

BAB V

PERHITUNGAN STRUKTUR

5.1. Kriteria Perhitungan Struktur

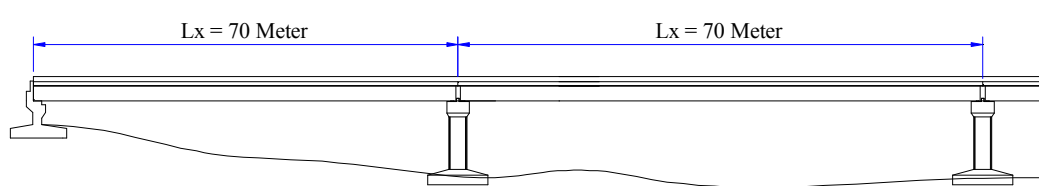
5.1.1. Umum

Dalam tugas akhir ini perencanaan struktur jembatan meliputi struktur atas dan struktur bawah, sebagai berikut ;

1. Struktur atas : *Slab* jembatan dan *box girder prestress*
2. Struktur bawah : Abutmen, pier dan pondasi *bored pile*
3. Panjang jembatan : 630 m (9 bentang 70 m)
4. direncanakan menggunakan beton prategang penuh dengan sistem pasca tarik

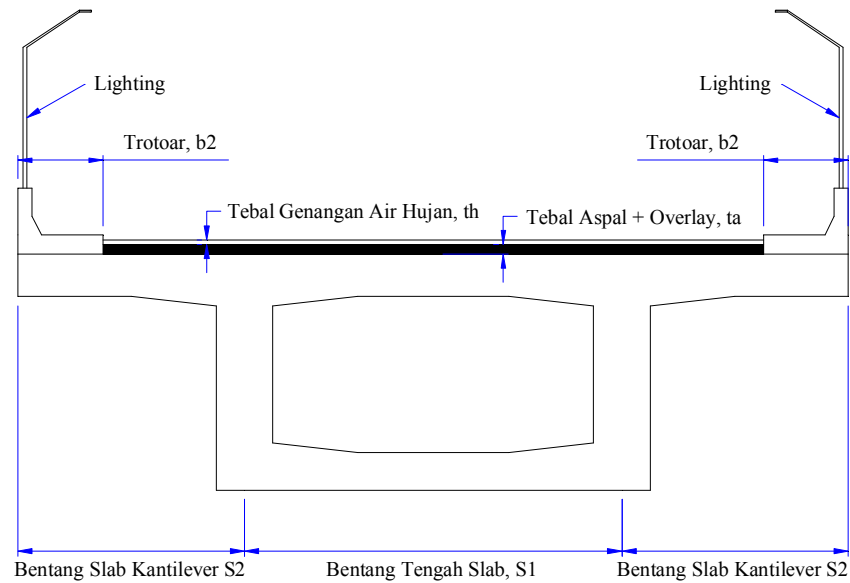
5.1.2. Geometri Jembatan

Geometri jembatan pada potongan memanjang sungai direncanakan seperti pada gambar 5.1 berikut :



Gambar 5. 1 Potongan Memanjang Jembatan

Untuk rencana geometri penampang *box girder* prategang ditunjukkan pada gambar 5.2 berikut :



Gambar 5. 2 Potongan melintang

Tabel 5. 1 Geometri Jembatan

Parameter	Value	Satuan
Bentang total jembatan, L	630	m
Lebar total jembatan	8,8	m
Jarak as tumpuan	70	m
Jumlah	1	
Lebar jalur lalu lintas	7,00	m
Lebar median	0	m
Lebar trotoar	2 x 0,9	m
Tinggi timbunan tanah belakang abutmen	5	m
Kedalaman muka air rata – rata di dasar sungai	1,5	m
Kedalaman muka air banjir di dasar sungai	3	m

5.1.3. Material

Spesifikasi beton untuk abutmen, pier, pilecap dan *bored pile* ditampilkan pada tabel 5.2.

Tabel 5. 2 Data Material Beton Normal

Beton		
Mutu beton	K-300	
Kuat tekan (f_c)	24,9	Mpa
Modulus Elastik (E_c)	23452,953	Mpa
Poison Ratio (μ)	0,2	
Modulus geser (G)	14862,49	Mpa
Koef. Muai panjang	1,00E-05	/ $^{\circ}$ C

Baja tulangan baja non prategang yang digunakan untuk slab, pier, dan pondasi bored pile direncanakan menggunakan spesifikasi seperti pada tabel 5.3.

Tabel 5.3 Spesifikasi baja tulangan non prategang

Baja Tulangan		
Modulus Elastik (Es)	200000	Mpa
□ > 12mm	BJTS 40	
Tegangan leleh baja (fy)	390	Mpa
□ ≤ 12mm	BJTS 24	
Tegangan leleh baja (fy)	240	Mpa

Box girder menggunakan konstruksi beton prategang dengan spesifikasi sebagai berikut :

Tabel 5.4 Data Material Beton *Prestress*

Spesifikasi Beton		
Mutu beton	700	
Kuat tekan beton, $f_c' = 0,83 * K / 10$	58,1	Mpa
Modulus elastik beton, $E_c = w_c^{1,5} (0,043 \sqrt{f_c'})$	42205,28	Mpa
Angka Poisson, u	2	
Modulus geser, $G = E_c / [2*(1 + u)]$	7034,21	MPa

Tendon menggunakan jenis *strand uncoated 7 wire strands* spesifikasi VSL diameter 0,6 in seperti pada tabel 5.5 berikut:

Tabel 5.5 Data Material *Strand*

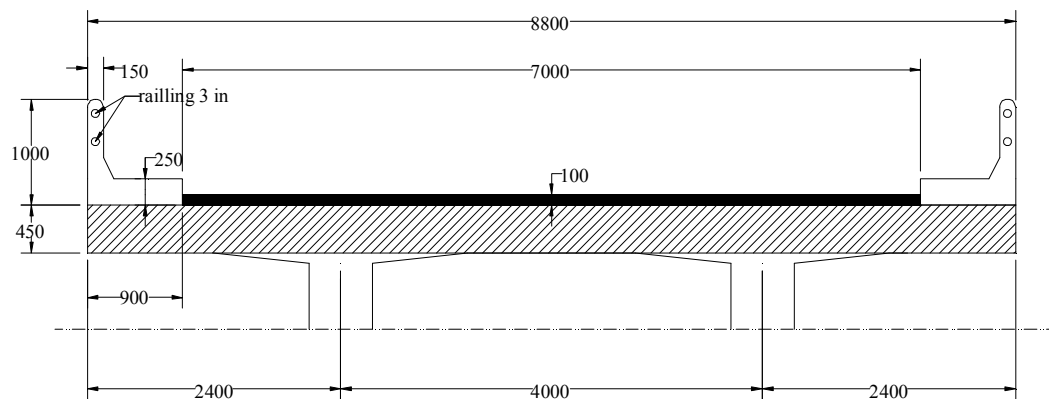
Strands Properties		
Kuat tarik strand, fpu	1862	MPa
Tegangan leleh strand, fpy	1582,7	MPa
Diameter nominal strands	15,24	mm
Luas tampang nominal satu strands, Ast	139,965	mm ²
Beban putus minimal satu strands, Pbs	260,6528	kN
Modulus elastis strands, Es	196507,5	Mpa

5.2. Perencanaan Struktur Atas

5.2.1. Perencanaan *Slab* Jembatan

1. Dimensi Rencana

Pada perencanaan awal slab direncanakan dengan geometri seperti pada gambar 5.3 :



Gambar 5. 3 Dimensi *Slab*

Dimensi slab direncanakan seperti pada tabel 5.6 :

Tabel 5. 6 Dimensi *Slab*

Item	Value	Satuan
Tebal <i>slab</i> , h_1	0,45	m
Tebal lapis aspal + overlay, t_a	0,10	m
Tebal genangan air hujan, t_h	0,05	m
Lebar jalur lalu lintas, b_1	7,00	m
Lebar trotoar, b_2	0,90	m
Tebal trotoar	0,25	m
Bentang <i>slab</i> bagian tengah, s_1	4,00	m
Bentang <i>slab</i> kantilever, s_2	2,40	m

2. Data Material

a. Material beton

- Mutu beton K-700
- Kuat tekan beton, $f_c' = 58,1$ Mpa

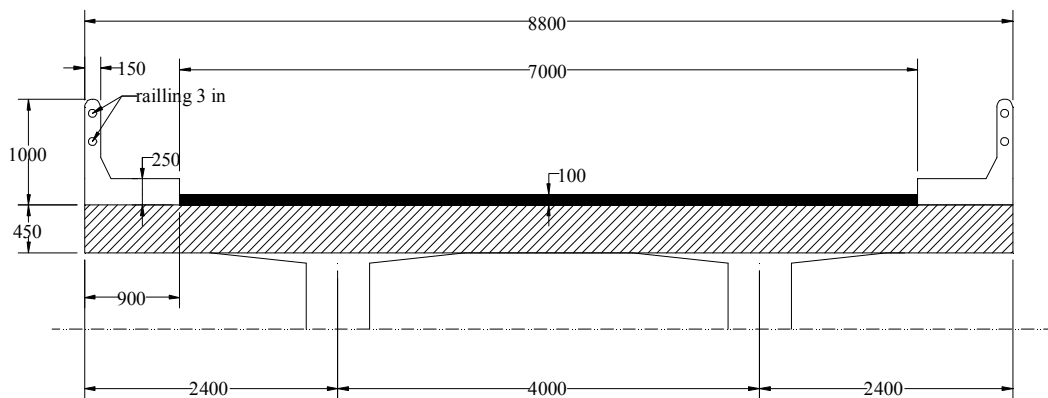
b. Material baja

- Mutu baja ≥ 12 mm BJTS 40, tegangan leleh baja, $f_y = 390$ Mpa
- Mutu baja ≤ 12 mm BJTS 24, tegangan leleh baja, $f_y = 240$ MPa

3. Analisis Pembebanan

a. Berat Sendiri

Berat sendiri adalah berat dari bagian tersebut dan elemen struktural yang dipikulnya. Termasuk dalam hal ini adalah berat bahan dan bagian jembatan yang termasuk elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dianggap tetap.



Gambar 5. 4 Dimensi Beban Akibat Berat Sendiri Slab

Dalam perenanaan *slab* jembatan dalam tugas akhir ini berat sendiri terdiri dari beban merata dan beban titik dari tiang *railing* . Berikut perhitungan berat sendiri *slab* jembatan.

1) Beban Merata

a) Berat sendiri *slab* jembatan

$$\begin{aligned}
 \text{Ditinjau } slab \text{ jembatan selebar, } b &= 1,00 && \text{m} \\
 \text{Tebal lantai kendaraan, } h_1 &= 0,45 && \text{m} \\
 \text{Berat jenis beton prategang, } w_c &= 25,50 && \text{kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri lantai kendaraan, } Q_{MS} & && \\
 Q_{MS} &= b \cdot h_1 \cdot w_c \\
 &= 1 \cdot 0,30 \cdot 25,5 \\
 &= 7,65 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

b) Berat sendiri trotoar

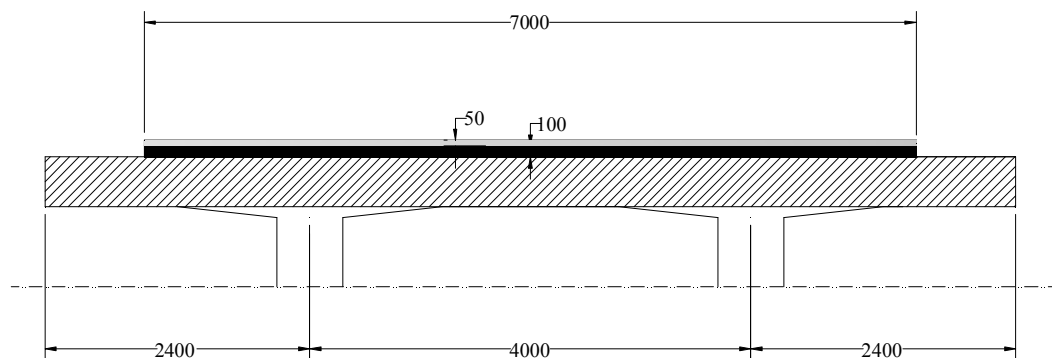
$$\begin{aligned}
 \text{Ditinjau trotoar selebar, } b &= 1,00 \quad \text{m} \\
 \text{Tebal pelat trotoar, } h_{\text{trotoar}} &= 0,25 \quad \text{m} \\
 \text{Berat beton bertulang, } w_c' &= 25,00 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \text{Berat Sendiri Trotoar, } Q_{\text{MS}} \\
 Q_{\text{MS}} &= b \cdot h_{\text{trotoar}} \cdot w_c' \\
 &= 1 \cdot 0,25 \cdot 25 \\
 &= 6,25 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

2) Beban Titik

Beban titik pada *slab* jembatan berasal dari sandaran dan railing yang berupa beton untuk sandaran dan pipa dengan diameter 3 *inch*, dengan berat 0,11 kN/m

$$\begin{aligned}
 P_{\text{MS}} &= 0,15 \cdot 0,75 \cdot 1 \cdot 25 + 2 \cdot 1 \cdot 0,11 \\
 &= 3,03 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan



Gambar 5.5 Penempatan beban mati tambahan

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban ultimit, } K_{\text{MA}} &= 2 \\
 \text{Ditinjau slab selebar, } b &= 1,00 \quad \text{m} \\
 \text{Tebal lapis aspal + overlay, } t_a &= 0,10 \quad \text{m} \\
 \text{Tebal genangan air hujan, } t_h &= 0,05 \quad \text{m} \\
 \text{Berat jenis aspal, } w_{\text{aspal}} &= 22,00 \quad \text{kN/m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat jenis air, } w_{\text{air}} = 9,8 \quad \text{kN/m}^3$$

Beban mati tambahan, Q_{MA}

$$\begin{aligned} Q_{MA} &= (b \cdot t_a \cdot w_{\text{aspal}}) + (b \cdot t_h \cdot w_{\text{air}}) \\ &= 1 \cdot 0,1 \cdot 22 + 1 \cdot 0,05 \cdot 9,8 \\ &= 2,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c. Beban Truk

$$\text{Faktor baban ultimit, } K_{TT} = 1,8$$

$$\text{Lebar lantai kendaraan, } S = 7,00 \quad \text{m}$$

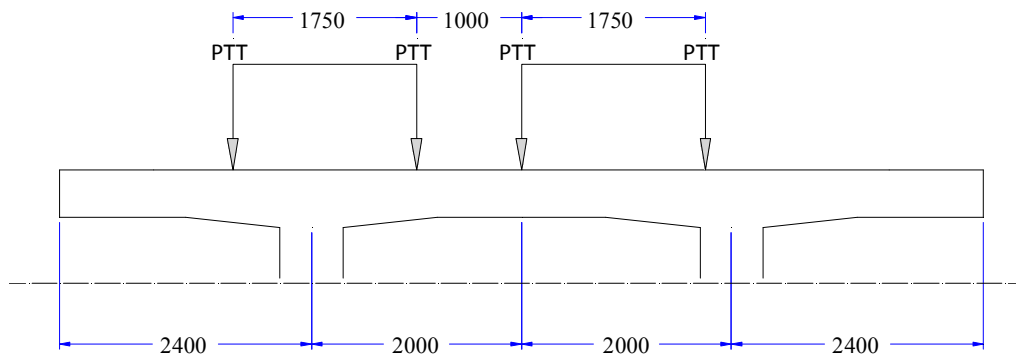
$$\text{Beban roda ganda oleh truk, "TT" = 112,5 \quad \text{kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis, FBD} = 0,30$$

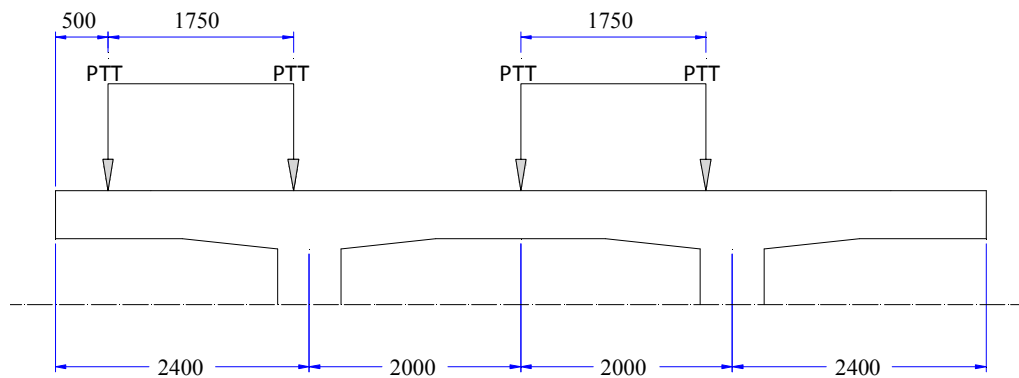
Beban truk, P_{TT}

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

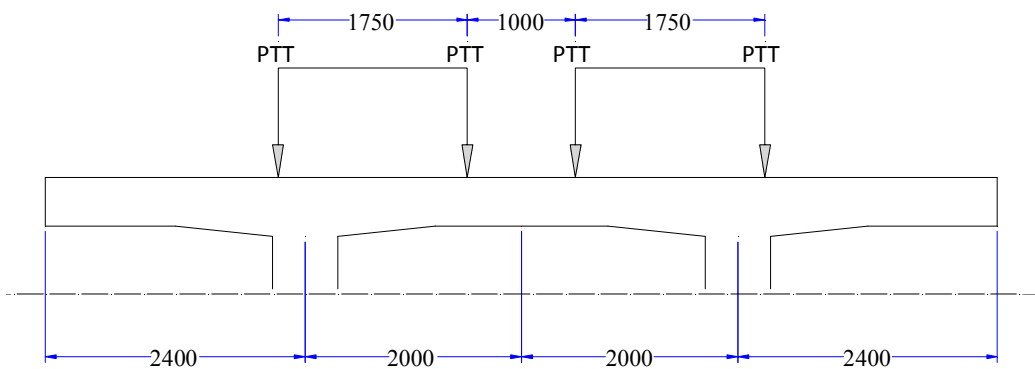
Untuk mendapatkan momen maksimum akibat beban truk, dilakukan penempatan beban seperti pada Gambar 5.6, Gambar 5.7 dan Gambar 5.8.



Gambar 5. 6 Formasi pembebanan truk 1



Gambar 5.7 Penempatan beban truk 2



Gambar 5.8 Penempatan beban truk 3

Berikut adalah hasil perhitungan momen menggunakan program SAP 2000 Versi 10. Input beban dan momen maksimum akibat beban dapat dilihat pada Lampiran II.

Dengan kombinasi beban $1,3MS + 2MA + 1,8 TT$ didapatkan momen maksimum pada tumpuan dan tengah bentang seperti pada tabel 5.8 berikut :

Tabel 5.7 Rekap hasil perhitungan momen *slab* dengan SAP 2000 V 10

Jenis Beban	Kode	Faktor Beban	Momen pada tumpuan		Momen pada tengah bentang	
			Mmax	Mu	Mmax	Mu
			kNm	kNm	kNm	kNm
Berat sendiri	KMS	1,2	-51,31	-61,57	-28,35	-34,02
Beban mati tambahan	KMA	2,0	-3,03	-6,06	2,35	4,70
Beban truk	KTT	1,8	-299,81	-539,66	182,21	327,98
MOMEN ULTIMIT				-607,29		298,66

2. Pembesian

a. Pembesian tulangan negatif

Momen ultimit rencana, M_u	= 607,29	kN
kuat tekan beton, f_c'	= 58,1	Mpa
Tegangan leleh baja, f_y	= 390	Mpa
Tebal <i>slab</i> , h_1	= 450	mm
Jarak tulangan thd sisi luar, d'	= 35	mm

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,008 \cdot (f_c' - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 \cdot (58,1 - 30) \\ &= 0,63\end{aligned}$$

nilai β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65, pakai nilai $\beta_1 = 0,65$

Rasio tulangan berimbang, ρ_b

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,65 \cdot 0,85 \cdot \frac{58,1}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0499\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen maksimum, R_{max}

$$\begin{aligned}R_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c')} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,0499 \cdot 390 \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot 0,0499 \cdot 390}{(0,85 \cdot 58,1)} \right] \\ &= 12,44\end{aligned}$$

Tebal efektif beton, d

$$\begin{aligned}d &= h_1 - d' \\ &= 450 - 35 \\ &= 415 \text{ mm}\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Ditinjau *slab* selebar, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana, M_n

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{607,29}{0,8} \\ &= 759,11 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan Momen, R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{759,11}{1000 \cdot 415^2} \\ &= 4,41 < R_{\max} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{2 \cdot \frac{R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= 0,85 \frac{58,1}{390} \left(1 - \sqrt{2 \cdot \frac{4,41}{0,85 \cdot 58,1}} \right) \\ &= 0,0119 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1}{f_y} \\ &= \frac{1}{390} \\ &= 0,0026 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{pakai}} = 0,0119$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0119 \cdot 1000 \cdot 415 \\ &= 4920,59 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

coba tulangan dengan diameter, $D = 32 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, $A_{sD32} = 803,84 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan, s

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{s_{D32}} \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{4920,59} \\ &= 163,36 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

digunakan tulangan D32 – 150

Luas tulangan yang ada, $A_{s_{ada}}$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= \frac{A_{s_{D32}} \cdot b}{s} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{150} \\ &= 5358,93 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \cdot A_{s_{ada}} \\ &= 50\% \cdot 5358,93 \\ &= 2679,47 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

pakai tulangan dengan diameter, $D = 25$ mm

luas satu tulangan, $A_{1D} = 490,625$ mm²

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{s_{D25}} \cdot b}{A_{s'}} \\ &= \frac{803,84 \cdot 1000}{2679,47} \\ &= 183 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Pakai tulangan D25-150

b. Pembesian tulangan positif

Momen ultimit rencana, M_u	= 298,66	kN
kuat tekan beton, f_c'	= 58,1	Mpa
Tebal <i>slab</i> , h_1	= 450	mm
Jarak tulangan thd sisi luar, d'	= 35	mm
Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1		

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,008 \cdot (f'c - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 \cdot (58,1 - 30) \\ &= 0,63\end{aligned}$$

nilai β_1 tidak boleh diambil kurang dari 0,65, maka nilai β_1 diambil nilai minimum yang diijinkan = 0,65

Rasio tulangan berimbang, ρ_b

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \frac{f'c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,65 \cdot 0,85 \frac{58,1}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0499\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{maks} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{(0,85 \cdot f'c)} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,0499 \cdot 390 \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot 0,0499 \cdot 390}{(0,85 \cdot 58,1)} \right] \\ &= 12,44\end{aligned}$$

Tebal efektif beton, d

$$\begin{aligned}d &= h_l - d' \\ &= 450 - 35 \\ &= 415 \text{ mm}\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Ditinjau *slab* selebar, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana, M_n

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{298,66}{0,8} \\ &= 373,32 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan Momen, R_n

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{373,32}{1000 \cdot 415^2} \\ &= 2,168 < R_{\max} \dots \text{OK} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{2 \cdot \frac{R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right) \\ &= 0,85 \frac{58,1}{390} \left(1 - \sqrt{2 \cdot \frac{2,168}{0,85 \cdot 58,1}} \right) \\ &= 0,0057 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= \frac{1}{f_y} \\ &= \frac{1}{390} \\ &= 0,0026 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{pakai}} = 0,0057$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0057 \cdot 1000 \cdot 415 \\ &= 2359,57 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

coba tulangan dengan diameter, $D = 25 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, $A_{sD32} = 490,63 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan, s

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{sD25} \cdot b}{A_s} \\ &= \frac{490,63 \cdot 1000}{2359,57} \\ &= 207 \text{ mm} \end{aligned}$$

digunakan tulangan D25 – 200

Luas tulangan yang ada, $A_{s_{ada}}$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= \frac{A_{s_{D25}} \cdot b}{s} \\ &= \frac{490,63 \cdot 1000}{200} \\ &= 2453,13 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \cdot A_{s_{ada}} \\ &= 50\% \cdot 2453,13 \\ &= 1226,56 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

pakai tulangan dengan diameter, $D = 19$ mm

luas satu tulangan, $A_{1D} = 283,39$ mm²

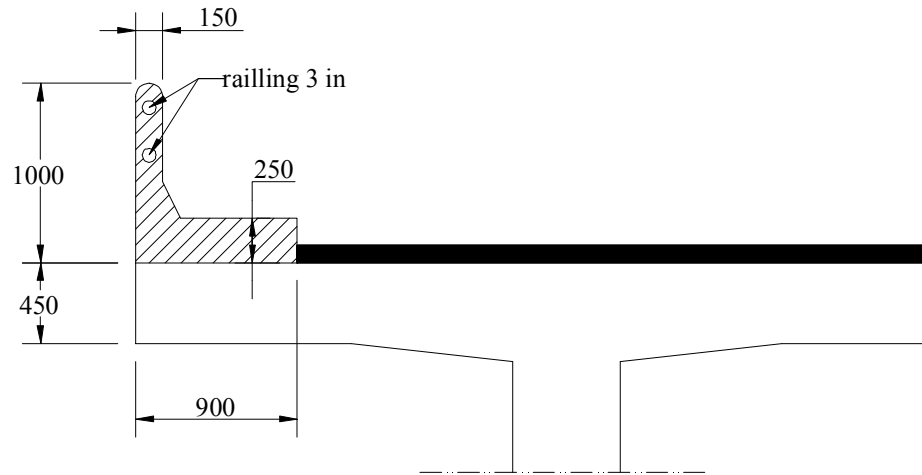
Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_{s_{D19}} \cdot b}{A_{s'}} \\ &= \frac{283,39 \cdot 1000}{1226,56} \\ &= 231 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Pakai tulangan D19-200

