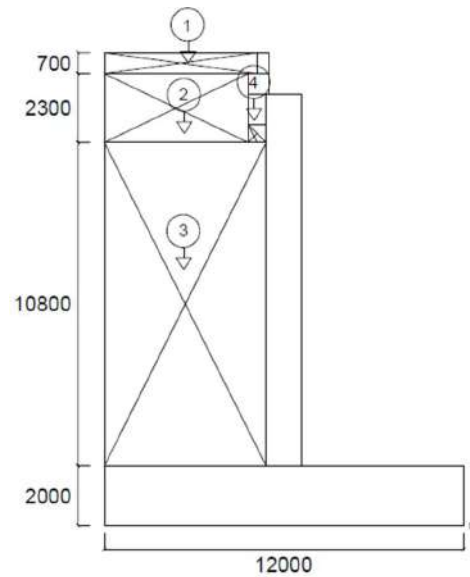


Gambar 4. 33 Titik Berat Abutment

No	b m	h m	L m	γc kN/m ³	Berat kN	Lengan m	Momen kNm
<i>Abutment</i>							
1	0,40	0,70	40	25	280	0,70	196
2	0,70	1,75	40	25	1225	0,85	1041,250
3	0,60	0,75	40	25	450	0,90	405
4	0,60	0,60	40	25	180	0,80	144
5	1,20	11,35	40	25	13620	0	0
6	12,00	2,00	40	25	24000	0	0
					39755		1786,250
<i>Wingwall</i>							
7	6,10	0,70	1	25	106,750	3,95	421,663
8	5,80	2,50	1	25	362,500	4,10	1486,250
9	5,80	9,60	1	25	1392,000	4,10	5707,200

No	b	h	L	γc	Berat	Lengan	Momen
	m	m	m	kN/m ³	kN	m	kNm
10	0,60	0,60	1	25	4,500	1,00	4,500
11	0,60	9,00	1	25	135,000	0,90	121,500
12	1,00	1,00	1	25	12,500	6,33	79,167
13	5,40	1,00	1	25	135,000	3,30	445,500
					2148,250		8265,779

• Berat Tanah Timbunan



Gambar 4. 34 Titik Berat Tanah Timbunan

No	b	h	L	γs	Berat	Lengan	Momen
	m	m	m	kN/m ³	kN	m	kNm
1	5,10	0,70	39	17	2366,910	3,45	8165,840
2	4,80	2,30	39	17	7319,520	3,60	26350,272
3	0,60	0,60	39	17	119,340	1,00	119,340
4	5,40	10,80	39	17	38666,160	3,30	127598,328
					48471,930		162233,780

2. Beban Mati Tambahan

Komponen	Volume			Jumlah (n)	Berat (kN/m)	BJ (kN/m ³)	Berat (kN)
	b (m)	h (m)	l (m)				
Parapet			45,8	4	3,583		656,467
Aspal	11,6	0,05	45,8	2		22	1168,816
Air hujan	11,6	0,05	45,8	2		9,81	521,186
Total beban mati tambahan						$W_{MA} =$	2346,468
Beban yang bekerja terhadap <i>Abutment</i>						$P_{MA} =$	1173,234

3. Beban akibat tekanan tanah

Berdasarkan SNI 1725:2016, beban tambahan akibat beban hidup diperhitungkan apabila beban hidup kendaraan direncanakan akan melewati timbunan dengan tinggi ekivalen 0,7 m.

$$\text{Panjang } Abutment \quad B_y = 40 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi } Abutment \quad H = 12 \text{ m}$$

$$\text{Berat volume tanah} \quad \gamma_s = 17 \text{ kN/m}^3$$

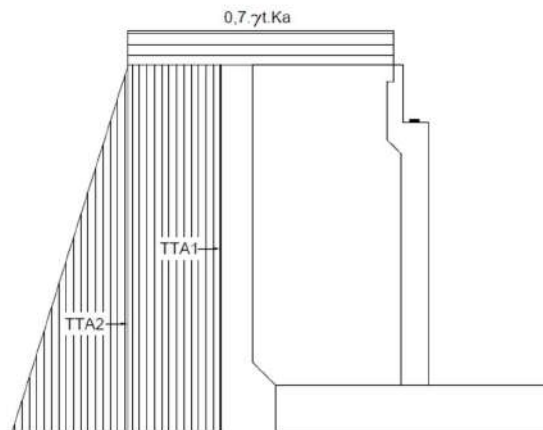
$$\text{Sudut gesek dalam} \quad \phi = 25^\circ$$

$$\text{Koheesi} \quad c = 10 \text{ kN/m}^2$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{25^\circ}{2} \right) = 0,406$$

No	Gaya akibat tekanan tanah	Beban (T _{TA})	Lengan (y _{TA})	Momen (M _{TA})
		kN	m	kNm
1	TA ₁	2670,833	7,900	21099,582
2	TA ₂	30142,260	4,651	140194,776
3		-823,529	4,651	-3830,321
Total		31989,564		157464,037



Gambar 4. 35 Tekanan Tanah Aktif Abutment

4. Beban Lajur D (TD)

Beban terbagi rata (BTR) $W_{BTR} = 7913,52 \text{ Kn}$

Beban Garis Terpusat (BGT) $W_{BTR} = 7913,52 \text{ Kn}$

Didapatkan total beban lajur D sebesar

$$W_{TD} = W_{BTR} + W_{BGT} = 7513,52 + 1591,52 = 9505,04 \text{ kN}$$

Beban lajur D yang bekerja terhadap *Abutment*

$$P_{TD} = \frac{1}{2} \times W_{TD} = \frac{1}{2} \times 9505,04 = 4752,52 \text{ kN}$$

5. Beban Rem (TB)

Mengacu pada SNI 1725:2016, nilai beban rem diambil dari nilai terbesar dari antara 25% berat gandar truk atau 5% dari berat truk ditambah beban lajur terbagi rata BTR. Beban gaya rem pada *Abutment* diperhitungkan sebagai berikut

Total beban rem $= 495,676 \text{ kN}$

Lengan beban rem terhadap *Abutment* $= 17,65 \text{ m}$

Momen akibat beban rem $= 495,676 \times 17,65$

$$= 8748,68 \text{ kNm}$$

6. Beban angin

Beban angin struktur (EW_S)

Beban angin vertikal

$$\text{Gaya tekan angin} = 39,997 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah gelagar} = 12 \text{ buah}$$

$$\text{Total gaya tekan angin struktur} = 12 \times 39,997 \text{ kN} = 479,96 \text{ kN}$$

Beban angin horizontal

Beban angin struktur bekerja di area samping gelagar jembatan. Momen akibat beban angin terjadi akibat terdapat lengan gaya yang bekerja sejajar terhadap pilecap.

$$\text{Beban angin pada struktur} \quad T_{EWS} = 149,847 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan} \quad y_{EWS} = 15,125 \text{ m}$$

Momen akibat beban angin struktur

$$M_{EWS} = T_{EWS} \times y_{EWS} = 149,847 \times 15,125 = 2266,436 \text{ kNm}$$

Beban angin kendaraan (EW_L)

Beban angin vertikal

$$\text{Beban angin kendaraan} \quad q_{EWL} = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Jumlah lajur} \quad n = 4$$

$$\text{Panjang bentang jembatan} \quad L_b = 45,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban} &= (n \times q_{EWL} \times L_b) / 2 \\ &= (4 \times 1,5 \times 45,8) / 2 \\ &= 137,557 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban angin horizontal

$$\text{Gaya tekan angin kendaraan} \quad T_{EWS} = 1,46 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang jembatan} \quad L_b = 45,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban angin kendaraan} \quad Q_{EWS} &= T_{EWS} \times L_b \\ &= 1,46 \text{ kN/m} \times 45,8 \text{ m} \\ &= 66,868 \text{ kN} \end{aligned}$$

Karena beban angin yang bekerja terhadap *Abutment* adalah $\frac{1}{2}$ bentang jembatan, maka nilai beban angin adalah

$$\text{Beban angin kendaraan} \quad Q_{EWS} = \frac{1}{2} \times 66,868 = 33,434 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap pilecap} \quad y_{EWL} = 17,65 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen} \quad M_{EWL} &= Q_{EWL} \times y_{EWL} \\ &= 33,434 \times 17,65 \\ &= 590,11 \text{ kNm} \end{aligned}$$

7. Beban gempa

- Beban gempa vertikal (EQ_v)

Beban gempa vertikal direncanakan sebesar 10% dari reaksi akibat beban mati permanen sendiri dan beban mati tambahan.

$$\begin{aligned} P_{EQ} &= 10\% \times (P_{MS} + P_{MA}) \\ &= 10\% \times (9723,678 + 1173,234) \\ &= 1089,691 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban gempa horizontal (EQ_h)

Menentukan Kelas situs

Pada perencanaan Jembatan Sungai Wongo dapat diperoleh data pengujian N-SPT. Dari data tersebut diperhitungkan nilai N rata-rata

$$\bar{N} = \frac{30}{0,911} = 32,95$$

Dari hasil data N-SPT, didapatkan nilai $\bar{N} = 32,95$, maka dapat diklasifikasikan kedalam kelas situs tanah sedang (SD).

Mencari nilai parameter perencanaan beban gempa

Setelah kelas situs sudah ditentukan, kemudian cari nilai parameter untuk perencanaan beban gempa yang akan ditinjau. Nilai PGA, SS, dan S1 dengan kelas situs tanah sedang (SD) dicari menggunakan aplikasi LINI Bina Marga.