5.2.2. Perencanaan Sandaran Pejalan Kaki

1. Pembebanan



Gambar 5. 9 Beban Pada Tiang Sandaran Pejalan Kaki

Sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk beban daya layan sebesar $w \times L$ dengan pengertian :

w = beban daya layan rencana sebesar 0,75 kN/m

L = jarak antar tiang sandaran

Gaya horizontal tiang railling, H_{TP}

$$H_{TP} = w \cdot L$$

$$= 0,75 \cdot 2,5$$

$$= 1,875 \text{ kN}$$

Lengan terhadap sisi bawah, $y = 0,9 \text{ m}$

Momen pada tiang railling, M_{TP}

$$M_{TP} = H_{TP} \cdot y$$

$$= 1,875 \cdot 0,9$$

$$= 1,687 \text{ kNm}$$

Gaya geser tiang railling, V_u

$$V_u = H_{TP}$$

$$= 1,875 \text{ kNm}$$

2. Perencanaan Tulangan

a. Tulangan Lentur

Momen ultimit rencana, M_u	= 1,6875	kNm
Tegangan desak beton, f_c'	= 24,9	Mpa
Modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	Mpa
Tegangan leleh baja, f_y	= 240	Mpa
tebal tiang railing, h	= 150	mm
jarak tulangan thd sisi luar, d'	= 30	mm

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \frac{24,9}{240} \left(\frac{600}{600 + 240} \right) \\ &= 0,0535\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y}{(0,85 \cdot f_c')} \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,0535 \cdot 240 \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot \frac{0,75 \cdot 0,0535 \cdot 240}{(0,85 \cdot 24,9)} \right] \\ &= 7,44\end{aligned}$$

Tebal efektif tiang railing, d = 120 mm

Faktor reduksi tegangan lentur, ϕ = 0,8

Momen nominal rencana, M_n

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_{TP}}{\phi} \\ &= 0,8 \\ &= 2,109 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen, R_n

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{2,1094}{150 \cdot 120^2} \\ &= 1,95\end{aligned}$$

Rasio tulangan, ρ

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c')] }] \\ &= 0,85 \cdot 24,9 / 240 \cdot [1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 1,95 / (0,85 \cdot 24,9))}] \\ &= 0,0042\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y} \\ &= 25\% \cdot \frac{1,4}{240} \\ &= 0,0015 \quad \rho_{\text{pakai}} = \rho = 0,0042\end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0042 \cdot 150 \cdot 120 \\ &= 75,041 \quad \text{kN}\end{aligned}$$

Pakai tulangan diameter, $D = 13 \text{ mm}$, $A_{1D} = 132,66 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan, n

$$\begin{aligned}n &= \frac{A_s}{A_{1D}} \\ &= \frac{75,041}{132,66} \\ &= 0,56 \quad \text{Pakai tulangan lentur 4 - D13}\end{aligned}$$

b. Tulangan Geser

Gaya geser ultimit, $V_u = 1875 \text{ N}$

$$\begin{aligned}V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{24,9} \cdot 150 \cdot 120 \\ &= 14969,97 \quad \text{N}\end{aligned}$$

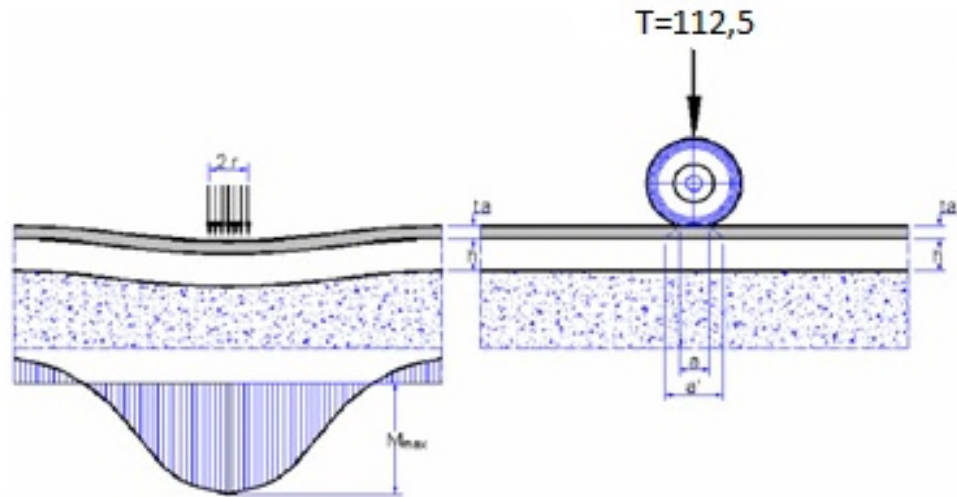
$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \cdot V_c \\ &= 0,6 \cdot 14969,97 \\ &= 8981,98 \quad \text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c &= 1/2 \cdot 0,6 \cdot 8981,98 \\ &= 4490 \text{ N}, \quad \frac{1}{2} \cdot \phi \cdot V_c > V_u\end{aligned}$$

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser, tetapi untuk memudahkan pemasangan tulangan digunakan tulangan geser, P13 – 200mm

5.2.3. Perhitungan Plat Injak

1. Plat Injak Arah Memanjang Jembatan



Gambar 5. 10 Beban truk pada pelat injak arah memanjang

tebal plat injak, h = 0,2 m

tebal aspal, t_a = 0,1 m

Jarak tulangan thd sis luar, d' = 0,3 m

luas bidang kontak, a = 0,3 m

$$\begin{aligned} a' &= a + t_a \\ &= 0,3 + 0,1 \\ &= 0,4 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Beban Plat Injak

Faktor beban, $KTT = 1,8$

Beban yang bekerja pada plat injak adalah beban roda ganda truk (beban "T")

sebesar, $T = 112,5 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis, $DLA = 0,3$

Besar beban truk yang bekerja, T_{TT}

$$\begin{aligned} T_{TT} &= (1 + DLA) \cdot T \\ &= (1 + 0,3) \cdot 112,5 \\ &= 146,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Spesifikasi Bahan

Kuat tekan beton K-500, f_c'	= 41,5	Mpa
Modulus elastisitas beton, E_c	= 30277632,01	kPa
Angka poisson, ν	= 0,2	
Mutu baja,	= U-24	
Tegangan leleh baja, f_y	= 240	Mpa
Modulus elastisitas baja, E_s	= 200000000	kPa

c. Momen Plat Injak

Momen pada plat injak dihitung dengan rumus berikut :

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \cdot [1 - (r \cdot \sqrt{2} / \lambda)^{0,6}]$$

dengan r = lebar penyebaran beban terpusat

$$= a^2/2$$

$$= 0,4/2$$

$$= 0,2 \quad \text{m}$$

$$\lambda = [E_c \cdot h^3 / \{ 12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s \}]^{0,25}$$

$$K_s = \text{Standart modulus of soil reaction} = 81500 \text{ kN/m}^3$$

$$\lambda = [30277632,01 \cdot 0,2^3 / \{ 12(1-0,2^2) \cdot 81500 \}]^{0,25}$$

$$= 0,713$$

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \cdot [1 - (r \cdot \sqrt{2} / \lambda)^{0,6}]$$

$$= 146,25/2 [1 - (0,2 \cdot \sqrt{2} / 0,713)^{0,6}]$$

$$= 31,12 \quad \text{kNm}$$

$$M_u = K_{TT} \cdot M_{\max}$$

$$= 1,8 \cdot 31,12$$

$$= 56,02 \quad \text{kNm}$$

d. Perencanaan Tulangan

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 \cdot (f_c - 30)$$

$$= 0,85 - 0,008 \cdot (41,5 - 30)$$

$$= 0,758$$

Rasio tulangan berimbang, ρ_b

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,758 \cdot 0,85 \cdot \frac{58,1}{240} \left(\frac{600}{600 + 240} \right) \\ &= 0,0796\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c')] \\ &= 0,75 \cdot 0,0796 \cdot 390 \cdot [1 - (1/2 \cdot 0,0796 \cdot 240) / (0,85 \cdot 41,5)] \\ &= 11,4159\end{aligned}$$

Tebal efektif beton, d

$$\begin{aligned}d &= h_1 - d' \\ &= 170,00 \quad \text{mm}\end{aligned}$$

Ditinjau *slab* selebar, $b = 1000$ mm

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Momen nominal rencana, M_n

$$\begin{aligned}M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{56,02}{0,8} \\ &= 70,0305 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan Momen, R_n

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{70,03 \cdot 10^6}{1000 \cdot 170^2} \\ &= 2,42 < R_{\max} \dots \text{OK}\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned}\rho &= 0,85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{R_n}{(0,85 \cdot f_c')}} \right) \\ &= 0,85 \cdot \frac{41,5}{240} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{2,42}{0,85 \cdot 41,5}} \right) \\ &= 0,0105\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{f_y}\right)$$

$$= 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{240}\right)$$

$$= 0,0015 \quad \rho_{\text{pakai}} = 0,0105$$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 1779,8244 \text{ mm}^2$$

coba tulangan dengan diameter, $D = 16 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1} = 200,96 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan, s

$$s = b \cdot \frac{A_{s1}}{A_s}$$

$$= 1000 \cdot \frac{200,96}{1779,8244}$$

$$= 112,91 \text{ mm}$$

digunakan tulangan D16 – 100

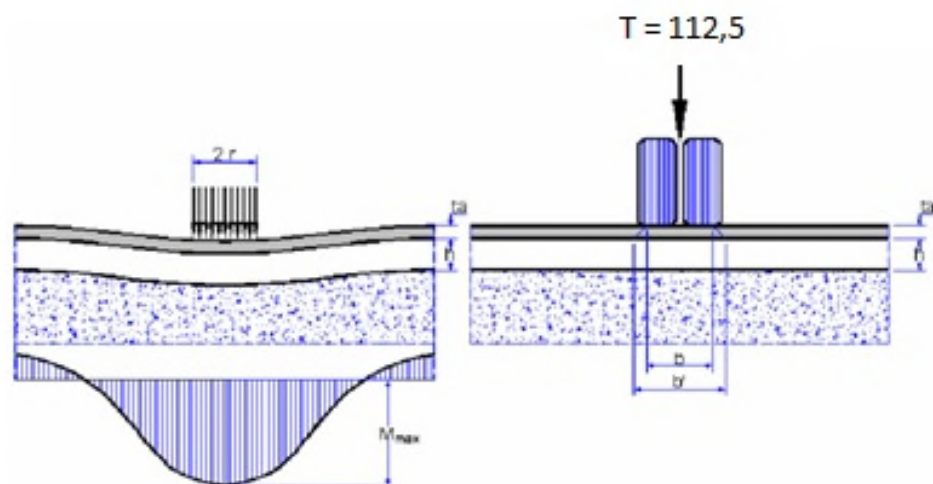
Luas tulangan yang ada, $A_{s\text{ada}}$

$$A_{s\text{ada}} = \frac{A_{s1} \cdot b}{s}$$

$$= \frac{200,96 \cdot 1000}{100}$$

$$= 2009,6 \text{ mm}^2$$

2. Plat Injak Arah Melintang Jembatan



Gambar 5. 11 Beban truk pada plat injak arah melintang

tebal plat injak, $h = 0,2 \text{ m}$

tebal aspal, $t_a = 0,1 \text{ m}$

Jarak tulangan dengan sisi luar beton, $d' = 0,3 \text{ m}$

luas bidang kontak, $b = 0,6 \text{ m}$

$$\begin{aligned} b' &= b + t_a \\ &= 0,5 + 0,1 \\ &= 0,6 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Beban Plat Injak

Faktor beban, $K_{TT} = 1,8$

Beban yang bekerja pada plat injak adalah beban roda ganda truk (beban "T") sebesar, $T = 112,5 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis, $= 0,3$

Besar beban truk yang bekerja, T_{TT}

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

b. Spesifikasi Bahan

Kuat tekan beton, $f_c' = 41,5 \text{ Mpa}$

Modulus elastisitas beton, $E_c = 30277632,01 \text{ kPa}$

Angka poisson, $\nu = 0,2$

Mutu baja, $= \text{U-24}$

Tegangan leleh baja, $f_y = 240 \text{ Mpa}$

Modulus elastisitas baja, $E_s = 200000000 \text{ kPa}$

c. Momen Plat Injak

Momen pada plat injak dihitung dengan rumus berikut :

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \cdot [1 - (r \cdot \sqrt{2} / \lambda)^{0,6}]$$

$$\begin{aligned} \text{dengan } r &= \text{lebar penyebaran beban terpusat} \\ &= b' / 2 \\ &= 0,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= [E_c \cdot h^3 / \{ 12 \cdot (1 - \nu^2) \cdot k_s \}]^{0,25} \\ K_s &= \text{Standart modulus of soil reaction} = 81500 \text{ kN/m}^3 \\ \lambda &= [30277632,01 \cdot 0,2^3 / \{12(1-0,2^2) \cdot 81500\}]^{0,25} \\ &= 0,713 \\ M_{\max} &= T_{TT} / 2 \cdot [1 - (r \cdot \sqrt{2} / \lambda)^{0,6}] \\ &= 146,25/2[1-(0,3 \cdot \sqrt{2}/0,713)^{0,6}] \\ &= 19,56 \quad \text{kNm} \\ M_u &= K_{TT} \cdot M_{\max} \\ &= 1,8 \cdot 19,56 \\ &= 35,20 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

d. Perencanaan Tulangan

Faktor bentuk distribusi tegangan beton, β_1

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0,85 - 0,008 \cdot (f'_c - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 \cdot (41,5 - 30) \\ &= 0,758 \end{aligned}$$

Rasio tulangan berimbang, ρ_b

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,758 \cdot 0,85 \cdot \frac{40,1}{240} \left(\frac{600}{600 + 240} \right) \\ &= 0,0796 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f'_c)] \\ &= 0,75 \cdot 0,0796 \cdot 390 \cdot [1 - (1/2 \cdot 0,758 \cdot 240) / (0,85 \cdot 41,5)] \\ &= 11,4159 \end{aligned}$$

Tebal efektif beton, d

$$\begin{aligned} d &= h_t - d' \\ &= 200 - 30 \\ &= 170 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Ditinjau *slab* selebar, $b = 1000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana, M_n

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{35,20}{0,8} \\
 &= 44,003 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor tahanan Momen, R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{44,003 \cdot 10^6}{1000 \cdot 170^2} \\
 &= 1,523 < R_{\max} \dots \text{OK}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \cdot \frac{f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - 2 R_n / (0,85 \cdot f_c')} \right) \\
 &= 0,85 \cdot \frac{41,5}{240} \left(1 - \sqrt{1 - (2 \cdot 1,523 / 0,85 \cdot 41,5)} \right) \\
 &= 0,0065
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{f_y} \right) \\
 &= 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{240} \right) \\
 &= 0,0015
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{pakai}} = 0,0065$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0065 \cdot 1000 \cdot 170 \\
 &= 1102,84 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

coba tulangan dengan diameter, $D = 16 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1} = 200,96 \quad \text{mm}^2$

Jarak tulangan, s

$$\begin{aligned}
 s &= b \cdot \frac{A_{s1}}{A_s} \\
 &= 1000 \cdot \frac{200,96}{1102,84} \\
 &= 182,22 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

digunakan tulangan D16 – 150

Luas tulangan yang ada, $A_{s_{ada}}$

$$\begin{aligned} A_{s_{ada}} &= \frac{As1 \cdot b}{s} \\ &= \frac{200,96 \cdot 1000}{150} \\ &= 1339,73 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

5.2.4. Perhitungan *Box girder*

Box girder direncanakan menggunakan beton prategang penuh pasca tarik, dimana penarikan tendon prategang dilakukan setelah beton dicor dan mencapai sebagian besardari kuat tekannya. Data perencanaan untuk prategang ini adalah sebagai berikut.

1. Spesifikasi Bahan

a. Spesifikasi Beton

- Mutu beton : K-700

$$\text{- Kuat tekan beton, } f'_c = \frac{0,83 \cdot K}{10}$$

$$= 58,1 \text{ Mpa}$$

$$\text{- Berat jenis beton} = 25,5 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{- Modulus elastis beton, } E_c = w_c^{1,5} \cdot 0,43 \sqrt{f'_c}$$

$$= \left(25,5 \cdot \frac{1000}{9,8}\right)^{1,5} \cdot 0,43 \sqrt{58,1}$$

$$= 43503,85 \text{ Mpa}$$

b. Baja Prategang

Tendon baja *prestress* menggunakan jenis strand VSL diameter 0,6 in (*sumber* : www.vsl.net), dengan spesifikasi seperti pada tabel di bawah ini :

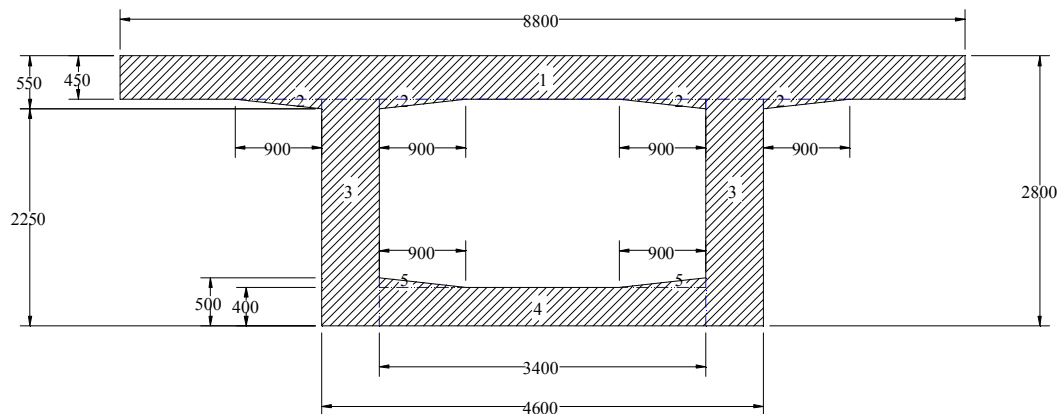
Tabel 5. 8 Spesifikasi Baja *Pre Stress*

Jenis Strand	VSL 0,6"	
Kuat tarik strand, fpu	1862	MPa
Tegangan leleh strand, fpy	1582,7	MPa
Diameter nominal strands	15,24	mm

Luas tampang nominal satu strands, Ast	139,965	mm ²
Beban putus minimal satu strands, Pbs	260,6528	kN
Modulus elastis strands, Es	196507,5	Mpa

2. Section Properties

direncanakan dengan dimensi seperti pada gambar 5.11 di bawah ini ;



Gambar 5. 12 Dimensi

Tabel 5. 9 Section Properties

No	Dimensi		Luas @	Jumlah Tampang	Luas Tampang	Jarak Thd Alas	Statis Momen	Inersia Momen	Inersia Momen
	Lebar	Tebal			A	y	A * y	A * y ²	I ₀
	(m)	(m)			(m ²)	(m)	(m ³)	(m ⁴)	(m ⁴)
1	8,80	0,45	3,96	1,00	3,96	2,48	9,80	24,26	0,07
2	0,90	0,10	0,05	4,00	0,18	2,22	0,40	0,88	0,00
3	0,60	2,25	1,35	2,00	2,70	1,13	3,04	3,42	0,57
4	3,40	0,40	1,36	1,00	1,36	0,20	0,27	0,05	0,02
5	0,90	0,10	0,05	2,00	0,09	0,43	0,04	0,02	0,00
TOTAL					8,29		13,55	28,63	0,65

Letak titik berat,

$$\begin{aligned}
 y_b &= \frac{\sum A \cdot y}{A} \\
 &= \frac{13,55}{8,29}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 1,63 \text{ m} \\
 y_a &= H - y_b \\
 &= 2,80 - 1,63 \\
 &= 1,17 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap alas balok,

$$\begin{aligned}
 I_b &= \Sigma A \cdot y^2 + \Sigma I_o \\
 &= 28,63 + 0,65 \\
 &= 29,28 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia terhadap titik berat balok,

$$\begin{aligned}
 I_x &= I_b - A \cdot y_b^2 \\
 &= 29,28 - 8,29 \cdot 1,63^2 \\
 &= 7,142 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi atas,

$$\begin{aligned}
 S^a &= \frac{I_x}{y_a} \\
 &= \frac{7,142}{1,17} \\
 &= 6,12 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Tahanan momen sisi bawah,

$$\begin{aligned}
 S_b &= \frac{I_x}{y_b} \\
 &= \frac{7,142}{1,63} \\
 &= 4,37 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

3. Pembebanan

a. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri mencakup berat *box girder* (ukuran seperti pada Gambar 5.12), trotoar dan dinding pagar tepi. Berat sendiri dihitung sebagai berikut.

Berat sendiri, M_{box}

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang, } A &= 8,29 \quad \text{m}^2 \\
 \text{Berat beton } \textit{prestress}, w_c &= 25,5 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \text{Berat} &= A \cdot w_c \\
 &= 8,29 \cdot 25,5 \\
 &= 211,39 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 10 Berat sendiri trotoar dan sandaran pejalan kaki

No	Jenis Berat Sendiri Konstruksi	Berat Beton	Lebar	Tebal	Luas	Berat
1	Trotoar	25	0,9	0,25	0,225	5,625
2	Tiang sandaran pejalan kaki	25	0,15	0,75	0,1125	2,813
	TOTAL Q_{MS}					8,438

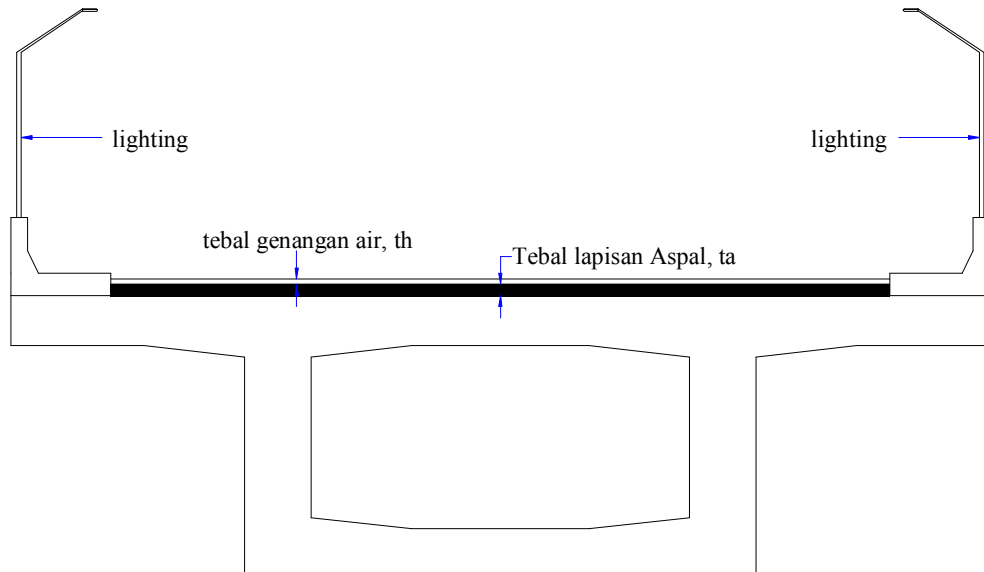
Total berat sendiri, Q_{MS}

$$\begin{aligned}
 Q_{MS} &= \text{Berat } \textit{box girder} + \text{Berat trotoar dan dinding pagar tepi} \\
 &= 211,395 + 8,438 \\
 &= 219,833 \quad \text{kN/m}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen nonstruktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. *Box girder prestress* direncanakan mampu memikul beban mati tambahan berupa :

- a. Aspal setebal 100 mm untuk pelapisan kembali dikemudian hari
- b. Genangan air hujan setinggi 50 mm apabila saluran drainase tidak bekerja dengan baik



Gambar 5. 13 Beban Mati Tambahan

Tabel 5. 11 Analisis Beban Mati Tambahan

No	Jenis beban mati tambahan	Lebar (m)	Tebal (m)	Luas (m ²)	Berat Jenis (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Lapisan aspal + overlay	7,00	0,10	0,70	22,00	15,40
2	Air hujan	8,80	0,05	0,44	9,80	4,31
3	Tiang listrik					0,10
4	ME					0,10
	TOTAL Q _{MA}					19,91

c. Beban Lajur

Beban lajur “D” terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL. UDL mempunyai intensitas q Kpa yang besarnya tergantung pada panjang total yang dibebani (L) dan dinyatakan dengan rumus sebagai berikut ;

$$q = 9,0 \text{ kPa, untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9,0 \cdot (0,5 + 15/L) \text{ kPa, untuk } L > 30 \text{ m}$$

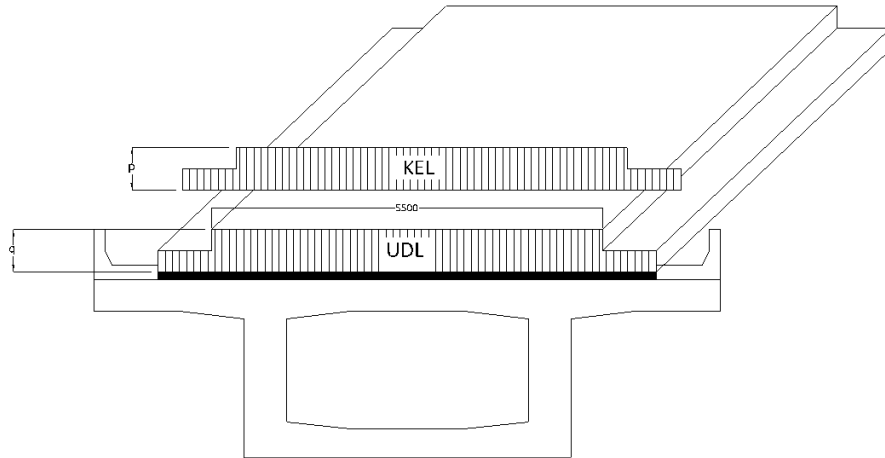
KEL mempunyai intensitas , $p = 44 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

$$DLA = 0,4 \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50), \text{ untuk } 50 < L < 90$$

$$DLA = 0,3 \text{ untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



Gambar 5. 14 Beban Lajur "D"

Bentang jembatan. $L = 70 \text{ m}$

Intensitas beban merata, q

$$\begin{aligned} q &= 9,0 \cdot (0,15 + 15/L) \\ &= 9,0 \cdot (0,15 + 15/70) \\ &= 6,4 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Lebar jalur lalu lintas, $B = 7 \text{ m}$

Beban merata pada , Q_{TD}

$$\begin{aligned} Q_{TD} &= (5,5 \cdot q \cdot 100\%) + (B - 5,5) \cdot q \cdot 50\% \\ &= (5,5 \cdot 6,4 \cdot 100\%) + (7 - 5,5) \cdot 6,4 \cdot 50\% \\ &= 40 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Intensitas beban garis, $p = 49 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned} \text{Faktor beban dinamis, } DLA &= 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50) \\ &= 0,4 - 0,0025 \cdot (70 - 50) \\ &= 0,35 \end{aligned}$$

Beban terpusat pada *box girder* ,

$$\begin{aligned} P_{TD} &= (1 + DLA) [(5,5 \cdot p \cdot 100\%) + (B - 5,5) \cdot p \cdot 50\%] \\ &= (5,5 \cdot 49 \cdot 100\%) + (7 - 5,5) \cdot 49 \cdot 50\% \\ &= 413,43 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

d. Beban Untuk Pejalan Kaki

Trotoar direncanakan untuk memikul beban per m^2 dari luas yang dibebani (A). Intensitas beban ditentukan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang, } A &= 2.L.b_t \\ &= 2.70.0,9 \\ &= 126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$ Digunakan ntensitas beban, $q = 2 \text{ kPa}$

Beban akibat pejalan kaki, Q_{TP}

$$\begin{aligned} Q_{TP} &= q \cdot b_t \\ &= 2 \cdot 0,9 \\ &= 1,80 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

e. Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas permukaan lantai jembatan.

Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Untuk } L_t \leq 80 \text{ m, } T_{TB} &= 250 && \text{kN} \\ \text{Untuk } 80 < L_t < 180 \text{ m, } T_{TB} &= 250 + 2,5(L_t - 80) && \text{kN} \\ \text{Untuk } L_t \geq 180 \text{ m, } T_{TB} &= 500 && \text{kN} \end{aligned}$$

Gaya rem dapat diambil besarnya sama dengan 5 % beban lajur “D” tanpa memperhitungkan faktor beban dinamis.

Beban lajur tanpa faktor beban dinamis

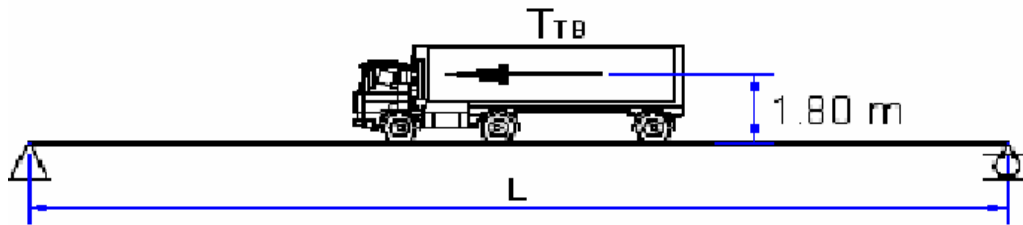
$$Q_{TD} = 35,625 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = 371,25 \text{ kN}$$

Gaya rem, T_{TB}

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 5\% \text{ beban lajur tanpa faktor beban dinamis} \\ &= 0,05 (35,625(70) + 371,25) \\ &= 143,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk perencanaan digunakan gaya rem berdasarkan bentang jembatan sebesar $(T_{TB}) = 250 \text{ kN}$



Gambar 5. 15 Beban Akibat Gaya Rem

Lengan terhadap titik berat *box girder*, y

$$\begin{aligned} y &= 1,80 + t_a + y_a \\ &= 1,80 + 0,1 + 1,17 \\ &= 3,07 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Beban akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M &= TTB.y \\ &= 250 \cdot 3,08 \\ &= 766,42 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

f. Beban Angin (EW)

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan, T_{EW} dihitung dengan rumus berikut :

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot V_w^2$$

dengan C_w = koefisien seret

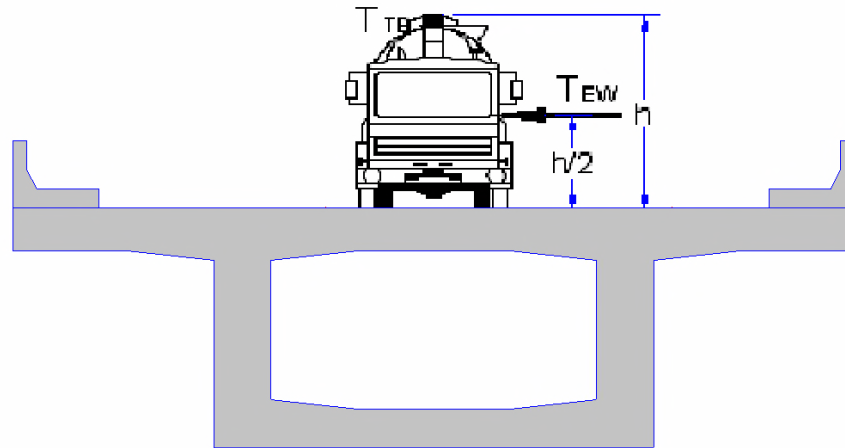
V_w = kecepatan angin rencana (m/det)

C_w = 1,25

V_w = 35 m/det

Maka beban angin pada permukaan lantai jembatan adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \cdot 1,25 \cdot 35^2 \\ &= 1,838 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$



Gambar 5. 16 Beban Angin

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi, $h = 2$ m di atas lantai jembatan. Jarak roda kendaraan, $x = 1,75$ m.

panjang bentang, $L = 70$ m

Transfer beban angin ke lantai jembatan, Q_{EW}

$$\begin{aligned} Q_{EW} &= \left(\frac{1}{2} \cdot h / x \cdot T_{EW} \right) \cdot 2 \\ &= \left(\frac{1}{2} \cdot 2 / 1,75 \cdot 1,838 \right) \cdot 2 \\ &= 1,050 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

g. Beban Gempa

Gaya gempa vertikal pada balok dihitung dengan menggunakan percepatan vertikal ke bawah sebesar $0,1g$ dengan $g =$ percepatan gravitasi bumi $= 9,81$ m/det atau dapat diambil 50% koefisien gempa horizontal statik ekuivalen.

Berat total yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan :

$$\text{Berat sendiri } (Q_{MS}) = 184,64 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Beban mati tambahan } (Q_{MA}) = 19,91 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang } (L) = 70 \quad \text{m}$$

Berat total akibat beban mati, W_t

$$\begin{aligned} W_t &= (Q_{MS} + Q_{MA})L \\ &= (184,64 + 19,91) \cdot 70 \\ &= 1678,12 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{Momen inersia } \textit{box girder}, I_x = 7,14 \quad \text{m}^4$$

$$\text{Modulus elastis beton, } E_c = 43503849 \quad \text{kPa}$$

Kekakuan *box girder* prategang, K_p

$$\begin{aligned} K_p &= 48 \cdot E_c \cdot \frac{I_x}{L_t^3} \\ &= 48 \cdot 43503849 \cdot \frac{7,14}{70^3} \\ &= 43483 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar struktur, T

$$\begin{aligned} T &= 2\pi \sqrt{\frac{Wt}{g \cdot K_p}} \\ &= 2\pi \sqrt{\frac{16782,12}{9,81 \cdot 43483,49}} \\ &= 1,25 \quad \text{detik} \end{aligned}$$

Jembatan Srandakan berada pada lokasi di wilayah gempa 3 di atas tanah

sedang dari kurva diperoleh koefisien geser dasar, $C = 0,1$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton prategang penuh,

$$S = 1,3 \cdot F, \text{ dengan}$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot n, \text{ dan } F \text{ harus di ambil } > 1$$

$$F = 1,25 - 0,025 \cdot 1$$

$$= 1,225$$

$$S = 1,3 \cdot 1,225$$

$$= 1,593$$

Koefisien beban gempa horizontal, K_h

$$K_h = C \cdot S$$

$$= 0,1 \cdot 1,593$$

$$= 0,1593$$

Koefisien beban gempa vertikal, K_v

$$K_v = 50\% \cdot K_h$$

$$= 50\% \cdot 0,1593$$

$$= 0,0796$$

diambil $K_v = 0,1$

Gaya gempa vertikal, T_{EQ}

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_v \cdot W_t \\ &= 0,1 \cdot 1678,12 \\ &= 1678,21 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Beban gempa vertikal, Q_{EQ}

$$\begin{aligned} Q_{EQ} &= T_{EQ}/L_t \\ &= 1678,21/ 70 \\ &= 23,97 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Rekap beban pada *box girder* ditampilkan pada tabel 5.14 berikut :

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Beban Pada *Box Girder*

No	Jenis Beban	Q	P
		kN/m	kN
1	Berat sendiri Box	211,395	
2	Berat sendiri elemen non struktural	8,437	
3	Mati tambahan	19,91	
4	Lajur "D"	40,00	413,43
5	Beban pejalan kaki	1,80	
6	Angin	1,05	
7	Gempa	23,97	

4. Tegangan Ijin

Nilai tegangan ijin ditetapkan berdasarkan RSNI T-12-2004 tentang perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan. Tegangan ijin beton dan tegangan ijin tendon ditetapkan sebagai berikut :

a. Tegangan Ijin Beton

Kuat tekan beton, f_c' = 58,1 Mpa, pada saat transfer umur beton 14 hari sehingga diasumsikan kekuatan beton baru mencapai 80%, maka

$$f_{ci}' = 0,8 \cdot f_c' = 0,8 \cdot 58,1 = 46,48 \quad \text{Mpa}$$

➤ Saat transfer

➤ serat tekan : $f_{ci} = 0,6 \cdot f_{ci} = 27,89 \text{ Mpa}$

➤ serat tarik : $f_{ti} = 0,25 \sqrt{f_{ci}} = 1,70 \text{ Mpa}$

➤ Saat layan

➤ serat tekan : $f_{cs} = 0,45 \cdot f_c' = 26,14 \text{ Mpa}$

➤ serat tarik : $f_{ts} = 0,50 \sqrt{f_c'} = 3,81 \text{ Mpa}$

b. Tegangan Ijin Tendon Prategang

1) Saat transfer

Akibat penjangkaran tendon, sebebesar

$$0,94 f_{py} = 0,94 \cdot 1582,7$$

$$= 1424,83 \text{ Mpa}$$

tetapi tidak lebih besar dari $0,85 f_{pu}$

$$0,85 f_{pu} = 0,85 \cdot 1862$$

$$= 1582,7$$

2) Sesaat setelah transfer

Gaya prategang sesaat setelah transfer boleh diambil sebesar

$$f_{pi} = 0,82 f_{py}$$

$$= 0,82 \cdot 1582,7$$

$$= 1287,91 \text{ Mpa}$$

tetapi tidak lebih besar dari

$$f_{pi} = 0,74 f_{pu}$$

$$= 0,74 \cdot 1862$$

$$= 1377,88$$

3) Saat layan

pada tendon pasca tarik tegangan ijin $0,7 f_{pu} = 0,7 \cdot 1862 = 1303,40 \text{ MPa}$

5. Perencanaan Gaya Prategang dan Jumlah tendon

Kuat tekan beton, $f_c' = 58,10 \text{ Mpa}$

Kuat tekan beton saat transfer, $f_{ci}' = 46,48 \text{ Mpa}$

$$\begin{aligned}
 \text{Tahanan momen sisi atas, } S^a &= 6,13 \text{ m}^3 \\
 \text{Tahanan momen sisi bawah, } S_b &= 4,37 \text{ m}^3 \\
 \text{Luas penampang box, } A &= 8,29 \text{ m}^2 \\
 \text{Letak titik berat } \textit{box girder} \text{ terhadap sisi bawah, } y_b &= 1,63 \text{ m} \\
 \text{Ditetapkan jarak pusat berat tendon thd sisi bawah, } z_0 &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{Eksentrisitas tendon, } e_s = y_b - z_0 &= 1,63 - 0,5 = 1,13 \text{ m} \\
 \text{Momen akibat berat sendiri } \textit{box girder}, M_{box} &
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{box} &= \frac{1}{8} Q_{box} L^2 \\
 &= \frac{1}{8} 211,395 \cdot 70^2 \\
 &= 129479,44 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Besar gaya prategang awal ditentukan sebagai berikut ;
dari persamaan tegangan di serat atas

$$\begin{aligned}
 f^a &= -\frac{Pt}{A} + \frac{Pt \cdot e_s}{S^a} - \frac{M_{box}}{S^a} \\
 1,7 &= -\frac{Pi}{8,29 \cdot 10^6} + \frac{Pi \cdot 1,13 \cdot 10^3}{6,13 \cdot 10^{12}} - \frac{129479,44 \cdot 10^6}{6,13 \cdot 10^{12}}
 \end{aligned}$$

$$Pt = 354057,41 \text{ kN}$$

dari persamaan tegangan di serat bawah

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{Pt}{A} - \frac{Pt \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{box}}{S_b} \\
 -27,89 &= -\frac{Pi}{8,29 \cdot 10^6} - \frac{Pi \cdot 1,13 \cdot 10^3}{4,37 \cdot 10^{12}} + \frac{129479,44 \cdot 10^6}{4,37 \cdot 10^{12}}
 \end{aligned}$$

$$Pt = 151284,48 \text{ kN}$$

diambil gaya prategang awal, $P_t = 151284,48 \text{ kN}$

Digunakan kabel yang terdiri dari beberapa kawat baja untaian “ Strand Cable”
ASTM A779 grade 270, dengan data sebagai berikut :

Tabel 5. 13 Data *strand cable*

Jenis Strand	VSL 0,6"	
Kuat tarik strand, fpu	1862	MPa
Tegangan leleh strand, fpy	1582,7	MPa
Diameter nominal strands	15,24	mm

Luas tampang nominal satu strands, A_{st}	139,965	mm ²
Beban putus minimal satu strands, P_{bs}	260,6528	kN
Modulus elastis strands, E_s	196507,5	Mpa

Tegangan ijin tendon sesaat setelah transfer :

$$f_{pi} = 0,74 \cdot f_{pu} = 0,74 \cdot 1862 = 1377,88 \quad \text{MPa}$$

$$f_{pi} = 0,82 \cdot f_{py} = 0,82 \cdot 1582,7 = 1297,81 \quad \text{Mpa}$$

Karena $0,82 \cdot f_{py} < 0,74 \cdot f_{pu}$ maka digunakan tegangan ijin tendon pada saat transfer 1297,81 Mpa

Luas tendon baja yang diperlukan, A_{ps}

$$\begin{aligned} A_{ps} &= \frac{P_t}{f_{pi}} \\ &= \frac{151284,48 \cdot 10^3}{1297,81} \\ &= 116568,69 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan jumlah kawat untai (*strand cable*) = 43 strands/tendon

Beban putus satu tendon, P_{bt}

$$\begin{aligned} P_{bt} &= P_{bsl} \cdot \text{jumlah strand/ tendon} \\ &= 260,65 \cdot 43 \\ &= 11208,07 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Jumlah tendon yang diperlukan, n_t

$$\begin{aligned} n_t &= \frac{P_t}{P_{bt}} \\ &= \frac{151284,48}{11208,07} \\ &= 19,36 \text{ tendon} \end{aligned}$$

Digunakan jumlah tendon aktual, $n_t = 20$ tendon

Tabel 5. 14 Jumlah *strand* yang digunakan

Kelompok Tendon	Jumlah tendon	Jumlah Strand/Tendon	Jumlah Strand/kelompok tendon	diameter selongsong
1	4,00	43	172	150
2	4,00	43	172	150
3	4,00	43	172	150
4	4,00	43	172	150
5	4,00	43	172	150
Total	20,00		860	

Luas aktual baja prategang yang digunakan dalam desain, A_{ps}

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= n_s \cdot A_{st} \\
 &= 860 \cdot 139,965 \\
 &= 120369,90 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Beban satu tendon, P_{b1}

$$\begin{aligned}
 P_{b1} &= \frac{Pt}{nt} \\
 &= \frac{151284,48}{20} \\
 &= 7564,22 \text{ kN} < P_{b1} = 11208,07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Presentase tegangan leleh yang timbul pada baja, P_0

$$\begin{aligned}
 P_0 &= \frac{Pt}{n_s \cdot P_{bs1}} \\
 &= \frac{151284,48}{860 \cdot 260,652} \times 100\% \\
 &= 79 \% < 80\% \text{ OK}
 \end{aligned}$$

Gaya prategang actual akibat penjangkaran, P_J

$$\begin{aligned}
 P_J &= P_0 \cdot n_s \cdot P_{b1} \\
 &= 79\% \cdot 860 \cdot 11208,07 \\
 &= 177981,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tegangan tarik baja akibat penjangkaran, f_{PJ}

$$\begin{aligned}
 f_{PJ} &= \frac{P_j}{A_{ps}} \\
 &= \frac{177981,74}{120369,90} \\
 &= 1478,62 \quad \text{MPa} \leq 0,80 f_{pu} = 1487,74 \quad \text{Mpa} \rightarrow \text{OK} \\
 &\leq 0,94 f_{py} = 1582,70 \quad \text{Mpa} \rightarrow \text{OK}
 \end{aligned}$$

6. Perencanaan Tata Letak Tendon

Perencanaan tata letak tendon dilakukan dengan meninjau momen pada tengah bentang, seperempat bentang dan pada tumpuan.

a. Perhitungan Momen

Persamaan perhitungan momen simple beam :

1) Momen pada tengah bentang

$$\text{untuk beban merata, } M = \frac{1}{8} x Q x L^2$$

$$\text{untuk beban titik, } M = \frac{1}{4} x P x L$$

2) Momen pada ¼ bentang

$$\text{untuk beban merata, } M = \frac{3}{32} x Q x L^2$$

$$\text{untuk beban titik, } M = \frac{1}{8} x P x L$$

3) Momen pada tumpuan

$$M = 0$$

Hasil perhitungan momen pada posisi tumpuan, seperempat bentang dan pada tumpuan ditampilkan pada tabel 5.15 berikut :

Tabel 5. 15 Rekap perhitungan momen

No	Jenis Beban	Q	P	Momen		
		kN/m	kN	Tumpuan	1/4 Bentang	1/2 Bentang
1	Berat sendiri Box	211,40		0,00	97109,58	129479,44
2	Berat sendiri elemen non struktural	5,63		0,00	2583,98	3445,31

3	Mati tambahan	19,91		0,00	9147,08	12196,10
4	Lajur "D"	40,00	413,44	0,00	21992,58	31735,16
5	Beban pejalan kaki	1,80		0,00	826,88	1102,50
6	Angin	1,05		0,00	482,34	643,13
7	Gempa	23,97		0,00	11013,26	14684,35
Total Momen				0,00	143155,70	193285,98

b. Batas Penempatan Tendon

$$\text{Luas tampang, } A = 8,29 \text{ m}^2$$

$$\text{Momen inersia terhadap titik berat balok, } I_x = 7,14 \text{ m}^4$$

$$\begin{aligned} \text{Radius girasi, } r^2 &= \frac{I_x}{A_c} \\ &= \frac{8,29}{7,14} \\ &= 0,86 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{letak titik berat, } y_a = 1,17 \text{ m}$$

$$y_b = 1,63 \text{ m}$$

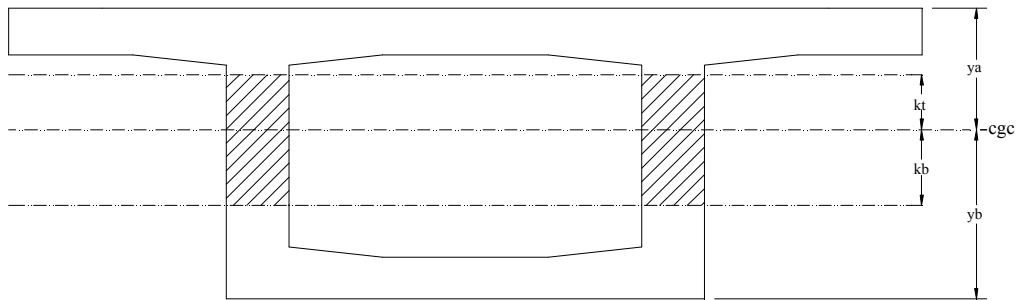
Batas kern atas

$$\begin{aligned} k_t &= \frac{r^2}{y_b} \\ &= \frac{0,86}{1,63} \\ &= 0,527 \text{ m} \end{aligned}$$

Batas kern bawah

$$\begin{aligned} k_b &= \frac{r^2}{y_a} \\ &= \frac{0,86}{1,17} \\ &= 0,739 \text{ m} \end{aligned}$$

posisi kern pada ditunjukkan seperti pada gambar 5.17 berikut :



Gambar 5. 17 Posisi kern pada box

1) Batas bawah eksentrisitas tendon

Jarak maksimum garis cgs yang terletak dibawah kern bawah untuk mencegah terjadinya tarik pada serat atas ditentukan sebagai berikut:

Contoh perhitungan batas eksentrisitas bawah pada tengah bentang

$$\begin{aligned} a_{\min} &= \frac{M_{box}}{P_t} \\ &= \frac{129479,44}{151284,48} \\ &= 0,86 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} eb &= a_{\min} + k_b \\ &= 0,86 + 0,739 \\ &= 1,59 \text{ m} \end{aligned}$$

jika diijinkan terjadi tegangan tarik pada saat transfer maka eksentrisitas bertambah sebesar eb' dengan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} eb' &= \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_t}{P_t} \\ &= \frac{1,7,8,29,0,527}{151284,48} \\ &= 0,07 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jadi, } e_{b1} &= eb + eb' \\ &= 1,59 + 0,07 \\ &= 1,66 \end{aligned}$$

Hasil selengkapnya ditampilkan pada tabel 5.16 berikut :

Tabel 5. 16 Eksentrisitas batas bawah

Bagian Penampang	a_{\min}	e_b	eb'	eb_l
tengah bentang	0,86	1,59	0,07	1,66
seperempat bentang	0,64	1,38	0,07	1,45
tumpuan	0,00	0,74	0,07	0,81

2) Batas atas eksentrisitas tendon

Jarak maksimum garis cgs yang terletak dibawah kern bawah untuk mencegah terjadinya tarik pada serat atas ditentukan sebagai berikut:

Contoh perhitungan batas eksentrisitas bawah pada tengah bentang

Asumsi kehilangan tegangan yang terjadi pada beton prategang pasca tarik, LOF = 20%, sehingga rasio kehilangan tegangan, $R = (1-LOF)$

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang efektif, } P_e &= R.P_t \\ &= 80\%.151284,48 \\ &= 121027,58 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a_{\text{maks}} &= \frac{M_T}{P_e} \\ &= \frac{193285,98}{121027,58} \\ &= 1,62 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} e_t &= a_{\text{maks}} - k_t \\ &= 1,62 - 0,527 \\ &= 1,07 \text{ m} \end{aligned}$$

jika diijinkan terjadi tegangan tarik pada saat transfer maka eksentrisitas bertambah sebesar e_t' dengan nilai sebagai berikut :

$$\begin{aligned} e_t' &= \frac{f_{ti} \cdot A_c \cdot k_t}{P_e} \\ &= \frac{3,81.8,29.0,527}{121027,58} \\ &= 0,14 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jadi } e_{t1} &= e_t - e_t' \\ &= 1,07 - 0,14 \end{aligned}$$

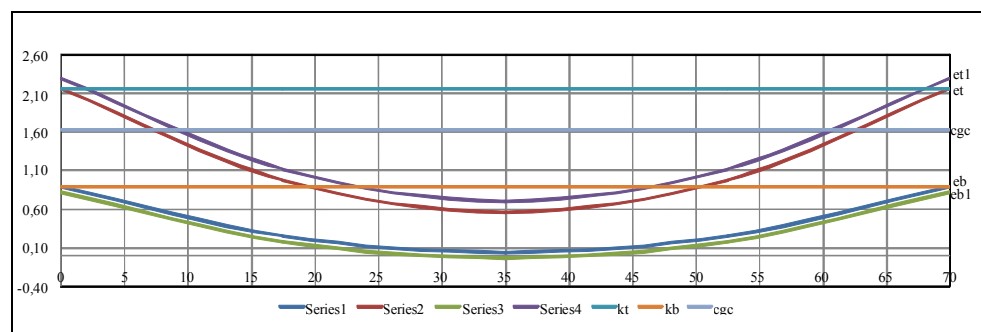
$$= 0,93 \text{ m}$$

Hasil selengkapnya ditampilkan pada tabel berikut :

Tabel 5. 17 Eksentrisitas Batas Atas

Bagian Penampang	a_{maks}	e_t	e_t'	e_{t1}
tengah bentang	1,60	1,07	0,14	0,93
seperempat bentang	1,18	0,66	0,14	0,52
tumpuan	0,00	-0,53	0,14	-0,66

Gambar 5.18 berikut menunjukkan posisi eksentrisitas batas atas



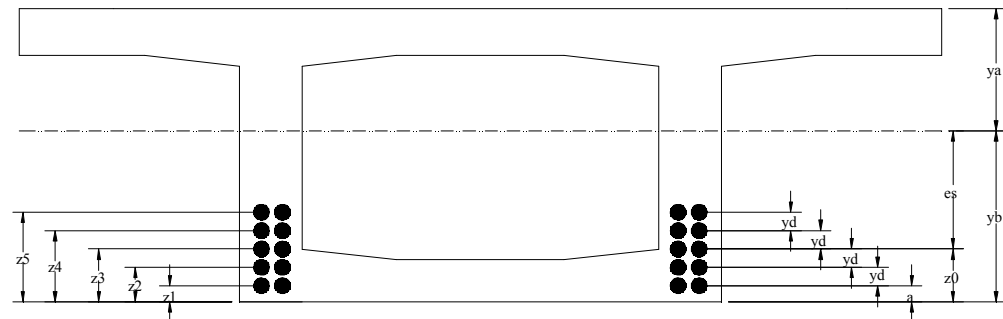
Gambar 5. 18 Batas Eksentrisitas Tendon

Dengan demikian eksentrisitas tendon yang diasumsikan $e_s = 1,13 \text{ m}$ berada di dalam batas eksentrisitas. Sehingga gaya prategang tidak menyebabkan tarik pada serat ekstrim beton.

c. Tata Letak /Posisi Tendon

1) Posisi tendon

a) Posisi tendon di tengah bentang



Gambar 5. 19 Posisi Tendon Di Tengah Bentang

ditetapkan jarak alas ke as tendon baris pertama, $a = 0,15 \text{ m}$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak as ke as tendon, } y_d &= (z_0 - a) / 2 \\
 &= (0,5 - 0,15) / 2 \\
 &= 0,175 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Jarak masing-masing tendon terhadap alas, z

$$\begin{aligned}
 z_1 &= a + 4y_d \\
 &= 0,15 + 4 \cdot 0,175 \\
 &= 0,85 \text{ m}
 \end{aligned}$$

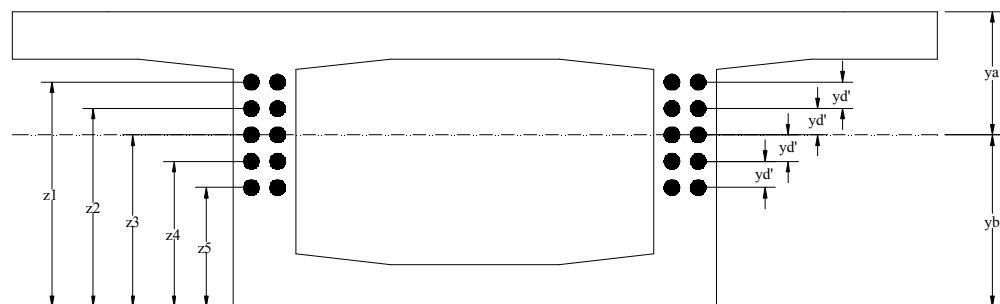
$$\begin{aligned}
 z_2 &= a + 3y_d \\
 &= 0,15 + 3 \cdot 0,175 \\
 &= 0,68 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z_3 &= a + 2y_d \\
 &= 0,15 + 2 \cdot 0,175 \\
 &= 0,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z_4 &= a + y_d \\
 &= 0,15 + 0,175 \\
 &= 0,33 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 z_5 &= a \\
 &= 0,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Posisi tendon di tumpuan



Gambar 5. 20 Posisi Tendon Di Tumpuan

ditetapkan jarak as ke as tendon, $y_d' = 0,25 \text{ m}$

jarak alas ke as tendon baris tendon pertama

$$a = y_b - 2y_d'$$

$$= 1,63 - 2 \cdot 0,25$$

$$= 1,13 \text{ m}$$

Jarak masing-masing tendon terhadap alas, z_i'

$$z_1' = a' + 4y_d'$$

$$= 1,13 + 4 \cdot 0,25$$

$$= 2,13 \text{ m}$$

$$z_2' = a' + 3y_d'$$

$$= 1,13 + 3 \cdot 0,25$$

$$= 1,88 \text{ m}$$

$$z_3' = a' + 2y_d'$$

$$= 1,13 + 2 \cdot 0,25$$

$$= 1,63 \text{ m}$$

$$z_4' = a' + y_d'$$

$$= 1,13 + 0,25$$

$$= 1,38 \text{ m}$$

$$z_5' = z_0' = y_b$$

$$= 1,13 \text{ m}$$

c) Eksentrisitas masing-masing baris tendon

Tabel 5. 18 Eksentrisitas Tendon

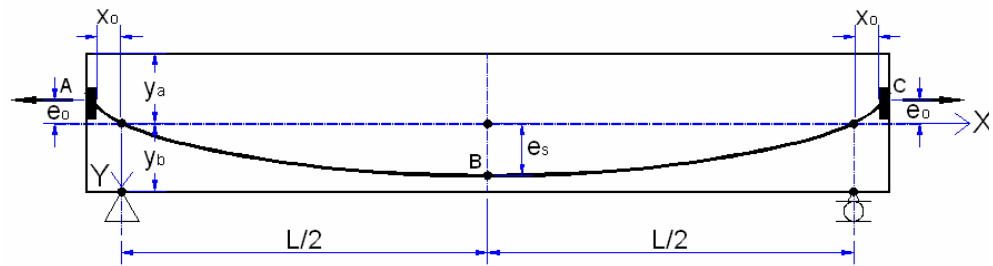
	Z_i'	Z_i	$f_i = Z_i' - Z_i$
Baris tendon	m	m	m
1	2,134	0,850	1,284
2	1,884	0,675	1,209
3	1,634	0,500	1,134
4	1,384	0,325	1,059
5	1,134	0,150	0,984

2) Lintasan inti tendon

Bentang jembatan, $L = 70 \text{ m}$

Eksentrisitas trace tendon, $e_s = 1,13 \text{ m}$

Persamaan lintasan tendon, $y = 4f(x/L^2)(L-X)$, dengan $f = e_s$



Gambar 5. 21 Lintasan Inti Tendon

Tabel 5. 19 Lintasan Inti Tendon

X	Y	X	Y	X	Y
0	0,000	26	1,059	52	0,867
1	0,064	27	1,075	53	0,834
2	0,126	28	1,089	54	0,800
3	0,186	29	1,101	55	0,764
4	0,244	30	1,111	56	0,726
5	0,301	31	1,120	57	0,686
6	0,356	32	1,126	58	0,644
7	0,408	33	1,131	59	0,601
8	0,459	34	1,133	60	0,556
9	0,508	35	1,134	61	0,508
10	0,556	36	1,133	62	0,459
11	0,601	37	1,131	63	0,408
12	0,644	38	1,126	64	0,356

13	0,686	39	1,120	65	0,301
14	0,726	40	1,111	66	0,244
15	0,764	41	1,101	67	0,186
16	0,800	42	1,089	68	0,126
17	0,834	43	1,075	69	0,064
18	0,867	44	1,059	70	0,000
19	0,897	45	1,042		
20	0,926	46	1,022		
21	0,953	47	1,001		
22	0,978	48	0,978		
23	1,001	49	0,953		
24	1,022	50	0,926		
25	1,042	51	0,897		

$$X_0 = 69$$

$$e_0 = 0,0639$$

$$\begin{aligned}\alpha_{AB} &= 2(e_s + e_0) / (L/2 + X_0) \\ &= 2(1,13 + 0,0639) / (70/2 + 69) \\ &= 0,0166 \text{ rad}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\alpha_{BC} &= 2(e_s + e_0) / (L/2 + X_0) \\ &= 2(1,13 + 0,0639) / (70/2 + 69) \\ &= 0,0166 \text{ rad}\end{aligned}$$

3) Sudut angkur

Persamaan lintasan tendon, $Y = 4 \cdot f_i \cdot X / L^2 \cdot (L - X)$

$$dY/dX = 4 \cdot f_i \cdot (L - 2 \cdot X) / L^2$$

Untuk $X = 0$ (posisi angkur di tumpuan), maka $dY/dX = 4 \cdot f_i / L$

Persamaan sudut angkur, $\alpha = \text{ATAN}(dY/dX)$

Tabel 5. 20 Sudut Angkur

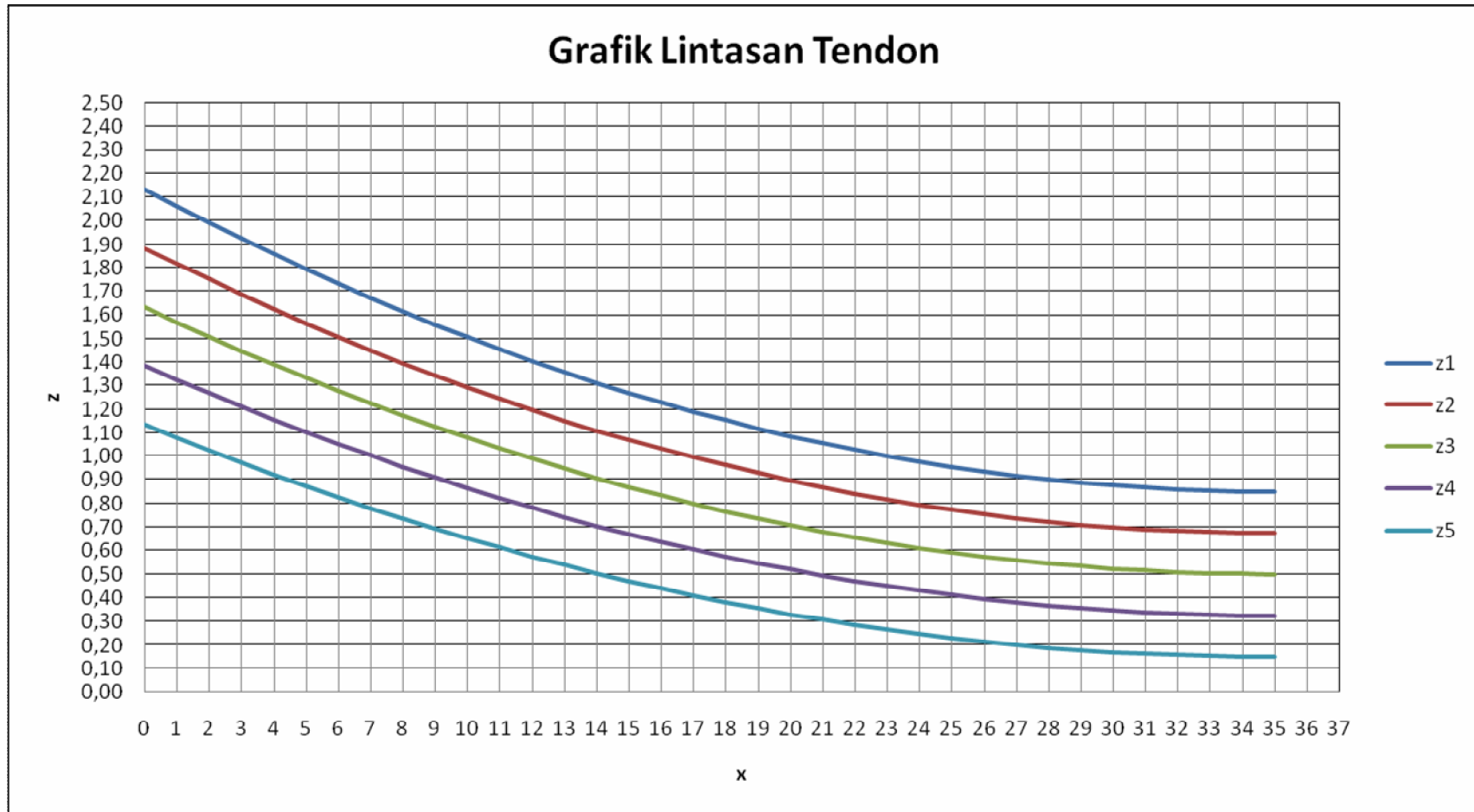
zi	Jumlah strand	Diameter Selubung	fi	dy/dx	Sudut angkur (rad)	degres
1	43	150	1,28	0,07	0,07	4,20
2	43	150	1,21	0,07	0,07	3,95
3	43	150	1,13	0,06	0,06	3,71
4	43	150	1,06	0,06	0,06	3,46
5	43	150	0,98	0,06	0,06	3,22

4) Tata letak tendon

Posisi masing-masing kabel ditentukan dari persamaan berikut ;

$$z_i = z_i' - 4f(x/L^2)(L-X)$$

Tata letak dan trace kabel dapat dilihat pada lampiran 4



Gambar 5. 22 Grafik lintasan tendon

7. Kehilangan Tegangan

Kehilangan tegangan pada perencanaan beton prategang dibagi menjadi dua yaitu kehilangan tegangan seketika dan kehilangan tegangan tergantung waktu. Pada perencanaan beton prategang pasca tarik, kehilangan tegangan yang terjadi adalah sebagai berikut :

a. Kehilangan Tegangan Seketika

1) Kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis beton, Δf_{pES}

Tendon ditarik satu per satu sehingga kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis adalah sebagai berikut:

Tendon yang ditarik pertama kali mengalami kehilangan tegangan terbesar sebagai berikut :

$$\text{Luas tendon, } A_{ps} = 120369,9 \text{ mm}^2$$

$$\text{Eksentrisitas tendon, } e_s = 1,13 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang box, } A_c = 8,290 \text{ m}^2$$

$$\text{Inersia box, } I_x = 7,142 \text{ m}^4$$

$$\text{Modulus elastisitas strand, } E_s = 196507,5 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton pada saat transfer, } E_{ci} = 38911,025 \text{ Mpa}$$

Rasio modulus, n

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_{ci}} \\ &= \frac{196507,500}{38911,025} \\ &= 5,050 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya prategang aktual akibat penjangkaran, } P_j = 177981,738 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat berat sendiri box, } Q_{box} = 211,395 \text{ kN/m}$$

Momen akibat berat sendiri, M_{box}

$$\begin{aligned} M_{box} &= \frac{1}{8} Q_{box} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} 211,395 \cdot 70^2 \\ &= 129479,44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tegangan beton di pusat berat tendon sebesar, f_{cs}

$$\begin{aligned}
 f_{cs} &= -\frac{P_J}{Ac} - \frac{P_J \cdot e^2}{I_x} + \frac{M_{box} \cdot e}{I_x} \\
 &= -\frac{177981,738}{8,290} - \frac{177981,738 \cdot 1,134^2}{7,142} + \frac{129479,4381,134}{7,142} \times 10^3 \\
 &= -32,969 \text{ Mpa} \\
 \Delta f_{pES} &= 0,5 \cdot n \cdot f_{cs} \\
 &= 0,5 \cdot 5,050 \cdot 32,969 \\
 &= 83,249 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

2) Kehilangan tegangan akibat gesekan, Δf_{pF}

Gaya prategang aktual akibat penjangkaran, $P_J = 177981,738 \text{ kN}$

Luas tendon, $A_{ps} = 120369,9 \text{ mm}^2$

$$\begin{aligned}
 f_{PJ} &= \frac{P_J}{A_{ps}} \\
 &= \frac{177981,738 \cdot 10^3}{120369,9} \\
 &= 1478,623 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

koefisien gesek, $\mu = 0,20$

koefisien wooble, $k = 0,0020 \text{ rad/m}$

Sudut angkur, $\alpha_{AB} = 0,0166 \text{ rad}$

$\alpha_{BC} = 0,0166 \text{ rad}$

Perubahan sudut total lintasan tendon,

$$\begin{aligned}
 \alpha &= \alpha_{AB} + \alpha_{BC} \\
 &= 0,033 \text{ rad}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta f_{pF} &= f_{PJ} (\mu \cdot \alpha + k \cdot L) \\
 &= 1478,623 (0,20 \cdot 0,033 + 0,0020 \cdot 70) \\
 &= 59,134 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

3) Kehilangan tegangan akibat pergeseran angkur, Δf_{pA}

Penggelinciran angkur diperkirakan sepanjang, $\Delta A = 8,00 \text{ mm}$

Modulus elastis strand prategang, $E_{ps} = 196507,500 \text{ Mpa}$

Panjang bentang, $L = 70$ m

Kehilangan tegangan akibat geseran ankur, Δf_{pA}

$$\begin{aligned}\Delta f_{pA} &= \frac{\Delta A}{L} \times E_{ps} \\ &= \frac{8}{70 \cdot 10^3} \times 1956507 \\ &= 22,458 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Tegangan tendon sesaat setelah penjangkaran, f_{pi}

$$\begin{aligned}f_{pi} &= f_{PJ} - f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} \\ &= 1478,623 - 83,249 + 59,134 + 22,458 \\ &= 1313,782 \text{ Mpa} < 0,74 f_{pu} = 1377,88 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

Gaya prategang sesaat setelah penjangkaran, P_i

$$\begin{aligned}P_i &= \frac{f_{pi}}{A_{ps}} \\ &= \frac{1313,782}{120369,900} \\ &= 158319,826 \text{ kN}\end{aligned}$$

b. Kehilangan Tegangan tergantung Waktu

1) Kehilangan tegangan akibat rangkai beton, Δf_{pCR}

Beton prategang direncanakan dengan sistem pratarik maka digunakan koefisien, $K_{cr} = 1,6$

Gaya prategang sesaat setelah transfer, $P_i = 158319,826$ kN

Momen akibat beban berat sendiri box, $M_{box} = 129479,438$ kNm

Momen akibat beban mati, M_{SD}

$M_{SD} =$ Momen berat sendiri non structural + Momen beban mati tambahan

$$= 3445,31 + 12196,10$$

$$= 15641,413 \text{ kNm}$$

Modulus elastisitas baja prategang, $E_{ps} = 196507,5$ Mpa

Modulus elastisitas beton prategang, $E_c = 43503,849$ Mpa

Eksentrisitas tendon, $e = 1,13$ m

Inersia momen, $I_x = 7,142$ m⁴

Tegangan pada pusat berat beton akibat berat sendiri, f_{cs}

$$\begin{aligned} f_{cs} &= -\frac{Pi}{A} - \frac{Pi \cdot e_s^2}{I_x} + \frac{M_{box} \cdot e_s}{I_x} \\ &= \left(-\frac{158139,826}{8,290} - \frac{158139,826 \cdot 1,13^2}{7,142} + \frac{129479,438 \cdot 1,13}{7,142} \right) \times 10^{-3} \\ &= -27,001 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{csd} &= \frac{M_{SD} \cdot e_s}{I_x} \\ &= \left(\frac{15641,413 \cdot 1,13}{7,142} \right) \times 10^{-3} \\ &= 2,484 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

Box girder direncanakan dengan prategang pasca tarik maka, kehilangan tegangan akibat rangkai, Δf_{PCR}

$$\begin{aligned} \Delta f_{PCR} &= K_{cr} \frac{Eps}{Ec} (f_{cs} - f_{csd}) \\ &= 1,60 \frac{196507,500}{43503,845} (27,001 - 2,484) \\ &= 177,189 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

2) Kehilangan tegangan akibat susut beton, Δf_{pSH}

Beton dirawat basah dengan waktu perawatan, $t = 30$ hari

regangan susut ultimit, $(\epsilon_{SH})_u = 800 \cdot 10^{-6} \quad \text{mm/mm}$

$$\begin{aligned} \text{untuk perawatan basah, } (\epsilon_{SH})_t &= \left(\frac{t}{(t+35)} \right) \epsilon_{SH,u} \\ &= \left(\frac{30}{(30+35)} \right) 800 \cdot 10^{-6} \\ &= 0,00013 \end{aligned}$$

Kehilangan tegangan akibat susut beton, Δf_{pSH}

$$\begin{aligned} \Delta f_{pSH} &= (\epsilon_{SH})_t \cdot Eps \\ &= 0,00037 \cdot 196507,500 \\ &= 72,557 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

3) Kehilangan tegangan akibat relaksasi baja, Δf_{pR}

Relaksasi baja diperhitungkan setelah 30 hari, maka didapatkan waktu awal suatu interval t_1 dan waktu akhir suatu interval t_2 sebagai berikut :

$$t_1 = 0 \text{ jam}$$

$$t_2 = 720 \text{ jam}$$

$$\text{kuat tarik strand, } f_{pu} = 1862,000 \text{ Mpa}$$

$$\text{tegangan leleh strand, } f_{py} = 1582,70 \text{ Mpa}$$

$$\text{gaya prategang setelah penegangan, } f_{pi} = 1313,782 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \Delta f_{pR} &= f_{pi} \frac{\log t_2}{45} \cdot \left(\frac{f_{pi}}{f_{py}} - 0,55 \right) \\ &= 1313,782 \frac{\log 720}{45} \cdot \left(\frac{1313,782}{1852,7} - 0,55 \right) \\ &= 23,365 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Jadi kehilangan tegangan total, Δf_{pT}

$$\begin{aligned} \Delta f_{pT} &= \Delta f_{pES} + \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pSH} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \\ \Delta f_{pT} &= 83,249 + 59,134 + 22,458 + 72,557 + 177,189 + 23,365 \\ &= 426,73 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Tegangan efektif, f_{eff}

$$\begin{aligned} f_{eff} &= f_{PJ} - \Delta f_{pT} + \Delta f_{pSD} \\ &= 1478,623 - 426,73 + 11,221 \\ &= 1051,892 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Gaya pretegang efektif, P_e

$$\begin{aligned} P_e &= \frac{f_{eff}}{A_{ps}} \\ &= \frac{1051,892}{120369,900} \\ &= 126616,105 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5. 21 Total Kehilangan Tegangan

Level Tegangan	Value (kN)	%UTS
Setelah Penegangan	1478,623	100,00%
Kehilangan Tegangan		
-perpendekan elastis beton	83,249	5,63%
-friksi/gesekan	59,134	4,00%
-pergeseran angkur	22,458	1,52%
-susut	72,557	4,91%
-rangkai	177,189	11,98%
-relaksasi baja	23,365	1,58%
Beban Mati Tambahan	11,221	0,76%
Kehilangan Tegangan Total	426,73	28,86%
Tegangan efektif	1051,892	71,14%

8. Pemeriksaan Tegangan Yang Terjadi

Pemeriksaan tegangan dilakukan pada saat transfer gaya prategang dan pada saat layan setelah memperhitungkan semua kehilangan tegangan. Tegangan yang terjadi tidak boleh melampaui nilai tegangan ijin yang telah ditetapkan.

➤ Saat transfer

$$\text{serat tekan} : f_{ci} = 0,6 \cdot f_{ci} = 27,89 \text{ Mpa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ti} = 0,25 \sqrt{f_{ci}} = 1,70 \text{ Mpa}$$

➤ Saat layan

$$\text{serat tekan} : f_{cs} = 0,45 \cdot f_c' = 26,14 \text{ Mpa}$$

$$\text{serat tarik} : f_{ts} = 0,50 \sqrt{f_c'} = 3,81 \text{ Mpa}$$

a. Pada Tengah Bentang, $x = 0$ m

1) Keadaan Awal (Saat Transfer)

Pada kondisi awal gaya prategang yang bekerja adalah gaya prategang awal P_i . Beban yang bekerja adalah berat sendiri dan beban mati lainnya. *box girder* direncanakan dengan beton prategang pasca tarik dengan tendon terekat, maka penampang yang digunakan untuk analisis tegangan yang terjadi adalah penampang netto (A_{net}).

Jumlah tendon, $n_t = 20$

Diameter selubung tendon (ducts), $D_{sel} = 0,150$ mm

Luas selubung tendon, $A_{selubung}$

$$\begin{aligned} A_{selubung} &= \frac{\pi}{4} D_{sel}^2 \cdot nt \\ &= \frac{\pi}{4} \cdot 0,150^2 \cdot 20 \\ &= 0,353 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang brutto, $A_c = 8,290 \text{ m}^2$

Luas netto, A_{nett}

$$\begin{aligned} A_{nett} &= A_c - A_{selubung} \\ &= 8,290 - 0,353 \\ &= 7,937 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

jarak pusat berat tendon terhadap alas balok, $z_0 = 0,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} \text{jarak terhadap sisi atas, } y &= H - z_0 \\ &= 2,8 - 0,5 \\ &= 2,3 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Statis momen selubung, } A_{selubung} \cdot y &= 0,353 \cdot 2,3 \\ &= 0,813 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Jarak titik berat tendon (cgc) terhadap sisi bawah, y_b

$$\begin{aligned} y_b &= \frac{\text{Statis momen balok} - \text{Statis momen selubung}}{A_{nett}} \\ &= \frac{13,55 - 0,813}{7,937} \\ &= 1,536 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak titik berat tendon (cgc) terhadap sisi atas, y_a

$$\begin{aligned} y_a &= H - y_b \\ &= 2,8 - 1,536 \\ &= 1,264 \text{ m} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tendon pada tengah bentang, e

$$\begin{aligned} e &= y_b - z_0 \\ &= 1,536 - 0,5 \\ &= 1,036 \end{aligned}$$

Momen inersia awal, $I_x = 7,142 \text{ m}^4$

Momen inersia selubung, I_{sel}

$$\begin{aligned}
 I_{sel} &= \left[\left(\frac{\pi \cdot D_{sel}^4}{64} \right) + \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_{sel} \cdot e^2 \right) \right] \times n_t \\
 &= \left[\left(\frac{\pi \cdot 0,150^4}{64} \right) + \left(\frac{\pi}{4} \cdot 0,150 \cdot 1,036^2 \right) \right] \times 20 \\
 &= 2,122 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia netto, I_{nett}

$$\begin{aligned}
 I_{nett} &= I_x - I_{sel} \\
 &= 7,142 - 2,122 \\
 &= 5,020 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Modulus penampang netto,

$$\begin{aligned}
 S_a &= \frac{I_{nett}}{y_b} \\
 &= \frac{5,020}{1,536} \\
 &= 3,972 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_b &= \frac{I_{nett}}{y_a} \\
 &= \frac{5,020}{1,264} \\
 &= 3,268 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya prategang awal, } P_i = 151284,477 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat berat sendiri, } M_{MS} = 129479,44 \text{ kNm}$$

Tegangan di serat atas,

$$\begin{aligned}
 f_a &= -\frac{P_i}{A_{nett}} + \frac{P_i \cdot e_s}{S_a} - \frac{M_{MS}}{S_a} \\
 &= -\frac{151284,477}{7,937} + \frac{151284,477 \cdot 1,036}{3,972} - \frac{129479,44}{3,972} \times 10^{-3} \\
 &= |-12,19| \text{ MPa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,6f_{ci} = 27,89 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan di serat bawah,

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_i}{A_{nett}} - \frac{P_i \cdot e_s}{S_b} + \frac{M_{MS}}{S_b} \\
 &= -\frac{151284,477}{7,937} - \frac{151284,477 \cdot 1,036}{3,268} + \frac{129479,44}{3,268} \times 10^{-3} \\
 &= |-27,41| \quad \text{MPa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,6f_{ci} = 27,89 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

2) Keadaan Akhir (saat layan)

Box girder di rencanakan dengan system prategang pasca tarik dengan tendon terekat, maka untuk analisis tegangan pada kondisi akhir digunakan penampang transformasi.

$$\text{Luas tampang, } A_c = 8,290 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Luas tendon, } A_{ps} = 0,102 \quad \text{m}^2$$

$$\text{Modulus elastisitas baja, } E_s = 196507,500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton, } E_c = 43503,849 \text{ Mpa}$$

Angka ekivalensi, n

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{E_s}{E_c} \\
 &= \frac{196507,500}{43503,849} \\
 &= 4,517
 \end{aligned}$$

Luas penampang transformasi,

$$\begin{aligned}
 A_T &= A_c + (n - 1) \cdot A_{ps} \\
 &= 8,290 + (4,517 - 1) \cdot 0,120 \\
 &= 8,713 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak terhadap sisi atas, } y &= H - z_0 \\
 &= 2,8 - 0,5 \\
 &= 2,3
 \end{aligned}$$

Statis momen tendon,

$$\begin{aligned}
 (n-1) \cdot A_{ps} \cdot y &= (4,517 - 1) \cdot 0,120 \cdot 2,3 \\
 &= 0,974 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Letak garis netral,

$$\begin{aligned}
 y_b &= \frac{\sum A_i y_i + \text{statis momentendon}}{A_t} \\
 &= \frac{13,55 + 0,974}{8,713} \\
 &= 1,667 \text{ m} \\
 y_a &= H - y_b \\
 &= 2,8 - 1,667 \\
 &= 1,133 \text{ m}
 \end{aligned}$$

eksentrisitas penampang transformasi, e

$$\begin{aligned}
 e &= y_b - z_0 \\
 &= 1,667 - 0,5 \\
 &= 1,167 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Inersia tendon,

$$\begin{aligned}
 I_{\text{tendon}} &= (n-1) A_{ps} e^2 \\
 &= (4,517 - 1) \cdot 0,120 \cdot 1,167^2 \\
 &= 0,494 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia awal, $I_x = 7,142 \text{ m}^4$

Momen inersia transformasi, I_t

$$\begin{aligned}
 I_t &= I_{\text{tendon}} + I_x \\
 &= 0,494 + 7,142 \\
 &= 7,636 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Modulus penampang transformasi,

$$\begin{aligned}
 S^a &= \frac{I_t}{y_a} \\
 &= \frac{7,636}{1,133} \\
 &= 6,738 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_b &= \frac{I_t}{yb} \\
 &= \frac{7,636}{1,667} \\
 &= 4,582 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Gaya prategang efektif, $P_e = 126616,105 \text{ kN}$

Momen yang bekerja pada saat layan, M_T

$$\begin{aligned}
 M_T &= M_{MS} + M_A + M_{TD} + M_{TP} + M_{EW} + M_{EQ} \\
 &= 193285,982 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas, f^a

$$\begin{aligned}
 f^a &= -\frac{Pe}{A_T} + \frac{Pe.e_s}{S^a} - \frac{M_T}{S^a} \\
 &= -\frac{126616,105}{8,713} + \frac{126616,105 \cdot 1,167}{6,734} - \frac{193285,982}{6,734} \times 10^{-3} \\
 &= |-21,294| \text{ Mpa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,45 f_c = 26,145 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{Pe}{A_T} - \frac{Pe.e_s}{S_b} + \frac{M_T}{S_b} \\
 &= -\frac{126616,105}{8,713} - \frac{126616,105 \cdot 1,167}{4,582} + \frac{193285,982}{4,582} \times 10^{-3} \\
 &= |-4,586| \text{ Mpa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,45 f_c = 26,145 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

b. Pada $\frac{1}{4}$ Bentang, $x = 17,5 \text{ m}$

1) Keadaan Awal (Saat Transfer)

Pada kondisi awal gaya prategang yang bekerja adalah gaya prategang awal P_i . Beban yang bekerja adalah berat sendiri dan beban mati lainnya. *box girder* direncanakan dengan beton prategang pasca tarik dengan tendon terekat, maka penampang yang digunakan untuk analisis tegangan yang terjadi adalah penampang netto (A_{net}).