Parameter penentuan beban gempa dengan rincian sebagai berikut :

Respons Spektra Percepatan Gempa 0,2

Detik	<i>SS</i>	=	0,652
Percepatan Gempa 1 Detik	<i>S1</i>	=	0,260
Faktor Amplifikasi PGA	<i>FPGA</i>	=	1,204
Faktor Amplifikasi 0,2 detik	<i>Fa</i>	=	1,278
Faktor Amplifikasi 1 Detik	<i>Fv</i>	=	1,88
Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah	<i>As</i>	=	0,359
Nilai Spektra Muka Tanah 0,2 Detik	<i>SDS</i>	=	0,83
Nilai Spektra Muka Tanah 1 Detik	<i>SD1</i>	=	0,4888
Koefisien respon spektra	<i>C_{sm}</i>	=	0,83

$$T_o = 0,12 \text{ detik}$$

T (diambil dari Gambar 4 SNI

$$2833:2016) = 0,20 \text{ detik}$$

$$T_s = 0,59 \text{ detik}$$

Menghitung beban gempa

Perhitungan beban gempa disesuaikan dengan jembatan yang akan didesain. Jembatan Sungai Wongo dirancang berupa jembatan dengan bentang tunggal, sehingga tidak diperlukan analisis pembebanan gempa. Rumus untuk mencari nilai beban gempa yang dipakai sebagai berikut

$$E_Q = A_s \times W_T$$

Keterangan :

$$E_Q = \text{Beban gempa (kN)}$$

$$A_s = \text{Koefisien Percepatan Puncak Muka Tanah}$$

W_T = Total beban mati struktur (kN)

Gaya gempa struktur atas

$$P_{EQ} = A_s \times W_T = 0,359 \times 10896,913 \text{ kN} = 3909,725 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = P_{EQ} \times y_{EQ} = 3909,725 \text{ kN} \times 15,8 \text{ m} = 61773,656 \text{ kNm}$$

Gaya gempa struktur bawah

$$P_{EQ} = A_s \times W_T = 0,359 \times 51798,02 \text{ kN} = 18552,783 \text{ kN}$$

$$M_{EQ} = P_{EQ} \times y_{EQ} = 18552,783 \text{ kN} \times 6,139 \text{ m} = 113899,824 \text{ kNm}$$

Total akibat beban gempa

$$\Sigma P_{EQ} = 3909,725 \text{ kN} + 18552,783 \text{ kN} = 22462,508 \text{ kN}$$

$$\Sigma M_{EQ} = 61773,656 \text{ kNm} + 113899,824 \text{ kNm} = 175673,480 \text{ kNm}$$

Tabel 4. 33 Rekapitulasi Gaya dan Momen Abutment

Jenis beban	Kode Beban	Gaya Vertikal (kN)	Gaya horizontal (kN)		Momen (kNm)	
		P	Tx	Ty	Mx	My
Beban Mati						
Mati Struktur Atas	MS1	5737,366				
Mati Struktur Atas	MS2	3986,313				
Mati Struktur Bawah	MSB	84375,180				
Mati Tambahan	MA	1173,234				
Tekanan Tanah Aktif	TA		31989,564		157464,037	
Beban Hidup						
Lajur D	TD	4752,52				
Gaya Rem	TB		495,676		8748,6814	
Aksi Lingkungan						
Angin Struktur	EW _s	479,961		149,847		2266,436
Angin Kendaraan	EW _L	137,557		33,434		590,110
Gempa Vertikal	EQ _v	-1089,691				
Gempa	EQ		20309,756		166935,277	
		99552,440	52794,995	183,281	333147,995	2781,623

C. Cek stabilitas *Abutment*

Abutment yang didesain harus mampu mempertahankan kedudukannya akibat gaya eksternal yang bekerja terhadap struktur. *Abutment* perlu di cek stabilitas terhadap kemungkinan guling, geser, dan daya dukung tanah. Faktor keamanan (*Safety Factor*) yang disyaratkan berdasarkan ketentuan SNI 8460:2017 adalah sebagai berikut :

- *Safety Factor* terhadap guling bernilai minimum 2
- *Safety Factor* terhadap geser bernilai minimum 1,5
- *Safety Factor* terhadap daya dukung tanah bernilai minimum 3

Stabilitas terhadap *Abutment* ditinjau terhadap beberapa kondisi pembebanan yaitu Kuat I, Kuat V, Ekstrem I, dan Layan I. Kombinasi pembebanan terdiri dari beberapa beban yang bekerja terhadap *Abutment* dengan rincian berikut :

$$\text{Kuat I} = \text{MS1} + \text{MS2} + \text{MSB} + \text{MA} + \text{TD} + \text{TB}$$

$$\text{Kuat V} = \text{MS1} + \text{MS2} + \text{MSB} + \text{MA} + \text{TD} + \text{TB} + \text{EW}_S + \text{EW}_L$$

$$\text{Ekstrem I} = \text{MS1} + \text{MS2} + \text{MSB} + \text{MA} + \text{TD} + \text{EQ}$$

$$\text{Layan I} = \text{MS1} + \text{MS2} + \text{MSB} + \text{MA} + \text{TA} + \text{TB} + \text{TD} + \text{EW}_S + \text{EW}_L$$

1. Stabilitas terhadap guling pada *Abutment*

- Stabilitas guling arah memanjang jembatan (arah x)

Faktor aman (SF) stabilitas terhadap guling arah memanjang jembatan (arah x) dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$SF = \frac{\sum Mp}{\sum Mox}$$

Tabel 4. 34 Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan

Kondisi	Mp	Mox	SF	SF	Ket
Kuat I	772433,485	166212,718	4,647	2	Aman
Kuat 5	747623,474	157464,037	4,748	2	Aman
Ekstrem 1	765895,337	166935,277	4,588	1,25	Aman
Layan 1	776138,594	166212,718	4,670	2	Aman

➤ Stabilitas guling arah melintang jembatan (arah y)

Faktor aman (SF) stabilitas terhadap guling arah melintang jembatan (arah y) dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$SF = \frac{\sum Mp}{\sum Moy}$$

Tabel 4. 35 Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan

Kombinasi	Mp	Moy	SF	SF	Ket
Kuat 1	2000492,253	0,000	-	-	-
Kuat 5	2012842,616	2781,623	723,622	2	Aman
Ekstrem 1	1967893,083	166935,277	11,788	1,25	Aman
Layan 1	2012842,616	2781,623	723,622	2	Aman

Keterangan :

Untuk beban statik digunakan nilai SF > 2

Untuk beban dinamis digunakan nilai SF > 1,25

2. Stabilitas terhadap geser pada *Abutment*

➤ Stabilitas geser arah memanjang jembatan (arah x)

Faktor aman (SF) stabilitas terhadap geser arah memanjang jembatan (arah x) dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$SF = \frac{\sum Hp}{\sum Hx} = \frac{\sum c.Bx.By + \sum V.tan\phi}{\sum Hx}$$

Tabel 4. 36 Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

Kombinasi	$\sum Hp$	$\sum Hx$	SF	SF	Ket
Kuat 1	50842,243	32485,240	1,565	1,5	Aman
Kuat 5	48914,060	31989,564	1,529	1,5	Aman
Ekstrem 1	50334,112	20309,756	2,478	1,25	Aman
Layan 1	51130,196	32485,240	1,574	1,5	Aman

➤ Stabilitas geser arah melintang jembatan (arah y)

Faktor aman (SF) stabilitas terhadap geser arah melintang jembatan (arah y) dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$SF = \frac{\sum H_p}{\sum H_y} = \frac{\sum c.Bx.By + \sum V.tan\phi}{\sum H_y}$$

Tabel 4. 37 Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

Kombinasi	ΣH_p	ΣH_y	SF	SF	Ket
Kuat 1	50842,243	0,000	-	1,5	-
Kuat 5	51130,196	183,281	278,972	1,5	Aman
Ekstrem 1	50334,112	20309,756	2,478	1,25	Aman
Layan 1	51130,196	32485,240	1,574	1,5	Aman

Keterangan :

Untuk beban statik digunakan nilai SF > 1,5

Untuk beban dinamis digunakan nilai SF > 1,25

3. Pengecekan eksentrisitas

Pengecekan eksentrisitas bertujuan untuk memastikan bahwa gaya yang bekerja pada *Abutment* tidak menimbulkan momen yang berlebih akibat perbedaan lokasi titik berat gaya. Untuk faktor aman (SF) terhadap eksentrisitas dapat dihitung menggunakan rumus berikut

$$e = \frac{B}{2} - \frac{\sum MV - \sum MH}{\sum V} < \frac{B}{6}$$

Dimana,

B = Lebar *Pilecap* (m)

$\sum MV$ = Total momen akibat beban vertikal (kNm)

$\sum MH$ = Total momen akibat beban horizontal (kNm)

$\sum V$ = Total beban vetikal (kN)

Tabel 4. 38 Cek Eksentrisitas *Abutment*

Arah Memanjang (arah x)			
Kombinasi	e	SF	Ket
Kuat 1	-0,061	2,000	Aman
Kuat 5	-0,155	2,000	Aman

Ekstrem 1	-0,054	2,000	Aman
Layan 1	-0,060	2,000	Aman
Arah Melintang (arah y)			
Kombinasi	e	SF	Ket
Kuat 1	0,000	6,667	Aman
Kuat 5	0,028	6,667	Aman
Ekstrem 1	1,797	6,667	Aman
Layan 1	0,028	6,667	Aman

4. Stabilitas terhadap daya dukung tanah

Sudut geser tanah (ϕ) = 25°

Kedalaman pondasi (D_f) = 4 m

Kohesi (c) = 10 kN/m²

Lebar Melintang *Abutment* (B_x) = 11 m

Lebar memanjang *Abutment* (B_y) = 36 m

ϕ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	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	172,2	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. 36 Tabel Nilai Daya Dukung Tanah Terzaghi (1943)

Nilai daya dukung tanah yang didapatkan berdasarkan tabel Terzaghi yakni :

- $N_c = 25,1$

- $N_q = 9,7$
- $N_\gamma = 12,7$

Kapasitas daya dukung tanah Terzaghi untuk pondasi persegi

$$q_u = c \cdot N_c \cdot \left(1 + 0,3 \cdot \frac{B}{L}\right) + Df \cdot \gamma \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot \left(1 - 0,2 \cdot \frac{B}{L}\right)$$