Jumlah tendon, $n_t = 20$

Diameter selubung tendon (ducts), $D_{sel} = 0,150 \text{ mm}$

Luas selubung tendon, $A_{selubung}$

$$\begin{aligned} A_{selubung} &= \frac{\pi}{4} D_{sel}^2 \cdot nt \\ &= \frac{\pi}{4} \cdot 0,150^2 \cdot 20 \\ &= 0,353 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Luas penampang brutto, $A_c = 8,290 \text{ m}^2$

Luas netto, A_{nett}

$$\begin{aligned} A_{nett} &= A_c - A_{selubung} \\ &= 8,290 - 0,353 \\ &= 7,937 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

jarak pusat berat tendon terhadap alas balok, z_0 didapatkan dari jarak titik berat beton terhadap sisi bawah awal ($y_{b(awal)}$) dikurangi dengan eksentrisitas tendon pada $x = 17,5 \text{ m}$

$$\begin{aligned} z_0 &= y_{b(awal)} - y_{17,5} \\ &= 1,634 - 4.1,13 \cdot \left(\frac{17,5}{70^2} \right) \cdot (70 - 17,5) \\ &= 0,78 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak terhadap sisi atas, } y &= H - z_0 \\ &= 2,8 - 0,78 \\ &= 2,02 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Statis momen selubung, } A_{selubung} \cdot y &= 0,353 \cdot 2,02 \\ &= 0,71 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Jarak titik berat tendon (cgc) terhadap sisi bawah, y_b

$$\begin{aligned} y_b &= \frac{\text{Statis momen balok} - \text{Statis momen selubung}}{A_{nett}} \\ &= \frac{13,55 - 0,71}{7,937} \\ &= 1,62 \text{ m} \end{aligned}$$

Jarak titik berat tendon (cgc) terhadap sisi atas, y_a

$$\begin{aligned} y_a &= H - y_b \\ &= 2,8 - 1,62 \\ &= 1,18 \text{ m} \end{aligned}$$

Eksentrisitas tendon pada tengah bentang, e

$$\begin{aligned} e &= y_b - z_0 \\ &= 1,536 - 0,78 \\ &= 0,40 \end{aligned}$$

Momen inersia awal, $I_x = 7,142 \text{ m}^4$

Momen inersia selubung, I_{sel}

$$\begin{aligned} I_{sel} &= \left[\left(\frac{\pi \cdot D_{sel}^4}{64} \right) + \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_{sel} \cdot e^2 \right) \right] \times n_t \\ &= \left[\left(\frac{\pi \cdot 0,150^4}{64} \right) + \left(\frac{\pi}{4} \cdot 0,150 \cdot 0,40^2 \right) \right] \times 20 \\ &= 0,33 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Momen inersia netto, I_{nett}

$$\begin{aligned} I_{nett} &= I_x - I_{sel} \\ &= 7,142 - 0,33 \\ &= 6,81 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Modulus penampang netto,

$$\begin{aligned} S_a &= \frac{I_{nett}}{y_b} \\ &= \frac{6,81}{1,62} \\ &= 5,76 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_b &= \frac{I_{nett}}{y_a} \\ &= \frac{6,81}{1,18} \\ &= 4,21 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\text{Gaya prategang awal, } P_i = 151284,477 \text{ kN}$$

$$\text{Momen akibat berat sendiri, } M_{MS} = 132924,750 \text{ kNm}$$

Tegangan di serat atas,

$$\begin{aligned}
 f_a &= -\frac{P_i}{A_{nett}} + \frac{P_i.e_s}{S_a} - \frac{M_{MS}}{S_a} \\
 &= -\frac{151284,477}{7,937} + \frac{151284,477.1,036}{5,76} - \frac{97109,58}{5,76} \times 10^{-3} \\
 &= |-25,449| \text{ MPa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,6f_{ci} = 27,89 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Tegangan di serat bawah,

$$\begin{aligned}
 f_b &= -\frac{P_i}{A_{nett}} - \frac{P_i.e_s}{S_b} + \frac{M_{MS}}{S_b} \\
 &= -\frac{151284,477}{7,937} - \frac{151284,477.1,036}{4,21} + \frac{97109,58}{4,21} \times 10^{-3} \\
 &= |-10,34| \text{ MPa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,6f_{ci} = 27,888
 \end{aligned}$$

2) Keadaan Akhir (saat layan)

Box girder di rencanakan dengan system prategang pasca tarik dengan tendon terikat, maka untuk analisis tegangan pada kondisi akhir digunakan penampang transformasi.

$$\text{Luas tampang, } A_c = 8,290 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas tendon, } A_{ps} = 0,102 \text{ m}^2$$

$$\text{Modulus elastisitas baja, } E_s = 196507,500 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastisitas beton, } E_c = 43503,849 \text{ Mpa}$$

Angka ekivalensi, n

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{E_s}{E_c} \\
 &= \frac{196507,500}{43503,849} \\
 &= 4,517
 \end{aligned}$$

Luas penampang transformasi,

$$\begin{aligned}
 A_T &= A_c + (n - 1).A_{ps} \\
 &= 8,290 + (4,517 - 1).0,120 \\
 &= 8,713 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak terhadap sisi atas, } y &= H-z_0 \\
 &= 2,8 - 0,78 \\
 &= 2,02
 \end{aligned}$$

Statis momen tendon,

$$\begin{aligned}
 (n-1) \cdot A_{ps} \cdot y &= (4,517-1) \cdot 0,120 \cdot 2,02 \\
 &= 0,85 \text{ m}^3
 \end{aligned}$$

Letak garis netral,

$$\begin{aligned}
 y_b &= \frac{\sum A_i \cdot y_i + \text{statis momentendon}}{A_t} \\
 &= \frac{13,55 + 0,85}{8,713} \\
 &= 1,65 \text{ m} \\
 y_a &= H - y_b \\
 &= 2,8 - 1,65 \\
 &= 1,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

eksentrisitas penampang transformasi, e

$$\begin{aligned}
 e &= y_b - z_0 \\
 &= 1,65 - 0,78 \\
 &= 0,87 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Inersia tendon,

$$\begin{aligned}
 I_{\text{tendon}} &= (n-1) \cdot A_{ps} \cdot e^2 \\
 &= (4,517 - 1) \cdot 0,120 \cdot 0,87^2 \\
 &= 0,37 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Momen inersia awal, $I_x = 7,142 \text{ m}^4$

Momen inersia transformasi, I_t

$$\begin{aligned}
 I_t &= I_{\text{tendon}} + I_x \\
 &= 0,37 + 7,142 \\
 &= 7,51 \text{ m}^4
 \end{aligned}$$

Modulus penampang transformasi,

$$\begin{aligned} S^a &= \frac{I_t}{ya} \\ &= \frac{7,51}{1,15} \\ &= 6,55 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_b &= \frac{I_t}{yb} \\ &= \frac{7,51}{1,65} \\ &= 4,54 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Gaya prategang efektif, $P_e = 126616,105 \text{ kN}$

Momen yang bekerja pada saat layan, M_T

$$\begin{aligned} M_T &= M_{MS} + M_A + M_{TD} + M_{TP} + M_{EW} + M_{EQ} \\ &= 193285,982 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Tegangan pada serat atas, f^a

$$\begin{aligned} f^a &= -\frac{Pe}{A_T} + \frac{Pe.e_s}{S^a} - \frac{M_T}{S^a} \\ &= -\frac{126616,105}{8,713} + \frac{126616,105 \cdot 0,87}{6,55} - \frac{193285,982}{6,55} \\ &= |-19,58| \text{ Mpa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,45 f_c = 26,145 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_b &= -\frac{Pe}{A_T} - \frac{Pe.e_s}{S_b} + \frac{M_T}{S_b} \\ &= -\frac{126616,105}{8,713} - \frac{126616,105 \cdot 0,87}{4,54} + \frac{193285,982}{4,54} \\ &= |-7,52| \text{ Mpa} \rightarrow \text{syarat tegangan tekan } 0,45 f_c = 26,145 \text{ MPa} \end{aligned}$$

9. Lendutan

Perhitungan control lendutan dilakukan pada saat transfer gaya prategang dimana beban luar belum bekerja dan pada saat layan setelah kehilangan tegangan prategang terjadi dan beban luar telah bekerja.

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang Box, } L &= 70 \text{ m} \\ \text{Lendutan Ijin, } \delta_{\text{ijin}} &= L/240 \\ &= 70/240 \\ &= 0,293 \text{ m} \end{aligned}$$

a. Lendutan Pada Saat Transfer

Lendutan pada saat transfer terjadi akibat gaya prategang yang menyebabkan lendutan ke atas (*chamber*) dan beban berat sendiri yang menyebabkan lendutan ke bawah (*deflection*).

$$\begin{aligned} \text{Gaya prategang awal, } P_t &= 151284,48 \text{ kN} \\ \text{Eksentrisitas tendon, } e_s &= 1,13 \text{ m} \\ \text{Berat sendiri box, } Q_{\text{box}} &= 211,395 \text{ kN/m} \\ \text{Modulus elastis beton, } E_c &= 43503848,6 \text{ kPa} \\ \text{Inersia box girder, } I_x &= 7,14 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

1) Lendutan ke atas (*chamber*) akibat gaya prategang, δ_C

$$\begin{aligned} \delta_C &= \frac{5}{48} \cdot \frac{P_t \cdot e_s \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{48} \cdot \frac{151284,48 \cdot 1,13 \cdot 70^4}{43503848,6 \cdot 7,14} \\ &= -0,282 \text{ m (ke atas)} \end{aligned}$$

2) Lendutan ke bawah (*deflection*) akibat berat sendiri box, δ_D

$$\begin{aligned} \delta_D &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{\text{box}} \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{211,395 \cdot 70^4}{43503848,6 \cdot 7,142488483} \\ &= 0,213 \text{ m} \end{aligned}$$

Lendutan total pada 'saat transfer,

$$\begin{aligned}\delta_T &= \delta_C + \delta_D \\ &= -0,282 + 0,213 \\ &= -0,069 \quad \text{m}\end{aligned}$$

b. Lendutan Setelah Kehilangan Tegangan

Pada saat layan mengalami lendutan ke bawah akibat dari beban luar yang telah bekerja dan lendutan ke atas akibat gaya prategang yang telah mengalami kehilangan tegangan.

Gaya prategang efektif, $P_e = 126616,105 \text{ kN}$

Modulus elastis beton, $E_c = 43503848,6 \text{ kPa}$

Inersia, $I_x = 7,142 \text{ m}^4$

1) Lendutan ke atas (*chamber*) akibat gaya prategang, δ_c

$$\begin{aligned}\delta_c &= \frac{5}{48} \cdot \frac{P_e \cdot e_s \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{48} \cdot \frac{126616,105 \cdot 1,13 \cdot 70^4}{43503848,6 \cdot 7,142} \\ &= -0,235 \text{ m (ke atas)}\end{aligned}$$

2) Lendutan ke bawah (*deflection*)

Modulus elastis beton, $E_c = 43503848,6 \text{ kPa}$

Inersia, $I_x = 7,14 \text{ m}^4$

- Lendutan akibat berat sendiri (δ_{MS})

beban akibat berat sendiri, $Q_{MS} = 219,833 \text{ kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_{MS} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MS} L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{219,833 \cdot 70^4}{43503848,6 \cdot 7,14} \\ &= 0,221 \quad \text{m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban mati tambahan (δ_{MA})

beban mati tambahan, $Q_{MA} = 19,912$ kN/m

$$\begin{aligned}\delta_{MA} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{MA} L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{19,912 \cdot 70^4}{43503848,67,14} \\ &= 0,020 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban lajur (δ_{TD})

beban lajur $Q_{TD} = 40$ kN/m

beban lajur $P_{TD} = 413,438$ kN

$$\begin{aligned}\delta_{TD} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{TD} L^4}{E_c \cdot I_x} + \frac{1}{48} \cdot \frac{P_{TD} \cdot L^3}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{40 \cdot 70^4}{43503848,67,14} + \frac{1}{48} \cdot \frac{413,438 \cdot 70^3}{43503848,67,14} \\ &= 0,050 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban pejalan kaki (δ_{TP})

beban pejalan kaki, Q_{TP}

$$\begin{aligned}\delta_{TP} &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{TP} L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{1,8 \cdot 70^4}{43503848,67,14} \\ &= 0,002 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban rem (δ_{TB})

beban momen akibat gaya rem, $M_{TB} = 766,420$ kNm

$$\begin{aligned}\delta_{TB} &= 0,0642 \cdot \frac{M_{TB} L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= 0,0642 \cdot \frac{766,420 \cdot 70^4}{43503848,67,14} \\ &= 0,001 \text{ m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban angin (δ_{EW})

beban angin, $Q_{EW} = 1,050$

$$\begin{aligned}\delta_D &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EW} \cdot L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{1,050 \cdot 70^4}{43503848,67,14} \\ &= 0,001 \quad \text{m}\end{aligned}$$

- Lentutan akibat beban gempa (δ_{EQ})

beban gempa, $Q_{EQ} = 23,974 \quad \text{kN/m}$

$$\begin{aligned}\delta_D &= \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_{EQ} L^4}{E_c \cdot I_x} \\ &= \frac{5}{384} \cdot \frac{23,974 \cdot 70^4}{43503848,67,14} \\ &= 0,024 \quad \text{m}\end{aligned}$$

Rekapitulasi lendutan yang terjadi pada di tampilkan dalam tabel 5.22 berikut.

Tabel 5. 22 Rekap Lentutan yang Terjadi Pada *Box Girder*

Jenis Beban/Gaya	Q	P	M	δ
	kN/m	kN	kNm	m
Lendutan ke atas (chamber)				-0,236
Berat sendiri	219,833	-	-	0,221
Mati tambahan	19,912	-	-	0,020
Lajur "D"	40,000	413,438	-	0,050
Beban pejalan kaki	1,800	-	-	0,002
Gaya rem	-	-	766,420	0,001
Angin	1,050	-	-	0,001
Gempa	23,974	-	-	0,024
Total				0,083
Cek				OK

Lendutan ijin, $\delta_{ijin} = 0,2917 \text{ m} > \delta_{total} = 0,083 \text{ m} \rightarrow \text{OK}$

10. Pemeriksaan Kapasitas Penampang

Box girder yang direncanakan harus mampu menahan momen yang terjadi akibat beban luar yang bekerja. Oleh karena itu perlu dilakukan pemeriksaan kapasitas momen balok pada kondisi batas yang diijinkan.

a. Kekuatan Lentur

Kuat tekan beton, f_c	= 58,1	Mpa
Kuat tarik strand, f_{pu}	= 1862	Mpa
kuat leleh strand, f_{py}	= 1582,7	Mpa
Gaya prategang efektif, P_e	= 126616,105	kN
Luas tampang tendon baja, A_{ps}	= 0,12	m ²
Eksentrisitas tendon, e	= 1,13	m
Letak garis netral, y_a	= 1,17	m
y_b	= 1,63	m
Lebar flens, b	= 8,8	m
tinggi flens, h_f	= 0,45	m

tinggi efektif box, d_p

$$\begin{aligned} d_p &= y_a + e \\ &= 1,17 + 1,13 \\ &= 2,30 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{se} &= \frac{P_e}{A_{ps}} \\ &= \frac{126616,1053}{0,12} \cdot 10^{-3} \\ &= 1051,892 \text{ Mpa} > 0,5 f_{pu} = 931 \text{ Mpa} \rightarrow \text{OK} \end{aligned}$$

diperkirakan seluruh beton tekan berada di flens, $a < h_f$

Rasio luas penampang tendon, ρ_p

$$\begin{aligned} \rho_p &= \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} \\ &= \frac{0,12}{8,8 \cdot 2,3} \\ &= 0,0059 \end{aligned}$$

$$\frac{f_{py}}{f_{pu}} = 0,85, \text{ maka } \gamma_p = 0,4$$

untuk $f_c' > 30 \text{ Mpa}$, β_1

$$\begin{aligned}\beta_1 &= 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \geq 0,65 \\ &= 0,85 - 0,008 (58,1 - 30) \\ &= 0,63\end{aligned}$$

maka dipakai $\beta_1 = 0,65$

Nilai pengganti tegangan leleh untuk baja prategang, f_{ps}

$$\begin{aligned}f_{ps} &= f_{pu} \left[1 - \frac{\gamma_p \cdot \rho_p \cdot f_{pu}}{\beta_1 \cdot f_c'} \right] \\ &= 1862 \left[1 - \frac{0,4 \cdot 0,0059 \cdot 1862}{0,65 \cdot 58,1} \right] \\ &= 1643,61 \text{ Mpa} < f_{py} = 1582,7 \text{ Mpa}, \text{ maka digunakan } f_{py} = 1582,7 \text{ MPa}\end{aligned}$$

Dari keseimbangan gaya dalam C=T, didapat tinggi blok tekan, a

$$\begin{aligned}a &= \frac{A_{ps} \cdot f_{ps}}{0,85 \cdot f_c' \cdot b} \\ &= \frac{0,12 \cdot 1582,7}{0,85 \cdot 58,1 \cdot 8,8} \\ &= 0,438 \text{ m} < h_f = 0,450 \text{ m} \text{ maka seluruh bagian tekan terletak di flens.}\end{aligned}$$

Cek daktilitas penampang, ω_p

$$\begin{aligned}\omega_p &= \frac{\rho_p \cdot f_{ps}}{f_c'} \\ &= \frac{0,0059 \cdot 1582,7}{58,1} \\ &= 0,162 < 0,6 \cdot \beta_1 = 0,6 \cdot 0,65 = 0,39\end{aligned}$$

Maka kapasitas penampang dihitung berdasarkan gaya tarik nominal

$$\begin{aligned}M_n &= A_{ps} \cdot f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) \\ &= 0,12 \cdot 1582,7 \left(2,3 - \frac{0,438}{2} \right) \times 10^3 \\ &= 396415,099 \text{ kNm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{uk} &= M_n \cdot \square \\
 &= 396415,099 \cdot 0,8 \\
 &= 317132,08 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Momen Ultimit Akibat Beban

Beban yang bekerja pada *box girder* di tampilkan pada tabel 5.23 berikut ini

Tabel 5. 23 Beban yang bekerja pada *Box Girder*

No	Jenis Beban	Kode Beban	Q	P	M	Keterangan
			kN/m	kN	kNm	
1	Berat sendiri	MS	219,8325			Beban merata, QMS
2	Mati tambahan	MA	19,9120			Beban merata, QMA
3	Lajur "D"	TD	40,0000	413,4375		Beban merata, QMA dan terpusat, PTD
4	Beban pejalan kaki	TP	1,8000			Beban merata, QTP
5	Gaya rem	TB			766,4204	Beban momen, MTB
6	Angin	EW	1,0500			Beban merata, QEW
7	Gempa	EQ	23,9745			Beban merata, QEQ

bentang jembatan, $L = 70 \text{ m}$

- Perhitungan momen akibat berat sendiri

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{1}{8} Q_{MS} \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} 219,83 \cdot 70^2 \\
 &= 134647,406 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{1}{8} Q_{MA} \cdot L^2 \\
 &= \frac{1}{8} 19,91 \cdot 70^2 \\
 &= 12196,100 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen akibat beban lajur

$$\begin{aligned}
 Mn &= \frac{1}{8} Q_{TD} \cdot L^2 + \frac{1}{4} \cdot P_{TD} \cdot L \\
 &= \frac{1}{8} 40 \cdot 70^2 + \frac{1}{4} \cdot 413,4375 \cdot 70 \\
 &= 31735,156 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Perhitungan momen akibat beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{1}{8} Q_{TP} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} 1,8 \cdot 70^2 \\ &= 1102,500 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

- perhitungan momen akibat beban angin

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{1}{8} Q_{EW} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} 1,05 \cdot 70^2 \\ &= 643,125 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

- perhitungan momen akibat beban gempa

$$\begin{aligned} Mn &= \frac{1}{8} Q_{EQ} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} 23,97 \cdot 70^2 \\ &= 14684,351 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Rekap kombinasi momen maksimum akibat beban yang bekerja pada ditampilkan pada tabel 5.24 berikut, momen ultimit diperoleh dengan mengalikan momen daya layan dan faktor beban.

Momen ultimate terbesar terjadi pada kombinasi 1, $M_u = 308192,70 \text{ kNm}$, dimana $M_u = 311522,15 \text{ kNm} < M_{uk} = 317132,08 \text{ kNm}$, jadi penampang aman.

Tabel 5. 24 Kombinasi Momen Akibat Beban Pada Box

Aksi/Beban	Kode	Faktor beban	Momen daya layan	Momen Ultimit	Kombinasi 1	Kombinasi 2	Kombinasi 3	Kombinasi 4	Kombinasi 5
			kNm	kNm					
Aksi Tetap									
Berat sendiri	KMS	1,2	134647,406	161576,888	161576,89	161576,89	161576,89	161576,89	161576,89
Beban Mati Tambahan	KMA	2	12196,100	24392,200	24392,20	24392,20	24392,20	24392,20	24392,20
Prategang	KPR	1	63308,053	63308,053	63308,053	63308,053	63308,053	63308,053	63308,053
Aksi Transien									
Beban Lajur	KTD	1,8	31735,156	57123,281	57123,28	31735,16	31735,16	31735,16	31735,16
Pedestrian	KTP	1,8	1102,500	1984,500	1102,50	1984,50			
Gaya Rem	KTB	1,8	383,210	689,778	689,78				
Aksi Lingkungan									
Angin	KEW	1,2	643,125	771,750				771,75	
Gempa	KEQ	1	14684,351	14684,351					14684,35
Momen Total					308192,70	282996,80	281012,30	281784,05	295696,65

11. Pemeriksaan Geser

Gaya geser direncanakan menggunakan metode kekuatan batas yaitu dengan menggunakan gaya terfaktor yang telah dikombinasikan.

a) Beban Yang Bekerja

Beban yang bekerja pada *box girder* adalah sebagai berikut

1) Aksi Tetap

berat sendiri (elemen struktural dan non struktural), $Q_{MS} = 219,833$ kN/m

beban mati tambahan, $Q_{MA} = 19,91$ kN/m

2) Aksi transient

beban lajur, $Q_{TD} = 40,00$ kN/m

$P_{TD} = 413,438$ kN

beban pejalan kaki, $Q_{TP} = 1,8$ kN/m

beban rem, $M_{TTB} = 766,420$ kNm

3) Aksi Lingkungan

beban angin, $Q_{EW} = 1,050$ kN/m

beban gempa, $Q_{EQ} = 23,97$ kN/m

b) Perhitungan Gaya Geser

Perhitungan gaya geser akibat beban di atas adalah sebagai berikut :

Bentang jembatan, $L = 70$ m

gaya geser pada tumpuan, $x = 0$ m

1) Gaya geser akibat berat sendiri

$$\begin{aligned} V_{MS} &= Q_{MS} \left(\frac{L}{2} - x \right) \\ &= 219,833 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) \\ &= 7694,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Gaya geser akibat beban mati tambahan

$$\begin{aligned} V_{MA} &= Q_{MA} \left(\frac{L}{2} - x \right) \\ &= 19,91 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) \\ &= 696,92 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Gaya geser akibat beban lajur

$$\begin{aligned} V_{TD} &= Q_{TD} \left(\frac{L}{2} - x \right) + \frac{1}{2} P_{TD} \\ &= 40 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) + \frac{1}{2} 413,438 \\ &= 903,64 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Gaya geser akibat beban pejalan kaki

$$\begin{aligned} V_{TP} &= Q_{TP} \left(\frac{L}{2} - x \right) \\ &= 1,80 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) \\ &= 63,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

5) Gaya geser akibat gaya rem

$$\begin{aligned} V_{TB} &= \frac{M_{TTB}}{L} \\ &= \frac{766,420}{70} \\ &= 10,95 \text{ kN} \end{aligned}$$

6) Gaya geser akibat beban angin

$$\begin{aligned} V_{EW} &= Q_{EW} \left(\frac{L}{2} - x \right) \\ &= 1,050 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) \\ &= 36,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

7) Gaya geser akibat beban gempa

$$\begin{aligned}
 V_{EQ} &= Q_{EQ} \left(\frac{L}{2} - x \right) \\
 &= 23,97 \cdot \left(\frac{70}{2} - 0 \right) \\
 &= 839,11 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.25 berikut menunjukkan faktor beban dan kombinasi pembebanan yang digunakan dalam perencanaan.