Kapasitas daya dukung tanah maksimum

$$q_{max} = \frac{Pu}{A} + \frac{Mx}{\frac{1}{6} \cdot Bx^2 \cdot By} + \frac{My}{\frac{1}{6} \cdot Bx \cdot By^2}$$

Nilai faktor aman untuk stabilitas daya dukung tanah

$$SF = \frac{Q_{all}}{q_{max}}$$

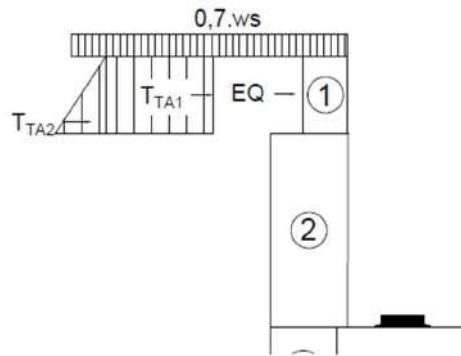
Tabel 4. 39 Stabilitas Terhadap Kapasitas Daya Dukung Tanah

Kombinasi	q _{max}	q _{all}	SF Hasil	SF Batas	Ket
Kuat 1	497,801	689,07533	1,384	3	Tidak
Kuat 5	466,873	689,07533	1,476	3	Tidak
Ekstrem 1	818,594	689,07533	0,842	3	Tidak
Layan 1	392,298	689,07533	1,757	3	Tidak

Nilai stabilitas terhadap daya dukung tanah untuk semua kombinasi pembebanan tidak mampu menahan daya dukung tanah sehingga *Abutment* diperlukan pondasi.

D. Pembesian *Abutment*

1. Backwall atas



Gambar 4. 37 Beban yang bekerja pada Backwall Atas

- a. Pembebanan
- Tekanan tanah aktif (TA)

	Gaya akibat tekanan tanah	Beban (T_{TA})	Lengan (y_{TA})	Momen (M_{TA})
		kN	m	kNm
TA1	$0,7.\gamma_s.H.k_a.B_y$	135,232	0,350	47,331
TA2	$\frac{1}{2}.H^2.k_a.\gamma_s.B_y$	67,616	0,233	15,777
	$\Sigma T_{TA} =$	202,848	$\Sigma M_{TA} =$	63,108

- Beban gempa

No	Beban	Lengan	Momen
1	100,462	0,35	35,162

- Kombinasi Pembebanan

Tabel 4. 40 Rekapitulasi Beban pada Backwall Atas

Jenis Beban	Kode beban	Gaya horizontal	Momen
		T_x	M_x
Tekanan Tanah Aktif	TA	202,848	63,108
Gempa	EQ	100,462	35,162
Total		303,310	98,270

Tabel 4. 41 Kombinasi Beban pada Backwall Atas

Kondisi	Lebar 40 m		Lebar 1 m	
	Vu (kN)	Mu (kNm)	Vu (kNm)	Mu (kNm)
Kuat 1	253,560	78,885	6,339	1,972
Ekstrem 1	354,022	114,047	8,851	2,851

b. Penulangan

Momen ultimit	Mu	= 2,851 kNm
Mutu Beton	$f'c$	= 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	f_y	= 420 MPa
Lebar Tinjauan	b	= 1000 mm
Tebal <i>Backwall</i>	h	= 400 mm
Faktor distribusi tegangan beton	β_1	= 0,85
Faktor reduksi lentur	ϕ	= 0,9
Faktor reduksi geser	ϕ_v	= 0,75
Selimut Beton	s	= 50 mm
Tebal Efektif	d	= 350 mm

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{2,851}{0,9} = 3,168 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{3,168 \times 10^6}{1000 \times 350^2} = 0,026 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f'c}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0,025$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,765$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \\ &= \frac{1}{19,765} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 0,026}{420}} \\ &= 0,000062 \end{aligned}$$

Didapat nilai $\rho = 0,000062 \leq \rho_{\min} = 0,0033$, maka dipakai nilai $\rho_{\min} = 0,0033$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho_{\min} \times b \times d = 0,0033 \times 1000 \times 350 = 1166,667 \text{ mm}^2$$

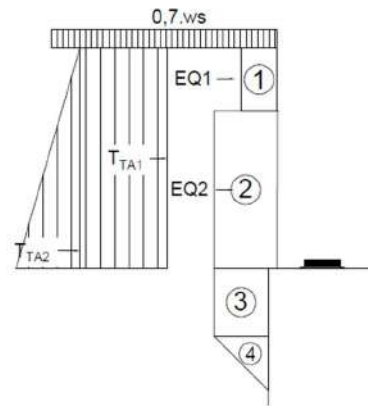
Dipakai **D16-150** ($A_s = 1339,733 \text{ mm}^2 > 1166,667 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 1166,667 \text{ mm}^2 = 583,333 \text{ mm}^2$$

Dipakai **D13-200** ($A_s = 663,661 \text{ mm}^2 > 583,333 \text{ mm}^2$)

2. Backwall bawah



Gambar 4. 38 Gaya yang Bekerja Pada Backwall Bawah

a. Pembebanan

- Berat Sendiri

No	Beban	Lengan	Momen
1	280	0,700	196
2	1225	0,850	1041,250
ΣP_{MS}	1505	ΣM_{MS}	1237,250

- Berat Mati Tambahan

Komponen	b	h	L	γ_c	Beban	Lengan	Momen
	m	m	m	kN/m ³	kN	m	kNm
Rigid	1	0,25	35	25	218,75	0,5	109,375
LC Rigid	1	0,1	35	25	87,5	0,5	43,75
Plat Injak	1	0,3	35	25	262,5	0,5	131,25
ΣP_{MS}					568,75	ΣM_{MS}	283,375

- Tekanan tanah aktif (TA)

	Gaya akibat tekanan tanah	Beban (T_{TA})	Lengan (y_{TA})	Momen (M_{TA})
		kN	m	kNm
TA1	$0,7.\gamma_s.H.k_a.B_y$	414,148	1,225	507,332
TA2	$\frac{1}{2}.H.k_a.\gamma_s.H.B_y$	724,759	0,201	145,752
	$-2.c.\sqrt{k_a}.H.B_y$	-823,529	0,201	-165,615
	$\Sigma T_{TA} =$	315,378	$\Sigma M_{TA} =$	487,468

- Beban gempa

No	Beban (T_{TA})	Lengan (y_{TA})	Momen (M_{TA})
1	100,462	0,35	35,162
2	439,520	1,575	692,244
$\Sigma T_{EQ} =$	539,982	$\Sigma M_{EQ} =$	727,406

Tabel 4. 42 Rekapitulasi Beban pada Backwall Bawah

Jenis Beban	Kode beban	Gaya vertikal	Gaya horizontal	Momen
		P	T _x	M _x
Mati Sendiri	MS	1505		
Mati Tambahan	MA	2900,625		
Tekanan Tanah Aktif	TA		315,378	487,468
Gempa	EQ		539,982	727,406
Total		4405,625	855,360	1214,874

Tabel 4. 43 Kombinasi Beban pada Backwall Bawah

Kondisi	Lebar 40 m			Lebar 1 m		
	Pu (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Vu (kN)	Mu (kNm)
Kuat 1	5727,313	394,223	609,336	163,638	11,264	17,410
Ekstrem 1	5727,313	934,205	1336,742	163,638	26,692	38,193

b. Penulangan

Momen ultimit	M_u	=	38,193 kNm
Mutu Beton	f_c'	=	25 MPa
Mutu Baja Tulangan	f_y	=	420 MPa
Lebar Tinjauan	b	=	1000 mm
Tebal <i>Backwall</i>	h	=	700 mm
Faktor distribusi tegangan beton	β_1	=	0,85

Faktor reduksi lentur	ϕ	= 0,9
Faktor reduksi geser	ϕ_v	= 0,75
Selimut Beton	s	= 50 mm
Tebal Efektif	d	= 650 mm

Momen nominal rencana

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{38,193}{0,9} = 42,436 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{116,745 \times 10^6}{1000 \times 650^2} = 0,100 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,765$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}$$

$$= \frac{1}{19,765} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 0,100}{420}}$$

$$= 0,000240$$

Didapat nilai $\rho = 0,000240 \leq \rho_{min} = 0,0033$, maka dipakai nilai $\rho_{min} = 0,0033$

Luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = \rho_{min} \times b \times d = 0,0033 \times 1000 \times 650 = 2166,7 \text{ mm}^2$$

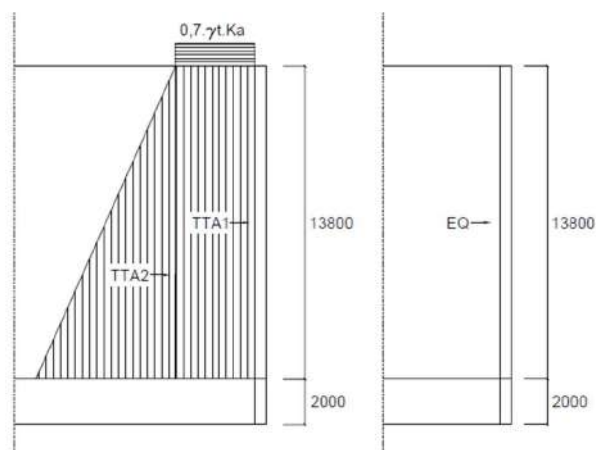
Dipakai **D19-100** ($2835,287 \text{ mm}^2 > 2166,7 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 2166,7 \text{ mm}^2 = 1083,33 \text{ mm}^2$$

Dipakai **D19-200** ($1417,644 \text{ mm}^2 > 1083,33 \text{ mm}^2$)