Tabel 5. 25 Faktor Beban dan Kombinasi Pembebanan

Jenis Beban	Kode Beban	Faktor Beban	Kombinasi				
			I	II	III	IV	V
Berat sendiri	MS	1,2	√	√	√	√	√
Mati tambahan	MA	2	√	√	√	√	√
Lajur "D"	TD	1,8	√	√	√	√	√
Beban pejalan kaki	TP	1,8	√	√	-	-	-
Gaya rem	TB	1,8	√	-	-	-	-
Angin	EW	1,2	-	-	-	√	-
Gempa	EQ	1	-	-	-	-	√

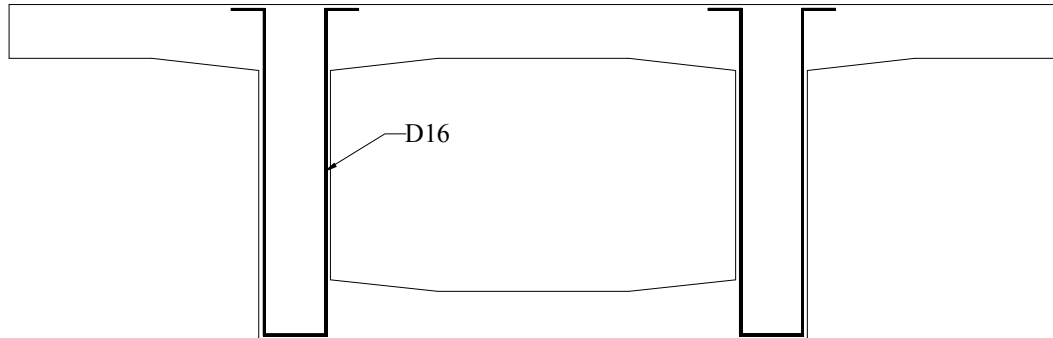
Gaya geser pada titik tertentu (x) ditampilkan dalam table 5.26 berikut :

Tabel 5. 26 Kombinasi Gaya Geser Terfaktor

x	GAYA GESER TERFAKTOR							Kombinasi				
	1,2MS	2MA	1,8TD	1,8TP	1,8TB	1,2EW	1EQ	1	2	3	4	5
0	9232,97	1393,84	1626,5498	113,4	19,707953	44,1	839,11	12386,46	12366,75	12253,35	12297,45	13092,46
1,4	8863,65	1338,0864	1576,3715	108,864	19,707953	42,336	805,54	11906,68	11886,97	11778,10	11820,44	12583,65
2,8	8494,33	1282,3328	1526,1933	104,328	19,707953	40,572	771,98	11426,89	11407,18	11302,85	11343,43	12074,83
4,2	8125,01	1226,5792	1476,015	99,792	19,707953	38,808	738,41	10947,10	10927,40	10827,60	10866,41	11566,02
5,6	7755,69	1170,8256	1425,8368	95,256	19,707953	37,044	704,85	10467,32	10447,61	10352,35	10389,40	11057,20
7	7386,37	1115,072	1375,6586	90,72	19,707953	35,28	671,28	9987,53	9967,82	9877,10	9912,38	10548,39
8,4	7017,05	1059,3184	1325,4803	86,184	19,707953	33,516	637,72	9507,74	9488,04	9401,85	9435,37	10039,57
9,8	6647,73	1003,5648	1275,3021	81,648	19,707953	31,752	604,16	9027,96	9008,25	8926,60	8958,35	9530,76
11,2	6278,42	947,8112	1225,1238	77,112	19,707953	29,988	570,59	8548,17	8528,46	8451,35	8481,34	9021,94
12,6	5909,10	892,0576	1174,9456	72,576	19,707953	28,224	537,03	8068,38	8048,68	7976,10	8004,32	8513,13
14	5539,78	836,304	1124,7674	68,04	19,707953	26,46	503,46	7588,60	7568,89	7500,85	7527,31	8004,31
15,4	5170,46	780,5504	1074,5891	63,504	19,707953	24,696	469,90	7108,81	7089,10	7025,60	7050,30	7495,50
16,8	4801,14	724,7968	1024,4109	58,968	19,707953	22,932	436,33	6629,03	6609,32	6550,35	6573,28	6986,68
18,2	4431,82	669,0432	974,23263	54,432	19,707953	21,168	402,77	6149,24	6129,53	6075,10	6096,27	6477,87
19,6	4062,50	613,2896	924,05439	49,896	19,707953	19,404	369,21	5669,45	5649,74	5599,85	5619,25	5969,06
21	3693,19	557,536	873,87615	45,36	19,707953	17,64	335,64	5189,67	5169,96	5124,60	5142,24	5460,24
22,4	3323,87	501,7824	823,69791	40,824	19,707953	15,876	302,08	4709,88	4690,17	4649,35	4665,22	4951,43
23,8	2954,55	446,0288	773,51967	36,288	19,707953	14,112	268,51	4230,09	4210,39	4174,10	4188,21	4442,61
25,2	2585,23	390,2752	723,34143	31,752	19,707953	12,348	234,95	3750,31	3730,60	3698,85	3711,19	3933,80
26,6	2215,91	334,5216	673,16319	27,216	19,707953	10,584	201,39	3270,52	3250,81	3223,60	3234,18	3424,98
28	1846,59	278,768	622,98495	22,68	19,707953	8,82	167,82	2790,73	2771,03	2748,35	2757,17	2916,17
29,4	1477,27	223,0144	572,80671	18,144	19,707953	7,056	134,26	2310,95	2291,24	2273,10	2280,15	2407,35
30,8	1107,96	167,2608	522,62847	13,608	19,707953	5,292	100,69	1831,16	1811,45	1797,85	1803,14	1898,54
32,2	738,64	111,5072	472,45023	9,072	19,707953	3,528	67,13	1351,37	1331,67	1322,59	1326,12	1389,72
33,6	369,32	55,7536	422,27199	4,536	19,707953	1,764	33,56	871,59	851,88	847,34	849,11	880,91
35	0,00	5,65933E-13	372,09375	4,6E-14	19,707953	1,791E-14	0,00	391,80	372,09	372,09	372,09	372,09

c) Cek Keperluan Tulangan Geser

Untuk perencanaan tulangan geser, digunakan gaya geser terbesar dalam kombinasi beban. Berdasarkan perhitungan gaya geser dan kombinasi pembebanan pada tabel 5.29, maka digunakan gaya geser dari kombinasi 5.



gaya geser ultimit pada $x=0$, V_{u0}	= 13092,46	kN
gaya geser ultimit pada $x= 35$, V_{u35}	= 372,09	kN
kuat tekan beton, f_c	= 58,1	Mpa
kuat leleh baja, f_y	= 390	Mpa
benatng jembatan, L	= 70,00	m
tinggi <i>box girder</i> , H	= 2,8	m
penutup beton, d'	= 0,04	m
digunakan diameter sengkang, D_{skg}	= 0,016	m

tinggi efektif, d

$$d = H - d' - 1/2 D_{skg}$$

$$= 2,8 - 0,04 - 1/2 \cdot 0,016$$

$$= 2,752 \quad \text{m}$$

$$\text{lebar badan, } bw = 2 \times 0,6 \text{ m}$$

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

factor reduksi kekuatan geser, $\phi = 0,6$

Dalam RSNI T-12-2004 dikatakan bahwa gaya geser pada penampang kritis terletak sejauh $H/2$ dari muka tumpuan, sehingga gaya geser pada titik $H/2$ dapat dicari dengan interpolasi linear sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V_{u(H/2)} &= \left(\frac{L/2 - H/2}{L/2} \right) \times V_{u(0)} \\
 &= \left(\frac{70/2 - 2,8/2}{70/2} \right) \times 13092,46 \\
 &= 12583,65 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser batas beton (V_c) tidak boleh diambil melebihi nilai terkecil dari 2 kondisi retak, yaitu retak geser terlentur (V_{ci}) dan retak geser badan (V_{cw}).

1) Retak geser terlentur, V_{ci}

Menurut RSNI T12-2004, retak geser lentur dihitung dengan persamaan di bawah ini :

$$V_{ci} = \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \cdot b_w \cdot d + Vd + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}}$$

kuat tekan beton, f_c' = 58,1 Mpa

lebar badan, b_w = 2 x 0,6

= 1,2 m

tinggi efektif, d = 2,75 m

gaya geser pada penampang akibat berat sendiri tidak terfaktor, Vd

bentang jembatan, L = 70 m

tinggi box, H = 2,80 m

titik kritis pada x = $H/2$

$$= \frac{2,8}{2}$$

= 1,4 m

berat box girder, Q_{box} = 211,395 kN/m

$$\begin{aligned}
 Vd &= Q_{box} \cdot \left(\frac{L}{2} - x \right) \\
 &= 211,395 \cdot \left(\frac{70}{2} - 1,4 \right) \\
 &= 7102,872 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

gaya geser pada titik kritis akibat beban terfaktor, V_i = 12583,65 kN

momen pada titik kritis akibat beban terfaktor, M_{max}

$$\begin{aligned} M_{max} &= (1,2 Q_{MS} + 2Q_{MA} + 1,8Q_{TD} + 1,8Q_{TP}) \cdot \frac{x}{2} \cdot (L - x) + 1,8 \frac{1}{2} P_{TD} \\ &= (1,2 \cdot 219,83 + 2 \cdot 19,91 + 1,8 \cdot 40 + 1,8 \cdot 1,8) \cdot \frac{1,4}{2} \cdot (70 - 1,4) + 1,8 \cdot \frac{1}{2} \cdot 413,44 \\ &= 18713,93 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Momen retak, M_{cr}

$$M_{cr} = \frac{I_x}{y_a} \frac{\sqrt{f_c'}}{2} \cdot (f_{pe} - f_d)$$

Inersia box, $I_x = 7,14 \text{ m}^4$

jarak pusat berat tndn thd sisi atas, $y_a = 1,17 \quad \text{m}$

eksentrisitas tendon pada titik $h/2$, $e_{h/2} = 0,089 \quad \text{m}$

gaya prategang efektif, $P_e = 126616,11 \quad \text{kN}$

luas penampang box girder, $A_c = 8,29 \quad \text{kN}$

tegangan dalam beton akibat gaya prategang efektif, f_{pe}

$$\begin{aligned} f_{pe} &= -\frac{P_e}{A} - \frac{P_e \cdot e_{(h/2)}}{I_x} \\ &= -\frac{126616,11}{8,29} - \frac{126616,11 \cdot 0,089}{7,14} \times 10^{-3} \\ &= 16,85 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Momen akibat beban mati terfaktor pada $H/2$, $M_{H/2}$

$$\begin{aligned} M_{H/2} &= \frac{Q_{box} \cdot x}{2} (L - x) \\ &= \frac{211,395 \cdot 1,4}{2} (70 - 1,4) \\ &= 12181,43 \text{ kNm} \end{aligned}$$

tegangan akibat beban mati terfaktor pada serat yang mengalami tarik akibat

beban luar, f_d

$$\begin{aligned} f_d &= \frac{M_{H/2} \cdot y_b}{I_x} \\ &= \frac{12181,43 \cdot 1,63}{7,14} \times 10^{-3} \\ &= 2,79 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{cr} &= \frac{I_x}{y_a} \frac{\sqrt{f_c'}}{2} \cdot (f_{pe} - f_d) \\
 &= \frac{7,14}{1,17} \frac{\sqrt{58,1}}{2} \cdot (16,85 - 2,79) \\
 &= 109,52 \text{ kNm} \\
 V_{ci} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \cdot b_w \cdot d + V_d + \frac{V_i \cdot M_{cr}}{M_{max}} \\
 &= \frac{\sqrt{58,1}}{20} \cdot 1,2 \cdot 2,752 + 7102,872 + \frac{12583,65 \cdot 109,52}{12181,43} \\
 &= 7189,10 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Retak geser badan, V_{cw}

Menurut RSNI T12-2004 nilai retak geser badan dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 V_{cw} &= V_t + V_p \\
 V_t &= 0,3(\sqrt{f_c'} + f_{pc})b_w \cdot d \\
 f_{pc} &= \frac{P_e}{A_c} \\
 &= \frac{126616,11}{8,29} \times 10^{-3} \\
 &= 15,27 \text{ Mpa} \\
 V_t &= 0,3(\sqrt{f_c'} + f_{pc})b_w \cdot d \\
 &= 0,3(\sqrt{58,1} + 15,2)1,2 \cdot 2,752 \cdot 10^3 \\
 &= 22683,22 \text{ kN} \\
 V_p &= P_e \tan \theta \\
 &= 126616,11 \frac{1,13}{70/2} \\
 &= 4103,51 \text{ kN} \\
 V_{cw} &= V_t + V_p \\
 &= 22683,22 + 4103,51 \\
 &= 26786,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

pakai $V_c = 7189,10$ kN

$$\begin{aligned}\phi V_c &= 0,6 \cdot 7189,10 \\ &= 4313,46 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}0,5\phi V_c &= 0,5 \cdot 4313,46 \\ &= 2156,73 \text{ kN}\end{aligned}$$

Cek persyaratan tulangan geser pada RSNI T-12-2004

$V_{u(H/2)} = 12583,65 > \phi V_c = 4313,46$ kN maka diperlukan adanya tulangan geser.

Maka gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser adalah, V_s

$$\begin{aligned}V_s &= \frac{V_u}{\phi} - V_c \\ &= \frac{12583,65}{0,6} - 7189,10 \\ &= 13783,64 \text{ kN}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser 4 kaki dengan diameter, $D = 16$ mm

Luas tulangan geser, A_v

$$\begin{aligned}A_v &= n \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \\ &= 4 \frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \\ &= 804,25 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang diperlukan, s

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{804,25 \cdot 390 \cdot 2,752}{13783,64} \\ &= 62 \text{ mm}\end{aligned}$$

pakai tulangan 4D16-50

d) Daerah Tulangan Geser Minimum

Bidang dimana tulangan geser badan tidak diperlukan diasumsikan sejauh x pada nilai gaya geser $\frac{1}{2} \square V_c = 2156,73$ maka dengan segitiga sebangun didapatkan nilai x .

$$\begin{aligned} x &= \left(\frac{1/2 \phi V_c - V_{u(L/2)}}{V_{u(0)} - V_{u(L/2)}} \right) \cdot \frac{L}{2} \\ &= \left(\frac{2156,73 - 372,09}{13092,46 - 372,09} \right) \cdot \frac{70}{2} \\ &= 4,91 \text{ m dari tengah bentang} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser dengan diameter, $D_v = 16 \text{ mm}$

Jumlah kai sengkang dipakai, $n_v = 4$ buah

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser, } A_v &= n_v \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \\ &= 4 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 16^2 \\ &= 804,25 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

jarak tulangan geser minimum, s

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \cdot 3f_y}{b_w} \\ &= \frac{804,25 \cdot 3 \cdot 390}{1200} \\ &= 784 \text{ mm} \end{aligned}$$

pakai tulangan geser minimum, 4D16 - 600

12. Penulangan Angkur

Daerah angkur pada permukaan blok ujung harus dipasang tulangan sengkang untuk menahan gaya memecah akibat gaya tarik transversal.

Jumlah strand dalam 1 tendon, $n_s = 43$ strand

Beban putus satu strand, $P_{bs} = 260652,8 \text{ N}$

presentase tegangan leleh yang timbul pada baja, $P_o = 79,40 \%$

gaya prestess yang terjadi akibat jacking 1 tendon, $P_{pj} = 8899086,90 \text{ N}$

lebar plat angkur, $a = 519,938 \text{ mm}$

tinggi box girder, $H = 2800 \text{ mm}$

digunakan tulangan sengkang diameter, $D = 19 \text{ mm}$

tegangan leleh baja, $f_y = 390 \text{ Mpa}$

Gaya tarik angkur, T

$$\begin{aligned} T &= 0,25 \cdot P_{PJ} \cdot \left(1 - \frac{a}{h}\right) \\ &= 0,25 \cdot 8899086,90 \cdot \left(1 - \frac{519,9}{2800}\right) \\ &= 1811649,09 \text{ N} \end{aligned}$$

Luas tulangan sengkang yang dibutuhkan, A

$$\begin{aligned} A &= \frac{T}{0,6 f_y} \\ &= \frac{1811649,09}{0,6 \cdot 390} \\ &= 7742,09 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan tertutup $A_{1D19} = 567,057 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan, n

$$\begin{aligned} n &= \frac{A}{A_{1D19}} \\ &= \frac{7742,09}{567,057} \\ &= 13,65 \text{ buah} \end{aligned}$$

panjang selongsong perangkai (terompet) $= 640,08 \text{ mm}$

jarak tulangan, s

$$\begin{aligned} s &= \frac{640,08}{14} \\ &= 46,9 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pakai jarak tulangan, $s = 40 \text{ mm}$

5.2.5. Perhitungan Pier

1. Data Jembatan *Box Girder Prestress*

Data struktur jembatan dalam tugas akhir ini ditampilkan pada tabel-tabel di bawah ini :

Tabel 5. 27 Data Material

Struktur Atas		Beton (K)	Baja (U)	
		700	$\varnothing > 12\text{mm}$	$\varnothing \leq 12\text{mm}$
Struktur Bawah	Balok	300	39	24
	Kolom Pier			
	Pile cap			
	Pondasi <i>Bored pile</i>			

Tabel 5. 28 Berat Jenis Material

Jenis Material	Value	Satuan
Beton Bertulang (w'c)	25	KN/m ³
Beton <i>Prestress</i> (wc)	25,5	KN/m ³
Beton (w''c)	24	KN/m ³
Aspal (w _{aspal})	22	KN/m ³
Baja	77	KN/m ³
Air (w _{air})	9,8	KN/m ³

Tabel 5. 29 Data Sungai

Kedalaman air	Value	Satuan
Saat banjir rencana, Hb	3	m
Rata-rata tahunan, Hr	1,5	m
Sudut Aliran sungai thd pier, θ	10	°

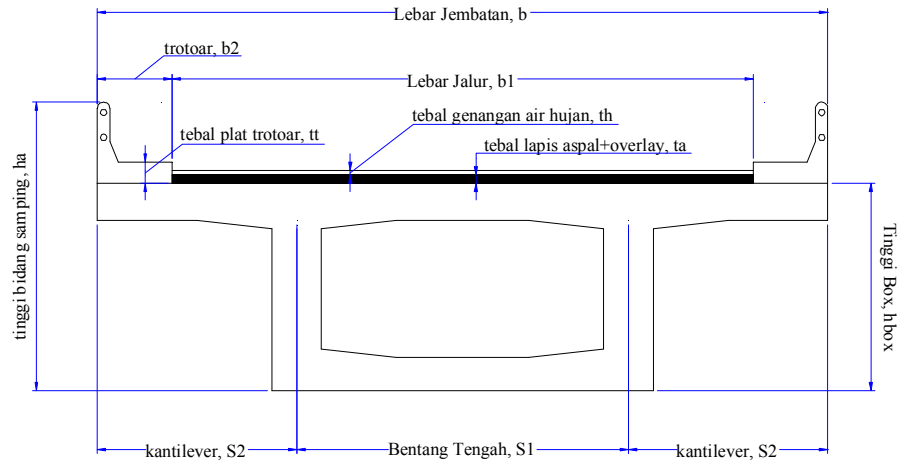
Tabel 5. 30 Data Tanah Dasar

Data Tanah Dasar	Value	Satuan
Berat Volume, ws	18	kN/m ³
sudut gesek tanah	15	°
Kohesi, C	5	kPa

2. Analisis Beban Kerja

a. Berat Sendiri

1) Berat sendiri struktur atas



Gambar 5. 23 Dimensi Struktur Atas

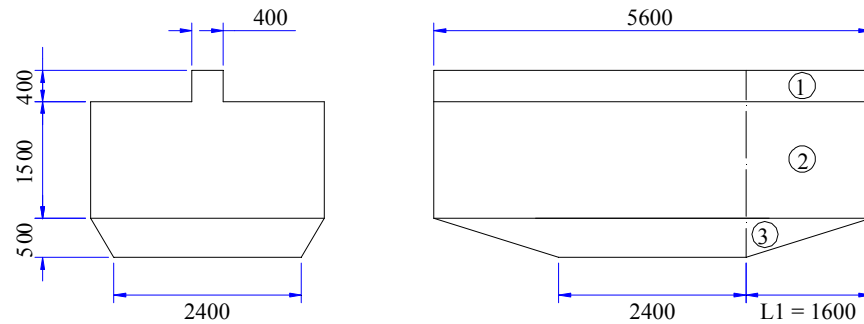
Tabel 5. 31 Dimensi Struktur Atas

Item	Value	Satuan
Lebar jembatan, b	8,8	m
Lebar jalur lalu lintas, b1	7	m
Lebar trottoar, b2	0,9	m
tebal slab lantai, ts	0,45	m
tebal lapis aspal+overlay, ta	0,1	m
tebal genangan air	0,05	m
tebal trottoar, tt	0,25	m
tinggi, hbox	2,5	m
tinggi bidang samping, ha	3,4	m
panjang bentang box, Lt	70	m

Tabel 5. 32 Perhitungan Berat Struktur Atas

No	Beban	Berat/m' (kN/m')	Lt	n	P _{MS}
					kN
1	Box Girder	211,395	70	1	14797,65
2	Trottoar (slab,sandaran)	8,4375	70	2	1181,25
				P _{MSa}	15978,9

- 2) Berat sendiri struktur bawah
 a) Berat Headstock



Gambar 5. 24 Dimensi Balok Pier

Tabel 5. 33 Analisis Berat *Headstock*

HEADSTOCK							
No	A	h	V	wc	Berat	Lengan	Momen
1	2,24	0,40	0,90	25,00	22,40	2,20	49,28
2	16,80	1,50	25,20	25,00	630,00	1,25	787,50
3	4,00	0,50	22,17	25,00	554,16	0,33	184,72
				wbp	1206,56	Mbp	1021,50

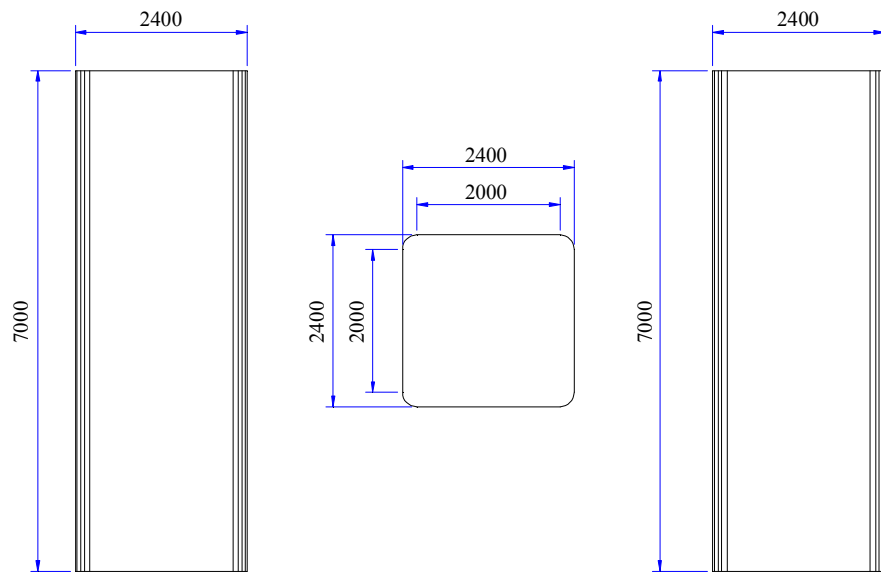
Letak titik berat terhadap sisi bawah balok, y_{bp}

$$\begin{aligned}
 y_{bp} &= M_{bp} / w_{bp} \\
 &= 1021,50 / 1206,56 \\
 &= 0,85 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi, z_{bp}

$$\begin{aligned}
 z_{bp} &= y_{bp} + Lc + ht \\
 &= 0,85 + 7 + 2 \\
 &= 9,85 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

b) Berat Kolom Pier



G

ambar 5. 25 Dimensi Kolom Pier

HEADSTOCK			
Notasi b	(m)	Notasi h	(m)
b1	0,4	h1	0,4
b2	3	h2	1,5
b3	2	h3	0,5
B1	5,6	a	2,4
COLUMN (PIER WALL)			
Notasi b	(m)	Notasi h	(m)
B	2	Lc	7
h	2		
r	0,2		
PILE CAP			
Notasi b	(m)	Notasi h	(m)
b4	2	h4	0,75
Bx	8	hp	1,25
By	10	ht	2

Luas penampang kolom pier, A_{kp}

$$\begin{aligned}
 A_{kp} &= B \cdot h + 4(r \cdot h) + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot h^2 \\
 &= 2 \cdot 2 + 4(0,2 \cdot 2) + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,2^2 \\
 &= 5,73 \quad \text{m}^2
 \end{aligned}$$

Volume kolom pier, V_{kp}

$$\begin{aligned} V_{kp} &= A_{kp} \cdot L_c \\ &= 5,73 \cdot 7 \\ &= 40,08 \quad \text{m}^3 \end{aligned}$$