3. Wingwall



Gambar 4. 39 Gaya yang Bekerja Pada Wingwall

a. Pembebanan

- Tekanan tanah aktif

Panjang <i>Abutment</i>	B_y	= 40 m
Berat volume tanah	γ_s	= 17 kN/m ³
Sudut geser dalam	ϕ	= 25°
Kohesi	c	= 10 kN/m ²
Tinggi Wingwall	h_y	= 13,8 m
Panjang Wingwall	h_x	= 6,1 m
Koefisien tekanan tanah aktif	K_a	= 0,406
Tinggi tanah ekivalen	H_{eq}	= 0,7 m

	Gaya akibat tekanan tanah	TTA kN	Lengan x m	Mx kNm	Lengan y m	My kNm
TA1	$0,7 \cdot \gamma_s \cdot H \cdot k_a \cdot B_y$	406,566	3,050	620,012	6,900	1402,651
TA2	$\frac{1}{2} \cdot H \cdot k_a \cdot \gamma_s \cdot H \cdot B_y$	4007,574	3,050	6111,551	3,984	7983,964
	$-2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} \cdot H \cdot B_y$	-1072,571	3,050	-1635,672	3,984	-2136,797
		3341,568		5095,892		7249,818

- Beban gempa

Berat wingwall

$$\begin{aligned}
 W_t &= h_x \times h_y \times t \times \gamma_c \\
 &= 6,1 \times 13,8 \times 0,5 \times 25 \\
 &= 1052,25 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berat wingwall akibat gempa

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= A_s \times T_{MS} \\
 &= 0,359 \times 1052,25 \text{ kN} \\
 &= 377,539 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban gempa (T_{EQ})	Lengan arah x	Momen arah x (Mx)	Lengan arah y	Momen arah y (My)
377,539	3,05	575,747	6,9	1302,509

Tabel 4. 44 Rekapitulasi Beban pada Wing Wall

Jenis Beban	Kode	Gaya Horizontal	Momen	
		T _x	M _x	M _y
Tekanan tanah aktif	TA	3341,568	5095,892	7249,818
Gempa	EQ	377,539	575,747	1302,509
Total		3719,107	5671,639	8552,327

Tabel 4. 45 Kombinasi Beban pada Wing Wall

Kombinasi Beban	Faktor Beban	Gaya Horizontal	Momen	
		V _u	M _{ux}	M _{uy}
Kuat 1	1,25	4176,961	6369,865	9062,273
Ekstrem 1	1	4554,499	6945,612	10364,782

b. Pembesian

Tulangan vertikal

Kondisi	Lebar 6,1 m		Lebar 1 m	
	V _u	M _{uy}	V _u	M _{uy}
Kuat 1	4176,961	9062,273	684,748	1485,618
Ekstrem 1	4554,499	10364,782	746,639	1699,145

Momen ultimit	M _u = 1699,145 kNm
Tinggi Wingwall	h _y = 13,8 m
Mutu Beton	f _{c'} = 25 MPa
Mutu Baja Tulangan	f _y = 420 MPa
Lebar Tinjauan	b = 1000 mm
Tebal wingwall	b _w = 500 mm
Faktor distribusi tegangan beton	β ₁ = 0,85
Faktor reduksi lentur	Ø = 0,9
Faktor reduksi geser	Ø _v = 0,75

Selimut Beton	$s = 50 \text{ mm}$
Tebal Efektif	$d = 450 \text{ mm}$

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1699,145}{0,9} = 1887,938 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{1887,938 \times 10^6}{1000 \times 450^2} = 9,32 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f'c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho b = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c'} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 19,765$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \\ &= \frac{1}{19,765} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 9,32}{420}} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

Karena nilai $\rho = 0,033 > \rho_{max} = 0,019$, maka perlu dipasang tulangan rangkap.

Luas tulangan tarik (As)	$= 8537,946 \text{ mm}^2$
Luas tulangan tekan (As')	$= 3433,512 \text{ mm}^2$
Luas tulangan total (As total)	$= 8537,946 \text{ mm}^2 + 3433,512 \text{ mm}^2$ $= 11971,458 \text{ mm}^2$
Luas tulangan pakai (As pakai)	$= \frac{1}{2} \times \text{As total}$ $= 5985,729 \text{ mm}^2$
Tulangan pakai	D32-100 (As = 6157,522 mm ²)

Tulangan horizontal

Kondisi	Lebar 13,8 m		Lebar 1 m	
	Vu	Mux	Vu	Mux
Kuat 1	4176,961	6369,865	302,678	461,584
Ekstrem 1	4554,499	6945,612	330,036	503,305

Momen nominal rencana

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{503,305}{0,9} = 559,228 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{559,228 \times 10^6}{1000 \times 450^2} = 2,762 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 25}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \\ &= 0,025 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,025 = 0,019$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 25} = 19,765$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \\ &= \frac{1}{19,765} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 19,765 \times 2,762}{420}} \\ &= 0,007 \end{aligned}$$

Didapat $\rho = 0,007 > \rho_{\min} = 0,0033$, maka dipakai $\rho = 0,007$

Luas tulangan lentur wingwall arah horizontal

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0,007 \times 1000 \times 450 \\ &= 3181,109 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

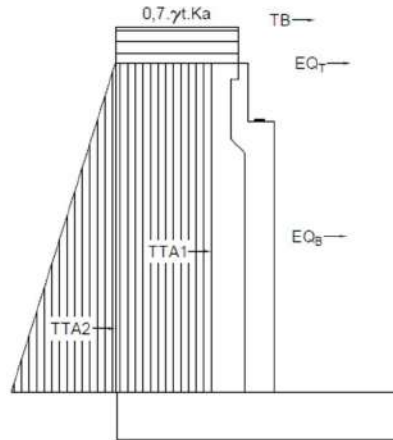
Dipakai **D25-150** ($3272,492 \text{ mm}^2 > 3181,109 \text{ mm}^2$)

Tulangan bagi

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 3181,109 \text{ mm}^2 = 1590,555 \text{ mm}^2$$

Dipakai **D19-150** ($1890,191 \text{ mm}^2 > 1590,555 \text{ mm}^2$)

4. Breast wall



Gambar 4. 40 Gaya yang bekerja pada Breast Wall

a. Pembebanan

- Beban Sendiri

Beban struktur atas (P_{MS})

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh beban mati tambahan sebesar $PMS = 1173,234 \text{ kN}$.

Beban struktur bawah

No	b m	h m	Berat kN	Lengan m	Direct	Momen kNm
1	0,40	0,70	280	0,70	-1	-196,000
2	0,70	1,75	1225	0,85	-1	-1041,250
3	0,60	0,75	450	0,90	-1	-405,000
4	0,60	0,60	180	0,80	-1	-144,000
5	1,20	11,35	13620	0,00	-1	0,000
		$\Sigma P_{MS} =$	15755		$\Sigma M_{MS} =$	-1786

Beban mati tambahan

Dari perhitungan sebelumnya diperoleh nilai beban mati tambahan :

$PMA = 1173,234 \text{ kN}$.

- Tekanan tanah aktif

No		TTA kN	Lengan m	Momen kNm
1	$0,7 . \gamma_s . H . k_a . B_y$	2666,003	6,900	18395,424
2	$\frac{1}{2} . H . k_a . \gamma_s . H . B_y$	26279,177	3,984	104707,725

3	$-2.c.\sqrt{ka}.H.By$	-941,176	3,984	-3750,058
Total		28004,004		119353,090

- Beban rem

Beban = 495,676 kN

Lengan = Tinggi Dinding Abt + Tinggi Aspal + 1,8 m
 = 13,8 m + 0,05 m + 1,8 m
 = 15,65 m

Momen = 495,676 kN × 15,65 m
 = 7757,329 kNm

- Beban angin

Beban angin struktur (EW_s)

Angin tekan = 479,96 kN

Angin horizontal = 149,847 kN

Lengan momen = Tinggi breast wall + $\frac{1}{2}$ tinggi struktur
 = 11,35 m + 1,775 m
 = 13,125 m

Momen = 2333,867 kNm

Beban Angin Kendaraan (EW_L)

Angin tekan = 137,557 kN

- Beban gempa

	Beban (P_{EQ})	Lengan (y_{EQ})	Momen (M_{EQ})
Struktur Atas			
MS	3488,778	15,8	55122,693
MA	420,947	15,8	6650,963
Struktur Bawah			
1	100,462	15,45	1552,134
2	439,520	14,225	6252,175
3	161,456	12,975	2094,897
4	64,583	12,4	800,824
5	4886,747	7,675	37505,784
Total	9562,493		109979,470

Tabel 4. 46 Rekapitulasi Gaya Dalam pada Breast Wall

Jenis beban	Gaya vertikal	Gaya horizontal		Momen	
	P	T _x	T _y	M _x	M _y
MSA1	5737,366				
MSA2	3986,313				
MSB	15755,000			-1786	
MA	1173,234				
TA		19027,976		65773,838	
TD	4752,520				
TB		495,676		7757,329	
EWS	479,961		149,847		1966,742
EWL	137,557				
EQV	-1089,691				
EQ		9562,493	9562,493	109979,470	109979,470
TOTAL	30932,260	29086,145	9712,340	181724,387	111946,212

Keterangan :

MSA1 = Beban struktur atas 1 (Gelagar dan decks slab)

MSA2 = Beban struktur atas 2 (Pelat lantai dan diafragma)

Tabel 4. 47 Kombinasi Pembebanan pada Breast Wall

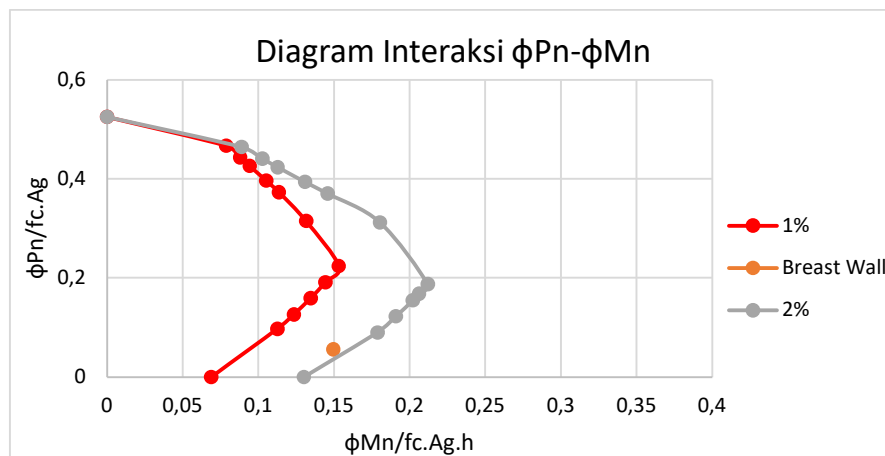
Kombinasi	Pu	Vux	Vuy	Mux	Muy
Kuat 1	43449,550	24677,186	0,000	93858,366	0,000
Ekstrem 1	36181,583	33595,301	9562,493	193753,307	109979,470
Layan 1	31685,978	19523,652	44,954	71744,917	590,023
Layan 4	26987,885	19027,976	104,893	63987,588	1376,719
Ditinjau selebar 1 m					
Kombinasi	Pu	Vux	Vuy	Mux	Muy
Kuat 1	1086,239	616,930	0,000	2346,459	0,000
Ekstrem 1	904,540	839,883	239,062	4843,833	2749,487
Layan 1	792,149	488,091	1,124	1793,623	14,751
Layan 4	674,697	475,699	2,622	1599,690	34,418

b. Penulangan

Tulangan pokok dilakukan dengan metode diagram interaksi Mn-Pn serta faktor reduksi yang digunakan masing-masing sebesar $\phi = 0,9$ untuk Mu dan $\phi = 0,65$ untuk Pu.

Mutu beton	f_c	=	25 MPa
Mutu baja tulangan	f_y	=	420 MPa
Lebar tinjauan	b	=	1000 mm
Tebal backwall	h	=	1200 mm
Luas breast wall yang ditinjau	A_g	=	1200000 mm ²
Faktor distribusi tegangan beton	β_1	=	0,85
Faktor reduksi lentur kolom	ϕ	=	0,8
Faktor reduksi geser	ϕ_v	=	0,75
Selimut beton	s	=	50 mm
Tebal efektif	d	=	1150 mm
Modulus elastisitas baja	E_s	=	200000 MPa

Nilai M_u dan P_u masing-masing diambil dari kombinasi Ekstrem 1 dan kombinasi Kuat 1. Setelah diperoleh nilai M_u dan P_u , plot ke dalam Diagram interaksi ϕM_n - ϕP_n .



Gambar 4. 41 Diagram Interaksi ϕP_n - ϕM_n

Dari diagram interaksi P_n - M_n diperoleh rasio tulangan *breast wall* yang dipakai yakni sebesar 2%.

Luas tulangan yang diperoleh sebesar

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 2\% \times 1000 \times 1150$$

$$= 23000 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tarik} = A_s \text{ tekan} = \frac{1}{2} \times A_s \text{ perlu} = 23000 = 11500 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan diameter 32 mm ($A_d = 1608,495 \text{ mm}^2$)

Jarak tulangan yang diperlukan

$$s = \frac{A_d \times b}{A_s} = \frac{1608,495 \times 1000}{11500} = 139,869 \text{ mm}$$

Jarak tulangan yang dipakai yakni $s = 100 \text{ mm}$

Jumlah tulangan perlu

$$n = \frac{b}{s} = \frac{1000}{100} = 10 \text{ buah}$$

Luas tulangan pasang

$$A_d \times n = 1608,495 \times 10 = 16084,954 \text{ mm}^2$$

Tulangan lentur yang dipakai 10D32 ($A_s = 16084,954 \text{ mm}^2$)

Tulangan geser

$$\text{Geser ultimit} \quad V_u = 839,883 \text{ kN}$$

Geser nominal beton

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{25} \times 1000 \times 1150$$

$$= 1002,736 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 765,222 \text{ kN}$$

$$\phi V_c < V_u$$

$$765,222 \text{ kN} < 839,883 \text{ kN}$$

Karena $\phi V_c < V_u$, maka perlu tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 839,883 - 765,222 = 74,660 \text{ kN}$$

$$V_s = 99,547 \text{ kN}$$

$$V_s \leq 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$99,547 \text{ kN} \leq 1916,667 \text{ kN}$$

Jarak tulangan geser arah Y, $S_y = 500 \text{ mm}$

Tulangan geser yang dipakai D16

$$A_v \text{ pakai} = \frac{A_v \times b}{S_y} = \frac{201,062 \times 1000}{500} = 402,124 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser arah X

$$S_x = \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} = \frac{201,062 \times 420 \times 1150}{99547} = 1951 \text{ mm}$$

Jarak tulangan arah Y pakai 500 mm

Tulangan geser dipakai D16-500/500

5. *Pile Cap*

Dimensi *Pile Cap*

Lebar arah x $B_x = 12 \text{ m}$

Lebar arah y $B_y = 40 \text{ m}$

Tinggi *Pile Cap* $h = 2 \text{ m}$

a. Pembebanan *Pile Cap*

Gaya aksial ultimit maksimum tiang, $P_u = 4642,451 \text{ kN}$

Momen ultimit maksimum satu tiang

Tabel 4. 48 Perhitungan Momen Maksimum pada *Pile Cap*

	Jarak tiang terhadap titik berat pilecap X (m)	Lengan terhadap sisi luar breast wall Xp (m)	Momen (kNm)
X1	1,425	0,825	53620,312
X2	4,275	3,675	238854,119
		Mmaks =	238854,119

Momen maksimum *Pile Cap*

$M_u = 238854,119 \text{ kNm}$

Momen maksimum satu tiang per 1 meter

$$M_u = M_u / \phi = 5971,353 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit

$$\begin{aligned} V_u &= n y \times P_{maks} \\ &= 14 \times 4642,451 \text{ kN} \\ &= 64994,318 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser ultimit per 1 meter

$$V_u = V_u / \phi = 1624,858 \text{ kN}$$

b. Penulangan *Pile Cap*

Mutu beton	f_c	=	30 MPa
Mutu baja tulangan	f_y	=	420 MPa
Lebar tinjauan	b	=	1000 mm
Tebal pilecap	h	=	2000 mm
Faktor distribusi tegangan beton	β_1	=	0,85
Faktor reduksi lentur kolom	ϕ	=	0,9
Faktor reduksi geser	ϕ_v	=	0,75
Selimut beton	s	=	75 mm
Tebal efektif	d	=	1925 mm

Momen nominal rencana

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{5971,353}{0,9} = 6634,837 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{6634,837 \times 10^6}{1000 \times 1925^2} = 1,79 \text{ N/mm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{\beta_1 \times 0,85 \times f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \frac{600}{600 + 420} \end{aligned}$$

$$= 0,03$$

Rasio tulangan minimum

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,0033$$

Rasio tulangan maksimum

$$\rho_{\max} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,03 = 0,023$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_{c'}} = \frac{420}{0,85 \times 30} = 16,471$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}}$$

$$= \frac{1}{16,471} \times 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,79}{420}}$$

$$= 0,000033$$

Didapat nilai $\rho = 0,000033 < \rho_{\min} = 0,0033$

$$\begin{aligned} A_{s1} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,0033 \times 1000 \times 1925 \\ &= 6416,667 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai **D32-100** (8042,477 mm² > 6416,667 mm²)

Tulangan bagi

$$A_{s'} = 50\% \times A_s = 50\% \times 6416,667 \text{ mm}^2 = 3208,333 \text{ mm}^2$$

Dipakai **D22-100** (3801,327 mm² > 3208,333 mm²)

Tulangan geser

Geser nominal beton

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_{c'}} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 1925 = 1757,276 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 1317,957 \text{ kN}$$

$$\phi V_c < V_u$$

$$1317,957 \text{ kN} < 1624,858 \text{ kN}$$

Karena $\phi V_c < V_u$, maka perlu tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 1624,858 - 1317,957 = 306,900 \text{ kN}$$

$$V_s = 409,201 \text{ kN}$$

$$V_s \leq 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$409,2001 \text{ kN} \leq 3514,553 \text{ kN}$$

Tulangan geser maksimum

$$S = d/2 = 962,5 \text{ mm} \text{ atau } 600 \text{ mm}$$

Jarak tulangan geser arah Y	300 mm
Diameter tulangan geser	16 mm
Luas tulangan geser	670,206 mm ²
Jarak tulangan geser yang diperlukan	333,482 mm
Dipakai Jarak tulangan geser arah X	300 mm
Dipakai tulangan geser <i>Pile Cap</i> D16-300/300	

Tulangan susut

$$\text{Luas tulangan susut perlu} = 1714,286 \text{ mm}^2$$

$$\text{Diameter tulangan susut} = 19 \text{ mm}$$

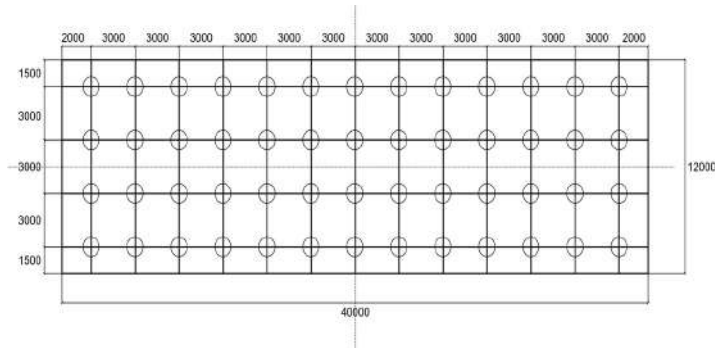
$$\text{Luas satu tulangan susut} = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan susut} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Dipakai tulangan susut D19-300}$$