Berat jenis beton, $w_c = 25 \text{ kN/m}^3$

Berat kolom, w_{kp}

$$\begin{aligned} w_{kp} &= V_{kp} \cdot w_c \\ &= 40,08 \cdot 25 \\ &= 1001,99 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

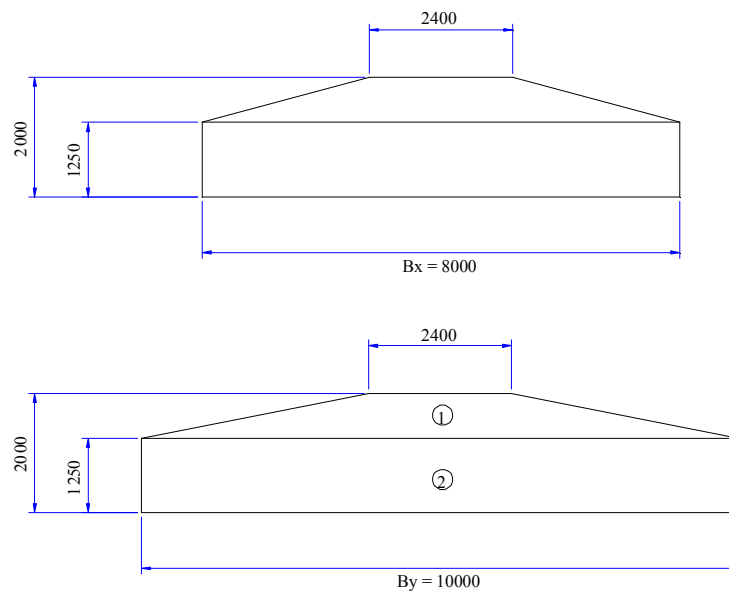
Letak titik berat terhadap sisi bawah kolom, y_{kp}

$$\begin{aligned} y_{kp} &= L_c / 2 \\ &= 7 / 2 \\ &= 3,5 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi, C

$$\begin{aligned} y'_{kp} &= y_{kp} + h_t \\ &= 3,5 + 2 \\ &= 5,5 \quad \text{m} \end{aligned}$$

c) Berat Pilecap



Gambar 5. 26 Dimensi Pilecap

Tabel 5. 34 Perhitungan Momen Akibat Berat Sendiri Pilecap

No	A	h	V	wc	Berat	Lengan	Momen
1	8	0,75	94,32	25	2358,11	1,75	4126,70
2	80	1,25	100	25	2500	0,625	1562,50
				wcp	4858,11	Mcp	5689,20

Letak titik berat terhadap sisi bawah pilecap,

$$\begin{aligned}
 y_{kp} &= M_{cp} / w_{cp} \\
 &= 5689,20 / 4858,11 \\
 &= 1,17 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi,

$$z_{kp} = 1,17 \quad \text{m}$$

Tabel 5. 35 Berat Struktur Bawah

No	Jenis Konstruksi	Berat
1	Headstock	1206,556503
2	Pier	1001,991149
3	Pilecap	4858,113883
P _{MSb}		7066,661534

$$\text{Berat sendiri struktur atas, } P_{MSa} = 15978,9 \quad \text{kN}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah, } P_{MSb} = 7066,66 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pada pondasi, } P_{MS} &= P_{MSa} + P_{MSb} \\
 &= 15978,9 + 7066,66 \\
 &= 23045,56 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri pada kolom, } P_{MS} &= P_{MSa} + P_{\text{headstock}} + P_{\text{column}} \\
 &= 15978,9 + 1206,56 + 1001,99 \\
 &= 18187,45 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

b. Beban Mati Tambahan

$$\text{Beban mati tambahan untuk 1, } Q_{MA} = 19,91 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban mati tambahan pada Pier, } P_{MA} &= Q_{MA} \cdot L \\
 &= 19,91 \cdot 70 \\
 &= 1393,84 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

c. Beban Lajur "D"

$$\text{Beban lajur untuk 1, } Q_{TD} = 35,625 \quad \text{kN/m}$$

$$P_{TD} = 371,25 \quad \text{kN}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban lajur pada Pier, } P_{TD} &= (Q_{TD} \cdot L + P_{TD}) \\ &= 35,625 \cdot 70 + 371,25 \\ &= 2865 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

d. Beban Pedestrian

$$\text{Beban pedestrian untuk 1, } Q_{TP} = 2,926 \quad \text{kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\text{Jumlah, } n = 2 \quad \text{buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban pada pier akibat pejalan kaki, } P_{TP} &= n \cdot Q_{TP} \cdot L \\ &= 2 \cdot 2,926 \cdot 70 \\ &= 409,5 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

e. Gaya Rem

$$\text{Beban gaya rem untuk 1, } T_{TB} = 250 \quad \text{kN}$$

$$\text{Jumlah, } n = 1 \quad \text{buah}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban gaya rem pada Pier, } P_{TB} &= n \cdot T_{TB} \\ &= 1 \cdot 250 \quad \text{kN} \\ &= 250 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi, Y_{TB}

$$\begin{aligned} Y_{TB} &= h_t + L_c + a + h_{box} + 1,8 \\ &= 2 + 7 + 2,4 + 2,5 + 1,8 \\ &= 15,7 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat gaya rem, M_{TB}

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \cdot Y_{TB} \\ &= 250 \cdot 15,7 \\ &= 3925 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar Kolom Pier, Y'_{TB}

$$\begin{aligned} Y'_{TB} &= Y_{TB} - h_t \\ &= 15,7 - 2 \\ &= 13,7 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pada Kolom Pier akibat gaya rem, M_{TB}

$$\begin{aligned} M'_{TB} &= P_{TB} * Y'_{TB} \\ &= 250 \cdot 13,7 \\ &= 3425 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

f. Beban Angin

1) Beban Angin Arah Melintang Jembatan, Arah Y

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \\ C_w &= \text{koefisien seret} \\ V_w &= \text{Kecepatan angin rencana (m/det)} \\ A_b &= \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)} \\ C_w &= 1,25 \\ V_w &= 35 \quad \text{m/det} \end{aligned}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\text{Tinggi bidang samping atas, } h_a = 3,4 \quad \text{m}$$

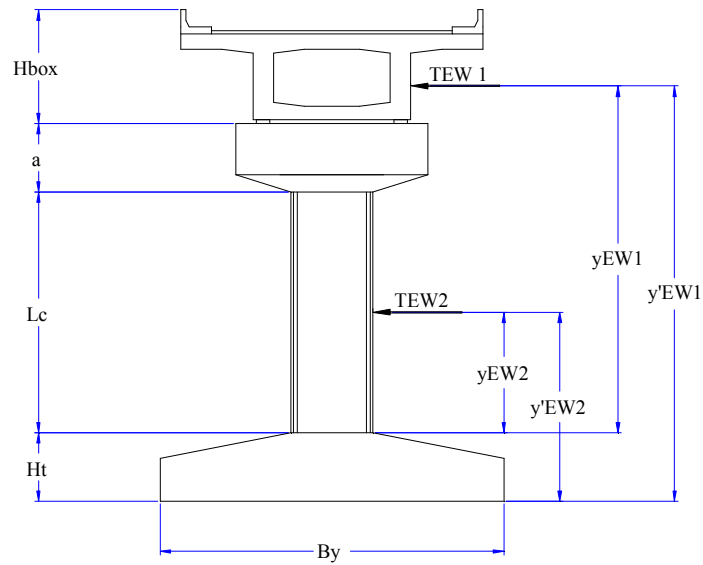
$$\text{Tinggi bidang samping kendaraan, } h_k = 2 \quad \text{m}$$

Luas bidang samping struktur atas, A_{b1}

$$\begin{aligned} A_{b1} &= L \cdot (h_a + h_k) \\ &= 70 \cdot (3,4 + 2) \\ &= 476 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas, T_{EW1}

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_{b1} \\ &= 0,0006 \cdot 1,25 \cdot (35)^2 \cdot 476 \\ &= 437,325 \quad \text{kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 27 Lengan Momen Akibat Beban Angin Arah Y

Lengan terhadap fondasi, Y_{EW1}

$$\begin{aligned} Y_{EW1} &= h_t + L_c + a + h_a/2 \\ &= 2 + 7 + 2,4 + 3,2/2 \\ &= 13,1 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat angin atas, M_{EW1}

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \cdot Y_{EW1} \\ &= 437,325 \cdot 13,1 \\ &= 5728,96 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar Kolom Pier, Y'_{EW1}

$$\begin{aligned} Y'_{EW1} &= Y_{EW1} - h_t \\ &= 13,1 - 2 \\ &= 11,1 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pada Kolom Pier akibat angin atas,

$$\begin{aligned} M'_{EW1} &= T_{EW1} * Y'_{EW1} \\ &= 437,325 \cdot 11,1 \\ &= 4854,31 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Tinggi bid. samping struktur bawah, h_b

$$\begin{aligned} h_b &= L_c + h_1 + h_2 + h_3 \\ &= 7 + 0,4 + 1,5 + 0,5 \\ &= 9,4 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Luas bidang samping bagian bawah. A_{b2}

$$\begin{aligned} A_{b2} &= h_b \cdot h \\ &= 9,4 \cdot 2,4 \\ &= 22,56 \quad \text{m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah, T_{EW2}

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_{b2} \\ &= 0,0006 \cdot 1,25 \cdot (35)^2 \cdot 22,56 \\ &= 20,727 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi, Y_{EW2}

$$\begin{aligned} Y_{EW2} &= h_b / 2 \\ &= 9,4/2 \\ &= 4,7 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pd Fondasi akibat angin bawah, M_{EW2}

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y_{EW2} \\ &= 20,727 \cdot 4,7 \\ &= 97,42 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar Kolom Pier, Y'_{EW2}

$$\begin{aligned} Y'_{EW2} &= Y_{EW2} - h_t \\ &= 4,7 - 2 \\ &= 2,7 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pd Kolom Pier akibat angin bawah, M'_{EW2}

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y'_{EW2} \\ &= 20,727 \cdot 2,7 \\ &= 55,97 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Total gaya akibat beban angin, T_{EW}

$$\begin{aligned} T_{EW} &= T_{EW1} + T_{EW2} \\ &= 437,325 + 20,727 \\ &= 458,05 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Total momen pada fondasi akibat beban angin, M_{EW}

$$\begin{aligned} M_{EW} &= M_{EW1} + M_{EW2} \\ &= 5728,96 + 97,41 \\ &= 5826,37 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Total momen pada Kolom Pier akibat beban angin, M_{EW}

$$\begin{aligned} M'_{EW} &= M'_{EW1} + M'_{EW2} \\ &= 4854,31 + 55,96 \\ &= 4910,27 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \text{ kN/m} \quad \text{dengan, } C_w = 1,25 \\ &= 0,0012 \cdot 1,25 \cdot (35)^2 \\ &= 1,838 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2m di atas lantai jembatan, $h = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan, $x = 1,75 \text{ m}$

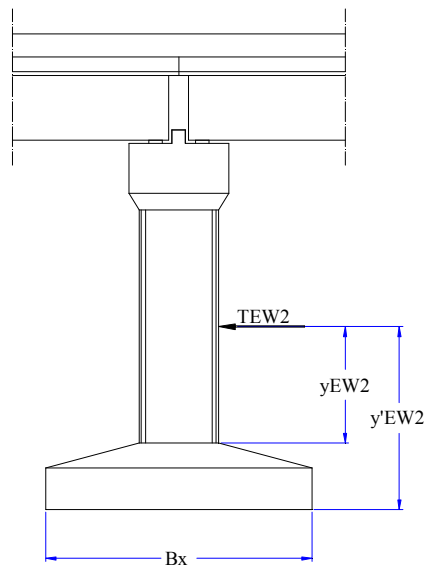
Beban garis merata, Q_{EW}

$$\begin{aligned} Q_{EW} &= \frac{1}{2} \cdot h/x \cdot T_{EW} \\ &= \frac{1}{2} \cdot 2/1,75 \cdot 1,838 \\ &= 2,1 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Gaya pada pier akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$\begin{aligned} P_{EW} &= n \cdot Q_{EW} \cdot L \\ &= 1 \cdot 2,1 \cdot 70 \\ &= 147 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

2) Beban Angin Arah Memanjang Jembatan, Arah X



Gambar 5. 28 Lengan Momen Akibat Beban Angin Arah X

Tinggi bid. samping struktur bawah, h_b

$$\begin{aligned} h_b &= L_c + a \\ &= 7 + 2,4 \\ &= 9,4 \text{ m} \end{aligned}$$

Lebar bidang samping, $B+h = 2,4 \text{ m}$

Luas bidang samping arah Y

$$\begin{aligned} A_{b2} &= h_b \cdot (B+h) \\ &= 9,4 \cdot 2,4 \\ &= 22,56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah, T_{EW2}

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_{b2} \\ &= 0,0006 \cdot 1,25 \cdot (35)^2 \cdot 22,56 \\ &= 20,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap fondasi, Y_{EW2}

$$\begin{aligned} Y_{EW2} &= h_t + (L_c + a) / 2 \\ &= 2 + (7 + 2,4) / 2 \\ &= 6,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pd Fondasi akibat angin bawah, M_{EW2}

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y_{EW2} \\ &= 20.73 \cdot 6,7 \\ &= 138,87 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar Kolom Pier, Y'_{EW2}

$$\begin{aligned} Y'_{EW2} &= Y_{EW2} - h_t \\ &= 6,7 - 2 \\ &= 4,7 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pd Kolom Pier akibat angin bawah, M'_{EW2}

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y'_{EW2} \\ &= 20.73 \cdot 4,7 \\ &= 97,42 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Aliran Air, Benda Hanyutan dan Tumbukan Dengan Batang Kayu

1) Aliran Air

a) Gaya seret arah melintang jembatan, arah Y

kecepatan air rata-rata saat bnjr, $V_a = 3 \text{ m/det}$

sudut aliran, $\theta = 10^\circ$

koefisien seret, $C_D = 0,7$

kedalaman air saat banjir, $H_b = 3 \text{ m}$

luas proyeksi pier tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan

$$\begin{aligned} \text{kedalaman air banjir, } A_D &= H_b \cdot h / \cos \theta \\ &= 3 \cdot 2 / \cos 10^\circ \\ &= 6,09 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{gaya seret arah melintang, } T_{EF} &= \frac{1}{2} \cdot C_D \cdot V_a^2 \cdot A_D \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,4 \cdot 3^2 \cdot 6,09 \\ &= 38,38 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lengan terhadap pondasi, } y_{EF} &= H_b / 2 + h_t \\ &= 3 / 2 + 2 \\ &= 3,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momen pada pondasi, } M_{EF} &= T_{EF} \cdot Y_{EF} \\
 &= 38,38 \cdot 3,5 \\
 &= 134,34 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{lengan terhadap pier wall, } y'_{EF} &= H_b / 2 \\
 &= 3 / 2 \\
 &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{momen pada pier wall, } M'_{EF} &= T_{EF} \cdot y'_{EF} \\
 &= 38,38 \cdot 1,5 \\
 &= 57,57 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Gaya angkat arah memanjang jembatan, arah X

$$\text{kecepatan air rata-rata saat bnjr, } V_a = 3 \text{ m/det}$$

$$\text{sudut aliran, } \theta = 10^\circ$$

$$\text{Koefisien seret, } C_L = 0,9$$

$$\text{kedalaman air saat banjir, } H_b = 3 \text{ m}$$

$$\text{lebar pier, } B_2 = 2 \text{ m}$$

Luas proyeksi pier tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan

$$\begin{aligned}
 \text{kedalaman air banjir, } A_L &= H_b \cdot B_2 / \cos \theta \\
 &= 3 \cdot 2 / \cos 10^\circ \\
 &= 6,09 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya seret arah melintang, } T_{EF} &= \frac{1}{2} \cdot C_L \cdot V_a^2 \cdot A_L \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,9 \cdot 3^2 \cdot 6,09 \\
 &= 24,67 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap pondasi, } y_{EF} &= H_b / 2 + h_t \\
 &= 3 / 2 + 2 \\
 &= 3,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen pada pondasi, } M_{EF} &= T_{EF} \cdot Y_{EF} \\
 &= 24,67 \cdot 3,5 \\
 &= 86,36 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pier wall, } y'_{EF} &= H_b / 2 \\ &= 3 / 2 \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada pier wall, } M'_{EF} &= T_{EF} \cdot y'_{EF} \\ &= 24,67 \cdot 1,5 \\ &= 37,01 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Benda Hanyutan dan Tumbukan Dengan Batang Kayu

a) Benda hanyutan

$$\text{kecepatan air rata-rata saat banjir, } V_a = 3 \text{ m/det}$$

$$\text{sudut aliran, } \theta = 10^\circ$$

$$\text{koefisien benda hanyutan, } C_D = 1,04$$

kedalaman benda hanyutan (kedalaman minimal 1,2 m di bawah muka air banjir), $D_h = 1,8$ meter.

$$\text{lebar benda hanyutan, } B_h = 20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{luas proyeksi benda hanyutan, } A'_D &= B_h \cdot D_h / \cos \theta \\ &= 20 \cdot 1,8 / \cos 10^\circ \\ &= 36,56 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya akibat benda hanyutan, } T_{EF} &= 0,5 \cdot C_D \cdot V_a \cdot A'_D \\ &= 0,5 \cdot 1,4 \cdot 3^2 \cdot 36,56 \\ &= 171,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Tumbukan dengan batang kayu

$$\text{massa batang kayu, } M = 2 \text{ Ton}$$

$$\text{kecepatan aliran permukaan, } V_s = 4,2 \text{ m/det}$$

$$\text{lendutan elastis ekuivalen, } d = 0,075 \text{ m}$$

Gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, T_{EF}

$$\begin{aligned} T_{EF} &= M \cdot V_s^2 / d \\ &= 2 \cdot 4,2^2 / 0,75 \\ &= 470,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk analisis kekuatan pier diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu,

$$T_{EF} = 470,40 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pondasi, } y_{EF} &= H_b - D_h/2 + h_t \\ &= 3 - 1,8/2 + 2 \\ &= 4,1 \quad \text{m} \end{aligned}$$

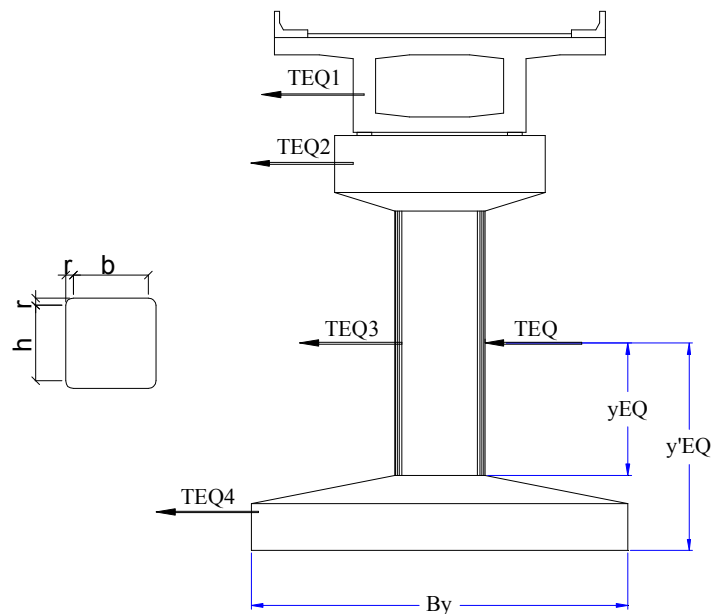
$$\begin{aligned} \text{Momen pada pondasi, } M_{EF} &= T_{EF} \cdot y_{EF} \\ &= 470,40 \cdot 4,1 \\ &= 1928,64 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap pier wall, } y'_{EF} &= H_b - D_h/2 \\ &= 3 - 1,8/2 \\ &= 2,1 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pada pier wall, } M'_{EF} &= T_{EF} \cdot y'_{EF} \\ &= 470,40 \cdot 2,1 \\ &= 987,84 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

h. Beban Gempa

1) Beban Gempa Statik Ekuivalen



Gambar 5. 29 Lengan Momen Akibat Beban Gempa Arah Y

$$\text{Luas penampang Kolom Pier, } A_{kp} = 5,73 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal penampang pier wall, } h_e = 2,39 \text{ m}$$

$$\text{Lebar penampang Kolom Pier ekivalen, } B_e = 2,39 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi Kolom Pier, } L_c = 7 \text{ m}$$

$$\text{Inersia penampang Kolom Pier, } I_c$$

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \cdot B_e \cdot h_e^4 \\ &= 1/12 \cdot 2,39 \cdot 2,39^4 \\ &= 2,73 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f'_c$$

$$\begin{aligned} f'_c &= 0,83 \cdot K / 10 \\ &= 0,83 \cdot 300 / 10 \\ &= 24,9 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\text{Modulus elastis beton, } E_c$$

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \sqrt{24,9} \\ &= 23452952,91 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Nilai kekakuan Kolom Pier, } K_p$$

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_c^3 \\ &= 3 \cdot 23452952,91 \cdot 2,73 / 7^3 \\ &= 560396,07 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan grafitasi, } g = 9,8 \text{ m/det}^2$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas, } P_{MS} = 15356,04 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri head stock} = 1206,56 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \text{ berat sendiri pier} = 500,99 \text{ kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan, } P_{MA} = 1393,84 \text{ kN}$$

$$\text{Berat total struktur atas, } W_t$$

$$\begin{aligned} W_t &= P_{MS} + P_{MA} \\ &= (15978,9 + 1206,56 + 500,99) + 1393,84 \\ &= 19080,2921 \text{ N} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur, T

$$\begin{aligned} T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[W_t / (g \cdot K_p)]} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[19080,2921 / (9,8 \cdot 560396,07)]} \\ &= 0,307 \text{ detik} \end{aligned}$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3.

Dari kurva koefisien geser dasar pada Gambar 5.43 diperoleh:

Koefisien geser dasar, $C = 0,18$

Untuk struktur jembatan beton prategang, faktor jenis struktur dihitung dengan rumus: $S = 1 \cdot F$

dengan, $F = 1,25 - 0,025 \cdot n$ dan F harus diambil ≥ 1

Untuk, $n = 1$ maka:

$$\begin{aligned} F &= 1,25 - 0,025 \cdot 1 \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 1 \cdot F \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa horisontal, $K_h = C \cdot S = 0,2205$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/ hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana tidak ada route alternatif, maka diambil faktor kepentingan, $I = 1.0$

Gaya gempa, $T_{EQ} = K_h \cdot I \cdot W_t = 0,2205 \cdot W_t$

Distribusi beban gempa pada Pier adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 36 Distribusi Beban Gempa Pada Pier

No	Jenis Beban Mati	W	TEQ	Lengan Thd Pondasi, z	Momen pd pondasi
1	Berat sendiri struktur atas	15978,90	3523,35	12,25	43161,01
2	Beban mati tambahan	1393,84	307,34	12,25	3764,94
3	Berat sendiri headstock	1206,56	266,05	9,85	2619,65
4	Berat sendiri pier wall	1001,99	220,94	5,50	1215,16
5	Berat sendiri pilecap	4858,11	1071,21	1,17	1254,47
			5388,89		52015,23

Lengan terhadap Fondasi :

$$\begin{aligned} Y_{EQ} &= M_{EQ} / T_{EQ} \\ &= 52015,23 / 5388,89 \\ &= 9,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap Kolom Pier :

$$\begin{aligned} Y'_{EQ} &= Y_{EQ} - h_t \\ &= 9,65 - 2 \\ &= 7,65 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada Kolom Pier akibat beban gempa :

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \cdot Y'_{EQ} \\ &= 52015,23 \cdot 7,65 \\ &= 41237,45 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Tekanan Air Akibat Gempa

berat volum air, w_{air}	= 9,8	kN/m^3
kedalaman air rata-rata, H_r	= 1,5	m
koefisien beban gempa, K_h	= 0,2205	
faktor kepentingan, I	= 1	
lebar pier arah memanjang, B_p	= 2,4	m

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 0,58 \cdot K_h \cdot I \cdot w_{air} \cdot B_p \cdot H_r \\ &= 0,58 \cdot 0,2205 \cdot 1 \cdot 9,8 \cdot 2,4 \cdot 1,5 \\ &= 6,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{lengan terhadap pondasi, } y_{EQ} &= H_r / 2 \cdot h_t \\ &= 1,5 / 2 \cdot 2 \\ &= 2,75 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{momen terhadap pondasi, } M_{EQ} &= T_{EQ} \cdot y_{EQ} \\ &= 6,77 \cdot 2,75 \\ &= 18,611 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{lengan terhadap pier wall, } y'_{EQ} &= H_f/2 \\
 &= 1,5/2 \\
 &= 0,75 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

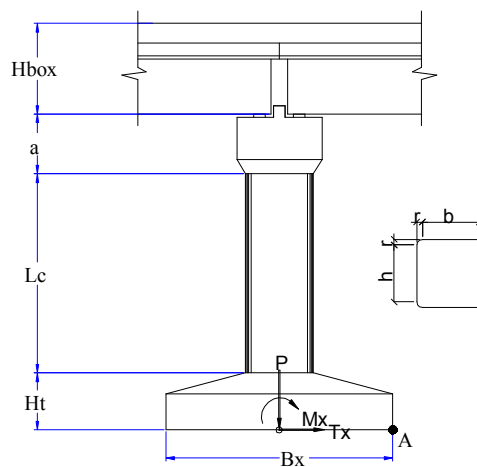
$$\begin{aligned}
 \text{momen terhadap pier wall, } M'_{EQ} &= T_{EQ} \cdot y'_{EQ} \\
 &= 6,77 \cdot 0,75 \\
 &= 5,07 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

Kombinasi beban kerja dan beban ultimit pada pier, pondasi dan pile cap dapat dilihat pada lampiran 7.