4.2.9 Pondasi Bored Pile

A. Perencanaan Desain



Gambar 4. 42 Desain Posisi Pondasi Bored Pile

Data Pondasi

Diameter tiang (D) = 1,1 m

Panjang pondasi (L) = 20 m

Luas penampang (A_p) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 = 0,950 \text{ m}^2$

Keliling borepile (s) = $\pi \times D = 3,456 \text{ m}$

Berat tiang = $A_p \times \gamma_c \times L$
 = $0,950 \times 25 \times 26$
 = 617,716 kN

B. Perhitungan Daya Dukung Pondasi

Tabel 4. 49 Data N-SPT Kondisi Eksisting

(Sumber : DED Proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480)

No	Kedalaman (m)	Nilai N-SPT (blows/30 cm)	Keterangan
1	0	0	
2	2	10	
3	4	30	<i>Bottom Pile Cap</i>
4	6	16	
5	8	24	
6	10	16	
7	12	29	
8	14	57	
9	16	41	
10	18	58	

11	20	24	
12	22	28	
13	24	55	
14	26	20	
15	28	47	
16	30	47	

Kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas = 11,2 m

Kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah = 24,4 m

Nilai N-SPT pada kedalaman 8D di atas ujung tiang

N1 = 47

Nilai N-SPT pada kedalaman 4D di bawah ujung tiang

N2 = 57

Nilai N-SPT rata-rata pada elevasi ujung tiang

Nb = $(N1 + N2)/2 = 52$

Daya dukung ujung tiang

$$\begin{aligned}
 Qp &= 400 \times Ap \times Nb \\
 &= 400 \times 0,950 \times 52 \\
 &= 19766,9 \text{ kN} \\
 &= 1976,69 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Luas selimut tiang

$$As = p \times L = 3,456 \times 16 = 55,292 \text{ m}^2$$

Daya dukung friksi

N-SPT rata-rata pondasi

$$\bar{N} = \frac{\Sigma N}{n} = \frac{378}{11} = 34,36$$

$$Qs = \frac{As \times \bar{N}}{50} = \frac{55,292 \times 34,36}{50} = 475,009 \text{ kN}$$

Daya dukung ultimit

$$\begin{aligned}
 Qu &= Qp + Qs - Wp \\
 &= 1976,69 + 475,009 - 617,716 \\
 &= 19624,19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Daya dukung tanah ijin

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} = \frac{19624,19 \text{ kN}}{2,5} = 7849,678 \text{ kN}$$

C. Menentukan Jumlah tiang dan Jarak Antar Pondasi

- Penentuan jumlah tiang

$$n = \frac{P_u}{Q_{all}} = \frac{132655,784}{7849,678} = 16,9 \approx 52 \text{ tiang}$$

- Jarak antar tiang

$$2,5D \leq S \leq 3D$$

$$2,75 \text{ m} \leq S \leq 3,3 \text{ m}$$

Dipakai jarak antar tiang (S) = 3 m

- Jumlah tiang 1 baris (m)

$$B_y/S = 40 / 3 = 13,333 \approx 13 \text{ tiang}$$

- Jumlah tiang 1 kolom (n)

$$B_x/S = 12 / 3 = 4 \text{ tiang}$$

Dipakai jarak tiang ke tepi *Pile Cap*

$$S_1 = 1,5 \text{ m} \geq 1,25D = 1,375 \text{ m}$$

$$S_2 = 2 \text{ m} \geq 1,25D = 1,375 \text{ m}$$

Jarak tiang ke tepi *Pile Cap* memenuhi syarat $S \geq 1,25D$

D. Perhitungan Efisiensi Tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang menggunakan metode *Converse-Labore* sebagai berikut

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \frac{\theta}{90} \times \frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \\ &= 1 - \frac{21,8}{90} \times \frac{(4-1) \cdot 14 + (13-1) \cdot 4}{13 \times 4} \\ &= 0,594 \end{aligned}$$

Perhitungan daya dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= \eta \times n \times Q_{all} \\ &= 0,594 \times 52 \times 7849,678 \\ &= 242753,669 \text{ kN} \end{aligned}$$

E. Perhitungan beban yang bekerja pada pondasi

Tabel 4. 50 Gaya yang Bekerja terhadap Pondasi

Kombinasi	Pu	Vux	Vuy	Mux	Muy
Kuat 1	132655,784	40879,171		212577,673	
Kuat 5	124430,789	39986,954	93,373	196830,046	1466,715
Ekstrem 1	125387,817	60544,548	20309,756	368139,664	166935,277
Layan 1	95742,026	32485,240	78,388	166212,718	1247,564

Beban aksial maksimum tiang tunggal

$$P_{maks} = \frac{P}{n} + \frac{Mux.yi}{\Sigma Y^2} + \frac{Muy.xi}{\Sigma X^2}$$

Dimana,

N = Jumlah tiang

xi = Jarak titik tiang dari titik berat *Pile Cap* arah melintang (X)

yi = Jarak titik tiang dari titik berat *Pile Cap* arah memanjang (Y)

ΣX^2 = Total kuadrat jarak titik tiang arah arah melintang (X)

ΣY^2 = Total kuadrat jarak titik tiang arah memanjang (Y)

Posisi pondasi berada pada xi = 4,5 m dan yi = 18 m dari titik berat pilecap

$$\begin{aligned}
 P_{maks} &= \frac{P}{n} + \frac{Mux.yi}{\Sigma Y^2} + \frac{Muy.xi}{\Sigma X^2} \\
 &= \frac{125387,817}{52} + \frac{368139,664 \times 18}{6552} + \frac{166935,277 \times 4,5}{585} \\
 &= 4706,794 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Didapatkan nilai P maks sebesar 4706,794 kN

Kontrol daya dukung tiang

$$P_{maks} < Q_{all}$$

$$4706,794 \text{ kN} < 7849,678 \text{ kN}$$

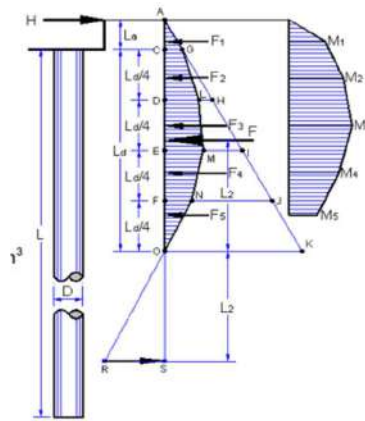
Sehingga pondasi yang didesain mampu menahan beban vertikal dari pilecap.

Beban lateral yang bekerja pada tiang

Tekanan tanah pasif

Tinggi pilecap $La = 2 \text{ m}$
 Panjang pondasi $L = 20 \text{ m}$
 Panjang jepitan $Ld = 1/3L = 6,667 \text{ m}$
 Lebar memanjang pilecap $By = 40 \text{ m}$
 Berat volume tanah $\gamma_s = 17 \text{ kN/m}^2$
 Koefisien tanah pasif

$$Kp = \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45 + \frac{25}{2}\right) = 2,464$$



Gambar 4. 43 Tekanan Tanah Pasif Terhadap Pondasi

Tabel 4. 51 Tekanan Tanah Pasif Pada Pondasi

Bagian	Kedalaman	$h.\gamma_s.Kp$	Bagian	P
	H			
OK	8,667	363,016	O	0,000
FJ	7	293,206	FN	73,301
EI	5,333	223,395	EM	111,697
DH	3,667	153,584	DL	115,188
CG	2	83,773	CG	83,773

Tabel 4. 52 Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif

Kode	P1	P2	Panjang (m)	Beban (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
F1	0,000	73,301	2	2932,056	4,222	12379,79
F2	73,301	111,697	1,667	6166,626	5,833	35971,99
F3	111,697	115,188	1,667	7562,843	4,167	31511,85
F4	115,188	83,773	1,667	6632,032	2,500	16580,08
F5	83,773	0,000	1,667	2792,435	1,111	3102,705
			$\Sigma F =$	26085,992	$\Sigma M =$	99546,41

Lengan gaya F terhadap dasar panjang jepitan pondasi

$$L_2 = \frac{\Sigma M}{\Sigma F} = \frac{99546,41}{26085,992} = 3,816 \text{ m}$$

Gaya lateral total

$$H = \frac{\Sigma F \times (2L_2)}{L_2 + L_a + L_d} = \frac{26085,992 \times 7,632}{3,816 + 2 + 6,667} = 15949,432 \text{ kN}$$

Jumlah baris tiang (ny)	= 13
Jumlah tiang per baris (nx)	= 4
Gaya lateral per tiang	= 306,72 kN
Safety Factor	= 1,2
Daya dukung lateral ijin	= 255, 6 kN

F_i = Gaya akibat tekanan tanah pasif

h_i = Jarak gaya lateral H terhadap gaya F_i yang ditinjau

y_i = Jarak gaya F_i terhadap titik yang ditinjau

Momen akibat gaya lateral H, $M_{hi} = H \times h_i$

Momen di titik tertentu $M_i = M_{hi} - \Sigma(F_i - y_i)$

Tabel 4. 53 Momen Akibat Tekanan Tanah Pasif Pada Pondasi

Kode	h_i (m)	M_{hi} (kNm)	y_i (m)	$F_i \times y_i$ (kNm)					Momen M_i (kNm)
				F1	F2	F3	F4	F5	
				2932,1	6166,6	7562,8	6632,0	2792,4	
M1	1,333	21265,9	0						21265,9
M2	2,833	45190,1	4,444	13031,4					32158,7

Kode	h_i (m)	M_{hi} (kNm)	y_i (m)	$F_i \times y_i$ (kNm)					Momen M_i (kNm)
				F1	F2	F3	F4	F5	
				2932,1	6166,6	7562,8	6632,0	2792,4	
M3	4,500	71772,4	2,833	8307,5	17472,1				45992,8
M4	6,167	98354,8	4,500	13194,3	27749,8	34032,8			23378,0
M5	7,833	124937,2	6,167	18081,0	38027,5	46637,5	40897,5		-18706,4
	12	191393,2	7,556	22153,3	46592,3	57141,5	50108,7	50108,7	-34711,3
	14	223292,0	9,556	28017,4	58925,5	72267,2	63372,8	63372,8	-62663,6
	16	255190,9	11,556	33881,5	71258,8	87392,9	76636,8	76636,8	-90615,9
	18	287089,8	13,556	39745,7	83592,0	102518,5	89900,9	89900,9	-
	20	318988,6	15,556	45609,8	95925,3	117644,2	103164,9	103164,9	-
								M maks	45992,8

Mmaks yang didapatkan = 45992,8 kNm

Momen maksimum untuk satu tiang

$$M_{max} = \frac{M}{SF \times n_x \times n_y} = \frac{45992,8}{3 \times 4 \times 13} = 294,826 \text{ kNm}$$

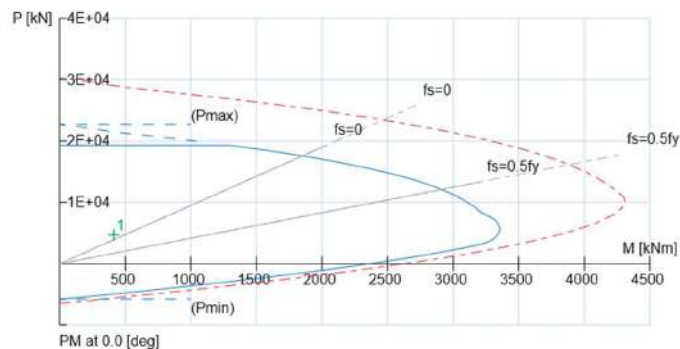
Momen maksimum ultimit akibat tekanan tanah pasif

$$M_u = 1,4 \times M_{max} = 1,4 \times 294,826 \text{ kNm} = 412,756 \text{ kNm}$$

F. Pembesian Pondasi

Dalam menentukan tulangan pada pondasi ditentukan dari analisis diagram

Mn-Pn menggunakan *software* spColumn.



Gambar 4. 44 Diagram Interaksi Mn-Pn Pondasi

Dari hasil diagram interaksi Mn-Pn, menunjukkan beban pondasi yang bekerja berada di dalam kurva rasio tulangan 1,61% serta tulangan yang dipakai adalah 30D25

Tulangan geser

$$\text{Gaya aksial ultimit} \quad P_u = 4706,794 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit} \quad M_u = 412,756 \text{ kNm}$$

Gaya akibat momen lateral

$$V_u = \frac{M_u}{L} = \frac{412,756}{20} = 20,638 \text{ kN}$$

Diameter lingkaran dalam

$$D_c = D - 2s = 1100 - 2(75) = 950 \text{ mm}$$

Luas lingkaran dalam

$$A_c = 1/4 \times \pi \times D_c^2$$

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times 950^2 = 708821,842 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan geser diameter 19 mm

Luas tulangan geser

$$A_v = \frac{1}{4} \times \pi \times 19^2 = 283,529 \text{ mm}^2$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot A_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 708821,842 = 647,063 \text{ kN}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 647,063 = 485,297 \text{ kN}$$

$$\phi V_c < V_u$$

$$485,297 \text{ kN} > 20,638 \text{ kN}$$

Karena $\phi V_c > V_u$, maka tidak perlu tulangan geser

Gunakan tulangan geser minimal

Jarak tulangan spiral

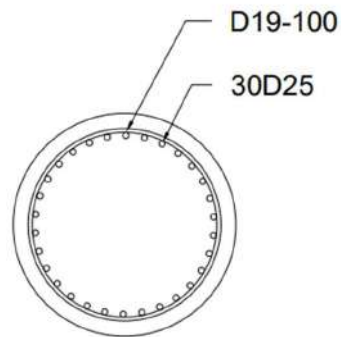
$$s = \frac{\pi \times D_v^2 \times f_y}{0,45 \times D_c \times f_c' \times \left(\frac{A_g}{A_c} - 1\right)}$$

$$= \frac{\pi \times 19^2 \times 420}{0,45 \times 950 \times 30 \times \left(\frac{950332}{708821,842} - 1\right)}$$

$$= 109,006 \text{ mm}$$

Jarak tulangan geser yang dipakai 100 mm

Digunakan tulangan geser spiral D19-100



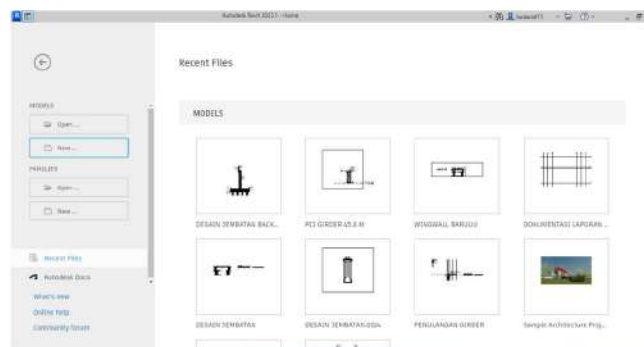
Gambar 4. 45 Desain Tulangan Pondasi

4.3 Pemodelan 3D

Dari hasil perhitungan analisis struktur yang dilakukan sehingga didapatkan dimensi yang sesuai, selanjutnya dapat membuat pemodelan 3D menggunakan *Autodesk Revit*. Berikut adalah tahapan-tahapan dalam membuat pemodelan 3D menggunakan *Autodesk Revit* sebagai berikut :

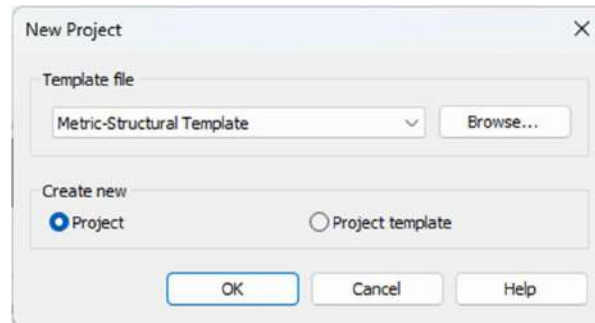
1. Membuat Project

- Buka Program *Autodesk Revit* → Pilih Model → Pilih New Project



Gambar 4. 46 Tampilan Awal Revit

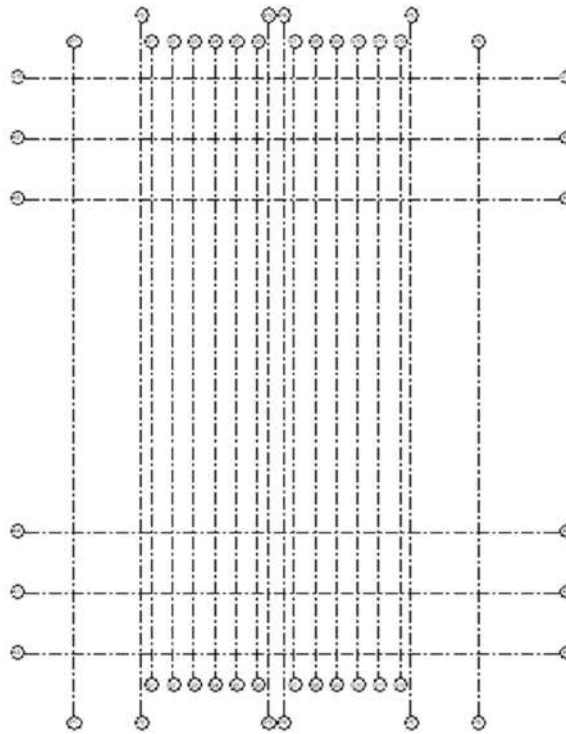
- Pada tab *New Project* pilih *Structural Template*, lalu pada menu *Create New* pilih *Project* selanjutnya tinggal klik *Ok*



Gambar 4. 47 Tampilan Menu New Project Revit

2. Pembuatan *grid* (garis bantu)

Tahapan membuat *grid* diawali dengan membuka *reference plane* dengan cara pilih menu *Project Browser* → Pilih opsi *Structural Plan* → *Site*. Setelah itu, buat *grid* dengan pilih *structure* pada toolbar → pilih *grid*. Setelah itu buat *grid* sesuai dengan acuan yang akan dibuat.

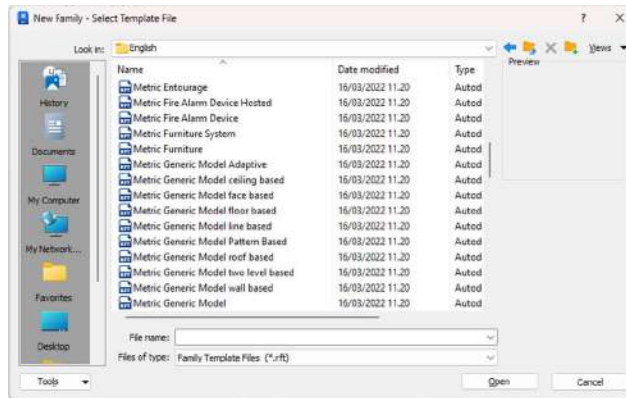


Gambar 4. 48 Tampilan Grid Pada Revit

3. Membuat *family* komponen struktur

Komponen struktural yang dibuat menggunakan fitur *family* adalah gelagar, Wingwall, Parapet, Bearing pad, Diafragma, dan Decks slab. Tahapan dalam membuat *family* adalah berikut :

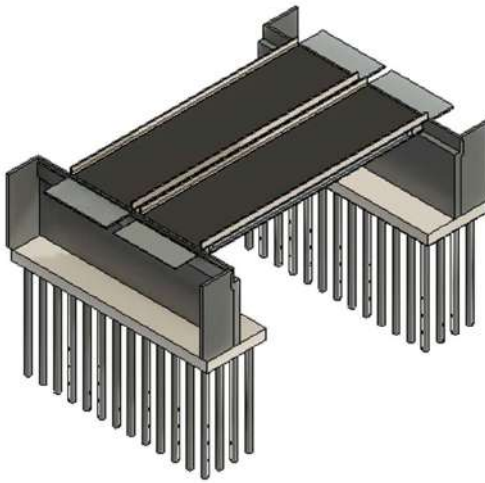
- Klik *New* → *New Families* → Folder RVT 2023 → *Family Templates* → *English* → *Metric Generic Model*.



Gambar 4. 49 Tampilan New Family Revit

- Setelah itu, tentukan jenis material struktur dengan cara tab *Properties* → *Material* → Klik titik tiga → *Create New Material* → Masukkan nama material → masukan *class* material. Perlu diperhatikan juga, saat membuat jenis material baru berupa beton, pada kotak dialog *Physical* → klik *concrete* → isi *concrete compression* sesuai dengan mutu beton rencana.
 - Input model yang sudah dibuat ke dalam project dengan klik *Load Into Project*, kemudian letakkan komponen pada *grid* yang sesuai.
4. Membuat Desain Pembesian Struktur
- Membuat desain pembesian dilakukan dengan cara klik *view* → *section* → *temporary hide/isolate* (simbol kacamata dibawah layar project) → *isolate Element* → *Rebar* → *Sketch Rebar*.
5. Perhitungan *Quantity Take Off*
- Setelah didapatkan hasil pemodelan 3D, tahapan berikutnya adalah melakukan estimasi *quantity take off*.
1. Buka *schedules quantities* pada *taskbar reports*
 2. Buat parameter. Parameter yang dibuat terdiri dari item pekerjaan dan tipe struktur
 3. Pilih *structure* pada filter list kemudian pada menu category pilih *multy category*.

4. Pilih *structure category* untuk membuat *rebar schedule*, misalnya *Abutment* dan pile slab, ataupun pier.
5. Menentukan *fields* yang akan ditampilkan atau pengguna dapat membuat secara custom list-list yang ingin di tampilkan. Contohnya : Diameter, Tipe Struktur, Tipe Tulangan, Berat per Meter, dan lain sebagainya.



Gambar 4. 50 Hasil Pemodelan 3D Jembatan

19 mm			
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A4	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A5	19 mm
Pekerjaan Pembesian	Back wall bawah	A5	19 mm

Gambar 4. 51 Quantity Take Off Tulangan di Revit

4.4 Perencanaan Estimasi Biaya

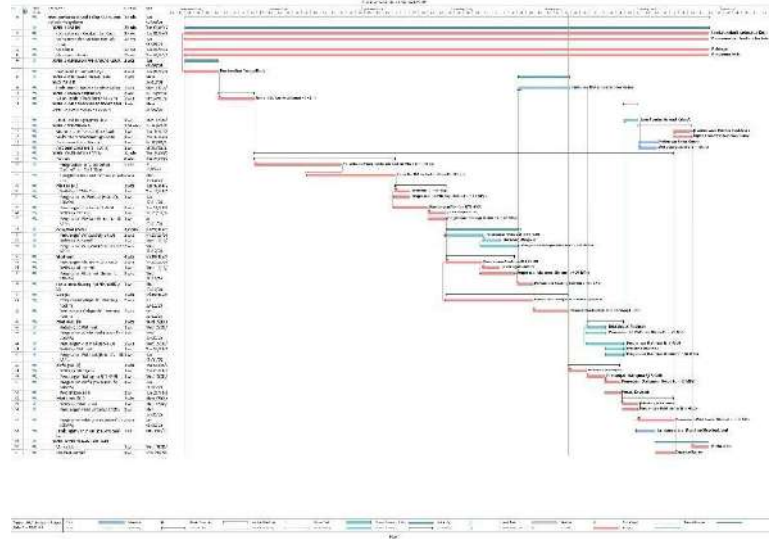
Dalam merencanakan estimasi biaya proyek dapat dilakukan dengan menganalisis masing-masing kebutuhan pekerja, bahan, dan peralatan. Data kebutuhan diperoleh dari HSP Konstruksi Bidang Bina Marga edisi ke-1 tahun 2024 Provinsi Jawa Tengah dan Peraturan Walikota Semarang No 40 Tahun 2023 serta divisi pekerjaan menyesuaikan terhadap Spesifikasi Jalan Bebas Hambatan dan Jalan Tol Tahun 2020. Berdasarkan perhitungan estimasi biaya untuk setiap divisi pekerjaan didapatkan harga Rencana Anggaran Biaya (RAB) ditambah PPN 11% sebesar Rp 53.189.690.000

REKAPITULASI RENCANA ANGGARAN BIAYA		
Kegiatan : Perencanaan Jembatan Tol Pekerjaan : Pembangunan Jembatan Sungai Wongo STA 15+480 Tol Solo - Yogyakarta Lokasi : Kab. Klaten, Jawa Tengah		
No. Divisi	Uraian	Jumlah Harga Pekerjaan (Rp)
1	Umum	155.187.997
2	Pembersihan Tempat Kerja	21.819.404
3	Pembongkaran	0
4	Pekerjaan Tanah dan Geosintetik	7.068.233.703
5	Galian Struktur	1.168.773.300
6	Drainase	0
7	Subgrade	0
8	Lapis Fondasi Agregat dan Lapis Fondasi Agregat Semen	23.491.062
9	Perkerasan	766.566.249
10	Struktur Beton	38.471.567.707
11	Pekerjaan Baja Struktural	0
12	Pekerjaan Lain-lain	243.000.623
13	Pencahayaan, Lampu Lalu-lintas, dan Pekerjaan Listrik	0
14	Plaza Tol	0
15	Relokasi Utilitas dan Layanan yang Ada	0
16	Kantor dan Fasilitas Tol	0
17	Pekerjaan Harian	0
(A) Jumlah Harga Pekerjaan (Termasuk Biaya Umum dan Keuntungan)		47.918.640.046
(B) Pajak Pertambahan Nilai (PPN) = 11% x (A)		5.271.050.405
(C) JUMLAH TOTAL HARGA PEKERJAAN = (A) + (B)		53.189.690.451
DIBULATKAN		53.189.690.000
Terbilang : Lima Puluh Tiga Miliar Seratus Delapan Puluh Sembilan Juta Enam Ratus Sembilan Puluh Ribu Rupiah		

Gambar 4. 52 Rekapitulasi Rencana Anggaran Biaya

4.5 Penjadwalan Proyek

Penjadwalan proyek Jembatan Sungai Wongo STA 15+480 Tol Solo-Yogyakarta dibuat menggunakan *software Microsoft Project* dan dijadwalkan estimasi waktu pekerjaan selama 30 minggu.



Gambar 4. 53 Gantt Chart Pekerjaan

4.6 Integrasi BIM

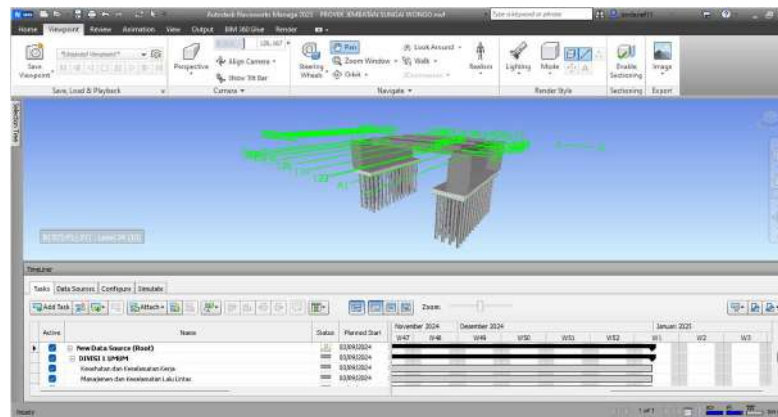
Setelah membuat pemodelan 3D menggunakan *Autodesk Revit* serta Penjadwalan Proyek di *Microsoft Project*, selanjutnya dapat dilakukan pengintegrasian ke dalam model 4D

1. Buka *Autodesk Naviswork 2023* → klik open → Pilih format file (*.rvt) untuk Revit. File juga dapat dibuka dengan export dan pilih file NWC yang sebelumnya sudah di *install Revit Exporter* apabila pada opsi External tolls tidak muncul
2. Selanjutnya masukkan file data penjadwalan dengan klik Timeliner → Data Sources → Add → *Microsoft Project 2007-2013* → Pilih file MS Project yang sudah dibuat → Open → Refresh → *All Data Sources* → Muncul tampilan Field Selector untuk mengatur tampilan file model yang akan di integrasikan seperti ID, Start, dan Finish. Kemudian pilih *Rebuild Task Hierarchy*. Tampilan penjadwalan akan muncul tepat di bawah tampilan *view* model 3D.

3. Mendefinisikan item pekerjaan

Klik Tasks → Selection tree. Tampilan selection tree akan muncul berupa *family* yang digunakan pada file *revit* pemodelan. Pemilihan model dapat dilakukan juga dengan ke bagian model dengan klik select. Kemudian pilih attach current selection untuk klon task type dipilih opsi construct. Proses ini dilakukan secara berulang sampai semua item pekerjaan telah terdefiniskan agar dapat menyesuaikan dengan penjadwalan yang sudah dibuat.

4. Apabila semua item pekerjaan telah terdefiniskan, kemudian pilih *simulate* dan klik play untuk melihat simulasi proses pekerjaan.



Gambar 4. 54 Tampilan Simulasi Navisworks