3. Kontrol Stabilitas Pier

a. Kontrol Stabilitas Guling

1) Stabilitas Guling Arah Memanjang Jembatan



Gambar 5. 30 Kontrol Stabilitas Guling Arah Memanjang

Letak titik guling A terhadap pusat fondasi

$$\begin{aligned}
 A &= B_x / 2 \\
 &= 8/2 \\
 &= 4 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_x = momen penyebab guling

Momen penahan guling:

$$M_p = P \cdot (B_x / 2) \cdot (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling:

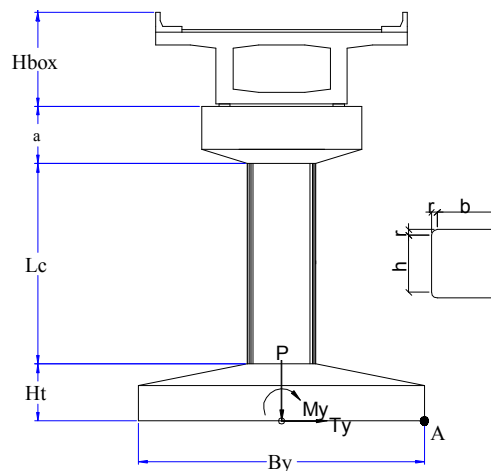
$$SF = M_p / M_x \text{ harus } \geq 2.2$$

Perhitungan momen penyebab guling dan kontrol stabilitas guling akibat kombinasi beban kerja ditampilkan pada tabulasi di bawah ini ;

Tabel 5. 37 Kontrol Stabilitas Guling Arah X

No	Kombinasi Beban Kerja Pada Pondasi	k	P	M _x	M _p	SF	Cek
1	Kombinasi 1	0%	27713,902		110855,61		
2	Kombinasi 2	25%	27713,902	86,36203	138569,51	1604,519	OK
3	Kombinasi 3	40%	27860,902	4150,233	156021,05	37,59332	OK
4	Kombinasi 4	50%	24439,402	52033,84	146636,41	2,818097	OK

2) Stabilitas Guling Arah Melintang Jembatan



Gambar 5. 31 Lengan Momen Akibat Beban Gempa Arah X

Letak titik guling A (ujung fondasi) terhadap pusat fondasi:

$$B_y / 2 = 10 / 2 \\ = 5,00 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_x = momen penyebab guling

Momen penahan guling :

$$M_p = P \cdot (B_y / 2) \cdot (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling :

$$SF = M_p / M_y \text{ harus } \geq 2.2$$

Tabel 5. 38 Kontrol Stabilitas Guling Arah Y

No	Kombinasi Beban Kerja Pada Pondasi	k	P	M_y	M_p	SF	Cek
1	Kombinasi 1	0%	27713,9		138569,5		
2	Kombinasi 2	25%	27713,9	2063,0	173211,9	84,0	OK
3	Kombinasi 3	40%	27860,9	7889,4	195026,3	24,7	OK
4	Kombinasi 4	50%	24439,4	52033,8	183295,5	3,5	OK

b. Kontrol Stabilitas Geser

1) Stabilitas Geser Arah Memanjang Jembatan

Parameter tanah dasar Pile cap:

Sudut gesek, $\phi = 15^\circ$

Kohesi, C = 5 kPa

Ukuran dasar Pile cap, $B_x = 8$ m

$B_y = 10$ m

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_x = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser:

$H = (C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi) \cdot (1 + k)$ harus ≥ 1.1

Tabel 5. 39 Kontrol Stabilitas Geser Arah X

No	Kombinasi Beban	k	P	T_x	H	SF	Cek
1	Kombinasi 1	0%	27713,9		7825,9		
2	Kombinasi 2	25%	27713,9	295,4	9682,4	32,8	OK
3	Kombinasi 3	40%	27860,9	295,4	10851,4	36,7	OK
4	Kombinasi 4	50%	24439,4	5395,7	10222,8	1,9	OK

2) Stabilitas Geser Arah Melintang Jembatan

Parameter tanah dasar Pile cap :

Sudut gesek, $\phi = 15^\circ$

Kohesi, C = 5 kPa

Ukuran dasar Pile cap:

$B_x = 8$ m

$B_y = 10$ m

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_y = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

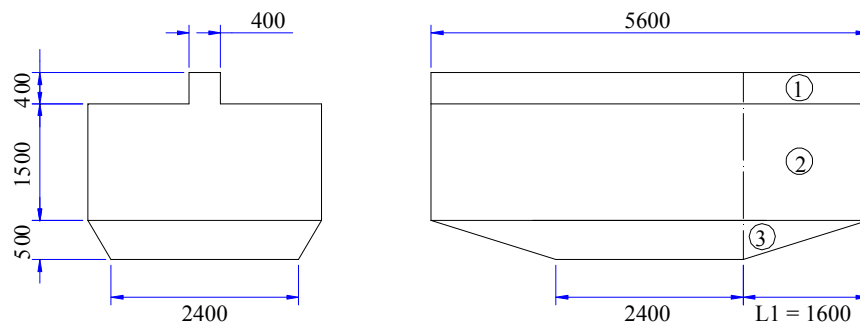
$H = (C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi) \cdot (1 + k)$ harus ≥ 1.1

Tabel 5. 40 Kontrol Stabilitas Geser Arah Y

No	Kombinasi Beban	k	P	T_y	H	SF	Cek
1	Kombinasi 1	0%	27713,9		7825,9		
2	Kombinasi 2	25%	27713,9	508,8	9682,4	19,0	OK
3	Kombinasi 3	40%	27860,9	966,8	10851,4	11,2	OK
4	Kombinasi 4	50%	24439,4	5395,7	10222,8	1,9	OK

5. Analisis Balok Pier

a. Beban Struktur Bawah



Gambar 5. 32 Lengan Momen Balok Pier

$$B1 = 5,6 \text{ m}$$

$$B = 2 \text{ m}$$

$$b1 = 3,0 \text{ m} \quad h1 = 0,4 \text{ m}$$

$$b2 = 0,4 \text{ m} \quad h2 = 1,5 \text{ m}$$

$$b3 = 2,0 \text{ m} \quad h3 = 0,5 \text{ m}$$

$$L1 = (B1 - (B+2r))/2$$

$$= (5,6 - (2+2 \cdot 0,2))/2$$

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

Tabel 5. 41 Perhitungan Momen dan Gaya Geser Head Stock

No	A	V	wc	W	Lengan	Momen	faktor beban	V_u	M_u
1	4,5	7,2	25	180	0,8	144	1,3	234	187,2
2	1,25	2	25	50	0,17	8,3333	1,3	65	10,833

	299	198,03
--	-----	--------

b. Beban Struktur Atas

Tabel 5. 42 Beban Struktur Atas

Jenis Beban	Kode	Value	Satuan
berat sendiri	QMS	219,833	kN/m
beban mati tambahan	QMA	19,91	kN/m
beban lajur "D"	QTD	40,00	kN/m
	PTD	413,438	kN
beban pejalan kaki	QTP	1,8	kN/m
beban angintransfer	QEW	1,05	kN/m

Panjang bentang = 70 m

Lengan, Lx = 1,6 m

Beban terpusat pada balok pier :

Untuk beban selain beban lajur $P = 1/2 \cdot Q_{xx} \cdot L$

Khusus untuk beban lajur $P = 1/2 \cdot Q_{TD} \cdot L + 1/2 \cdot P_{TD}$

KXX = faktor beban ultimit

Momen ultimit balok pier, $M_u = K_{xx} \cdot P \cdot (x_1 + x_2)$

Gaya geser ultimit balok pier, $V_u = K_{xx} \cdot P \cdot 2$

Momen dan Gaya Geser Ultimit

Beban	Kode	P	faktor beban	Vu (kN)	Mu (kNm)
berat sendiri	MS	7694,14	1,3	10002,4	16003,806
	MS			299	198,0333333
beban mati tambahan	MA	696,92	2	1393,84	2230,144
beban lajur "D"	TD	1606,72	2	3213,44	5141,5
beban pejalan kaki	TP	63	2	126	201,6
beban angintransfer	EW	36,75	1,2	44,1	70,56
				15078,8	23845,64333

c. Pembesian Balok Pier

1) Tulangan Lentur

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 23845,64 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton,} = \text{K - 300}$$

$$\text{kuat tekan beton, } f_c' = 24,9 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastis beton, } E_c &= 4700 \cdot \sqrt{f_c'} \\ &= 4700 \sqrt{24,9} \\ &= 23452,95 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu baja} = \text{U - 39,}$$

$$\text{Tegangan leleh baja, } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus elastis baja, } E_s = 2.00\text{E}+05 \text{ Mpa}$$

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

$$\text{Factor reduksi kekuatan, } \phi = 0,8$$

$$\text{Tebal pierhead, } h = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau balok selebar 1 m, } b = 2400 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, } d' = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Rasio tulangan berimbang, } \rho_b$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{24,9}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c') \right] \\ &= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot \left[1 - \left(\frac{1}{2} \cdot 0,0280 \cdot 390 \right) / (0,85 \cdot 24,9) \right] \\ &= 6,5977 \end{aligned}$$

$$\text{Tebal efektif beton, } d$$

$$\begin{aligned} d &= h_1 - d' \\ &= 2000 - 100 \\ &= 1900 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Momen nominal rencana, } M_n$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{23845,64}{0,8}$$

$$= 29807,05 \quad \text{kNm}$$

Faktor tahanan Momen, Rn

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

$$= \frac{29807,05 \cdot 10^6}{2400 \cdot 1900^2}$$

$$= 3,44 < R_{\max} \dots \text{OK}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\rho = 0,85 \cdot \frac{f_c'}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{Rn}{(0,85 \cdot f_c')}} \right)$$

$$= 0,85 \cdot \frac{24,9}{390} \left(1 - \sqrt{1 - 2 \frac{3,44}{0,85 \cdot 24,9}} \right)$$

$$= 0,00969$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{f_y} \right)$$

$$= 25\% \cdot \left(\frac{1,4}{390} \right)$$

$$= 0,0009$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{pakai}} = 0,0097$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0097 \cdot 2400 \cdot 1900$$

$$= 44166,77 \quad \text{mm}^2$$

coba tulangan dengan diameter, D = 25 mm

Luas satu tulangan, $A_{s1} = 490,63 \quad \text{mm}^2$

Jumlah tulangan yang diperlukan, n

$$n = b \cdot \frac{A_{s1}}{A_s}$$

$$= 2400 \cdot \frac{490,63}{44166,77}$$

$$= 90,02 \quad \text{mm}$$

digunakan tulangan 95D25

Luas tulangan yang ada, $A_{s_{\text{ada}}}$

$$\begin{aligned}
 A_{s_{ada}} &= A_{s1} \cdot n \\
 &= 490,63 \cdot 95 \\
 &= 44156,25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho' &= \frac{1}{2} \cdot \rho \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 0,0092 \\
 &= 0,0048
 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut diambil 50%

$$\begin{aligned}
 A_{s'} &= \rho' \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0048 \cdot 2400 \cdot 1900 \\
 &= 22083,39 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{pakai tulangan dengan diameter, } D = 25 \text{ mm}$$

$$\text{luas satu tulangan, } A_{1D} = 490,63 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 n &= b \cdot \frac{A_{s1}}{A_{s'}} \\
 &= 2000 \cdot \frac{490,63}{22083,39} \\
 &= 45,01 \text{ mm, pakai tulangan 50D25}
 \end{aligned}$$

2) Tulangan Geser

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 15078,76 \text{ kN}$$

$$\text{Factor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} \\
 &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{24,9} \cdot 2400 \cdot 1900 \cdot 10^{-3} \\
 &= 3792,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser yang ditahan oleh beton, } \phi V_c &= 0,6 \cdot 3792,39 \\
 &= 3033,91 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_u > \phi V_c$, perlu tulangan geser

$$\begin{aligned}
 \phi V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 15078,76 - 3033,91 \\
 &= 12044,84 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser, V_s

$$\begin{aligned} V_s &= \frac{V_u}{\phi} \\ &= 12044,84 / 0,8 \\ &= 15056,05293 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Digunakan diameter tulangan, $D = 19 \quad \text{mm}$

Jumlah kaki, $n = 8$

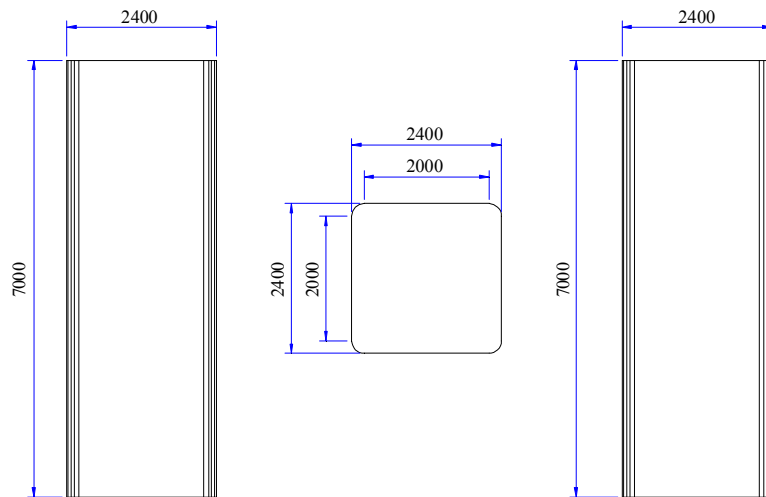
$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_v &= n \cdot \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \\ &= 8 \cdot \frac{\pi}{4} \cdot 19^2 \\ &= 2268 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{2268 \cdot 390 \cdot 1900}{15056} \\ &= 139 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D19 – 100

6. Analisis Kolom Pier



Gambar 5. 33 Penampang Kolom Pier

Tinggi kolom, $L_c = 7,00 \text{ m}$

Ukuran penampang, $B = 2,4 \text{ m}$

$h = 2,4 \text{ m}$

Luas penampang kolom, $A_c = (B \cdot h) + (1/4 \cdot \pi \cdot h^2)$

$$\begin{aligned}
 &= (2,4 \cdot 2,4) + (1/4 \cdot \pi \cdot 2,4^2) \\
 &= 5,73 \text{ m}^2 \\
 \text{Lebar kolom ekuivalen, } Be &= 2,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

a. Pembesian

1) Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 \text{Mutu beton,} &= \text{K-300} \\
 \text{Kuat tekan beton} &= 24,9 \text{ Mpa} \\
 \text{Ukuran penampang kolom } Be &= 2,39 \text{ m} \\
 &he = 2,39 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang kolom, } Ag &= Be \cdot he \\
 &= 2,39 \cdot 2,39 \\
 &= 5,73 \text{ m}^2 \\
 &= 5730000 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Hubungan momen nominal (M_n) dan gaya aksial nominal (P_n) dapat dinyatakan dalam grafik M_n dan P_n yang dapat dilihat pada lamoiran VII.

Tabel 5. 43 Momen Ultimit Kolom Pier

Kombinasi	P_u	M_u	P_n	M_n	Rasio Tulangan (ρ)
Komb 1	32980,36	6887,01	50739,02	10595,40	1%
Komb 2	32337,76	6966,90	49750,40	10718,31	1%
Komb 3	33156,76	153,91	51010,40	236,79	1%
Komb 4	33156,76	7003,91	51010,40	10775,25	1%
Komb 5	26431,36	41242,53	40663,63	63450,04	1,5%

Hasil rasio tulangan yang didapatkan dari diagram interaksi kolom didapatkan rasio tulangan $\rho = 1,5\%$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \cdot A_g \\
 &= 1,5\% \cdot 5730000 \\
 &= 85884,96 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan tarik dibuat sama dengan tulangan tekan

$$A_s (\text{tarik}) = A_s (\text{desak}) = \frac{1}{2} \cdot A_s = 42942,48 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan diameter, $D = 29 \text{ mm}$

$$A_{1D29} = 660,185 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan, n

$$\begin{aligned} n &= \frac{As}{A_{1D29}} \\ &= \frac{42942,48}{660,185} \\ &= 65,04 \end{aligned}$$

Pakai jumlah tulangan $n = 66 \text{ D } 29$

Cek jumlah tulangan sebelah maksimum, n_{\max}

$$\begin{aligned} s &= \frac{b - 2(pb + \phi s) - n\phi_{tulpokok}}{n - 1} \\ 40 &= \frac{2400 - 2(40 + 16) - n \cdot 29}{n - 1} \end{aligned}$$

$$40 - (n - 1) = 2288 - 29 \cdot n$$

$$40n - 40 = 2288 - 29n$$

$$69n = 2328$$

$$n = \frac{2328}{69}$$

$$= 33,73 < 66$$

maka tulangan harus dipasang 2 lapis.

2) Tulangan Geser

Perhitungan tulangan geser untuk Kolom Pier didasarkan pada gaya geser terbesar antara gaya lateral dan momen ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

$$\text{Gaya aksial ultimit rencana, } P_u = 25621643,946 \text{ N}$$

$$\text{Momen ultimit rencana, } M_u = 39834785834,841 \text{ Nm}$$

$$\text{Gaya lateral maks, } T_{ux} = 5258315,347 \text{ N}$$

$$\text{Mutu Beton : } K - 300, f_c = 24,900 \text{ Mpa}$$

$$\text{Faktor reduksi geser, } \phi = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi kolom pier, } L_c &= 7000 && \text{mm} \\
 \text{Tebal kolom pier, } h_e &= 2392,84 && \text{mm} \\
 \text{Luas tulangan pier, } A_s &= 100399,018 && \text{mm}^2 \\
 \text{Jarak tulangan sisi luar, } d' &= 100 && \text{mm} \\
 \text{Gaya geser ultimit akibat momen, } V_u & && \\
 V_u &= M_u / L_c \\
 &= 39834785834,841 / 7000 \\
 &= 5690683,69 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit akibat gaya lateral, } V_u & && \\
 V_u &= T_{ux} / B_e \\
 &= 5258315,347 / 2392,84 \\
 &= 2197524,42 \text{ N} \\
 \text{Diambil nilai } V_u &= 5690683,69 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal efektif } slab \text{ beton, } d &= h - d' \\
 &= 2392,84 - 100 \\
 &= 2292,84 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_c \text{ max} &= 0,2 \cdot f_c \cdot b \cdot d \\
 &= 0,2 \cdot 24,9 \cdot 2392,84 \cdot 2292,84 \\
 &= 27322172,97 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \square V_c \text{ max} &= 0,6 \cdot 27322172,97 \\
 &= 16393303,78 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\square V_c \text{ max} > V_u \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_1 &= 1,4 - d / 2000 \\
 &= 1,4 - 2292,84 / 2000 \\
 &= 0,254
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \beta_2 &= 1 + (P_u / 14 \cdot f_c \cdot b \cdot h) \\
 &= 1 + (25621643,946 / 14 \cdot 24,9 \cdot 2392,84 \cdot 2392,84) \\
 &= 1,013
 \end{aligned}$$

$$\beta_3 = 1, \text{ Pakai } \beta_1 = 1$$

$$V_{uc} = \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot [A_s \cdot f_c' / (b \cdot d)]^{1/3}$$

$$= 0,254.1,013.1.2392,84.2292,84(100399,02.24,9/(2392,84.2292,84))^{1/3}$$

$$= 4276019,078 \text{ N}$$

$$V_c = V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d$$

$$= 4276019,078 + 0,6 \cdot 2392,84 \cdot 2292,84$$

$$= 20702208,158 \text{ N}$$

$$V_c = 0,3 \sqrt{P_u} \cdot b \cdot d \sqrt{[1 + 0,3 \cdot P_u / (b \cdot d)]}$$

$$= 0,3 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 2392,84 \cdot 2292,84$$

$$\cdot \sqrt{[1 + 0,3 \cdot 25621643,946 / (2392,84 \cdot 2292,84)]}$$

$$= 12726357,895 \text{ N}$$

$$\text{Pakai } V_c = 20702208,158 \text{ N}$$

$$\square V_c = 0,6 \cdot 20702208,158$$

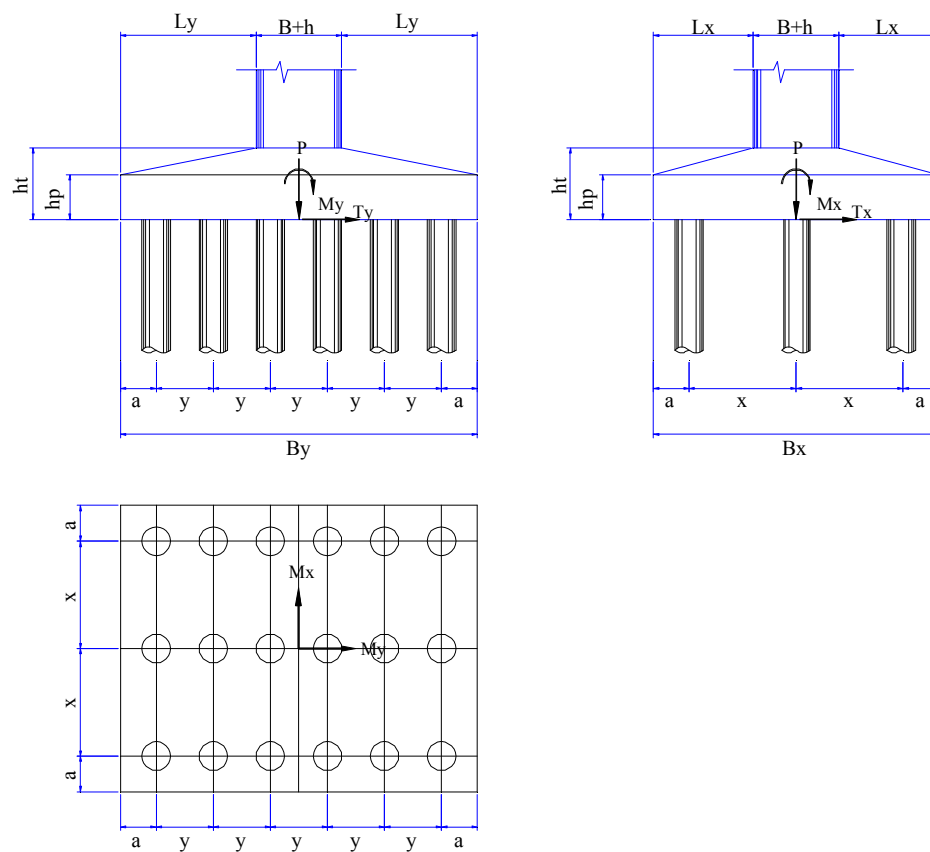
$$= 12421324,895 \text{ N}$$

$\square V_c = 12421324,895 \text{ N} > V_u = 5690683,691 \text{ N}$, hanya memerlukan tulangan geser minimum

Secara teoritis tidak memerlukan tulangan geser tapi untuk mempermudah pemasangan tulangan pokok diperlukan tulangan geser kolom dengan jarak maksimum delapan kali diameter tulangan memanjang, pakai tulangan D16 -200

7. Analisis Pondasi

a. Data Pondasi



Gambar 5. 34 Denah Pondasi Tiang Pancang

1) Data material

mutu beton,	= K - 300	
kuat tekan beton, f_c'	= 24,90	Mpa
mutu baja tulangan	= U 39	
tegangan leleh baja, f_y	= 390	Mpa
modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	Mpa

$$\text{berat beton bertulang, } w'c = 25,00 \quad \text{kN/m}^3$$

2) Data end bearing

$$\text{berat volume tanah, } w_s = 18,00 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\text{sudut gesek dalam, } \phi = 35,00 \quad \square$$

$$\text{kohesi tanah, } C = 5,00 \quad \text{kPa}$$

3) Dimensi pilecap

$$\text{lebar arah x, } B_x = 8,00 \quad \text{m}$$

$$\text{lebar arah y, } B_y = 10,00 \quad \text{m}$$

$$\text{Tebal column, } h = 2,40 \quad \text{m}$$

$$\text{Tebal column, } B+h = 4,80 \quad \text{m}$$

$$h_p = 1,25 \quad \text{m}$$

$$h_t = 2,00 \quad \text{m}$$

4) Dimensi tiang bor

$$\text{diameter, } D = 0,8 \quad \text{m}$$

$$\text{panjang tiang bor, } L = 16,0 \quad \text{m}$$

$$\text{jarak pusat tiang bor terluar dengan sisi terluar, } a = 1,00 \quad \text{m}$$

$$\text{jarak antar tiang bor arah, } x = 3,00 \quad \text{m}$$

$$\text{jarak antar tiang bor arah, } y = 1,60 \quad \text{m}$$

$$\text{jumlah baris tiang, } n_y = 3 \quad \text{baris}$$

$$\text{jumlah tiang per baris, } n_x = 6 \quad \text{baris}$$

b. Daya Dukung Aksial Ijin

1) Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\text{kuat tekan beton, } f_c = 24,90 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{kuat tekan ijin beton, } f_c = 0,3 \cdot f_c \cdot 1000$$

$$= 0,3 \cdot 24,9 \cdot 1000$$

$$= 7470,00 \quad \text{kPa}$$

$$\text{luas tampang tiang bor, } A = \pi/4 \cdot D^2$$

$$\begin{aligned}
 &= \pi/4 \cdot 0,8^2 \\
 &= 0,50 \text{ m}^2 \\
 \text{panjang tiang bor, } L &= 16,00 \text{ m} \\
 \text{Berat tiang bor, } W &= A \cdot L \cdot \gamma \\
 &= 0,50 \cdot 16 \cdot 25 \\
 &= 201,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{daya dukung ijin, } P_{ijin} &= A \cdot f_c - W \\
 &= 0,5 \cdot 7470 - 201,06 \\
 &= 3553,77 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Berdasarkan Kekuatan Tanah

a) Menurut Terzaghi dan Thomlinson

$$\begin{aligned}
 \text{berat volume tanah, } \gamma &= 18,00 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{sudut gesek dalam, } \phi &= 35,00 \text{ }^\circ \\
 \text{kohesi tanah, } C &= 5,00 \text{ kPa} \\
 \text{kedalaman tiang bor, } L=D_f &= 16,00 \text{ m} \\
 \text{jari-jari tiang bor, } R &= 0,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_c &= (228 + 4,3 \cdot \phi) / (40 - \phi) \\
 &= (228 + 4,3 \cdot 35) / (40 - 35) \\
 &= 75,70
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_q &= (40 + 5\phi) / (40 - \phi) \\
 &= (40 + 5 \cdot 35) / (40 - 35) \\
 &= 43,00
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_\gamma &= (6\phi) / (40 - \phi) \\
 &= (6 \cdot 35) / (40 - 35) \\
 &= 42,00
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{ult} &= 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma \\
 &= 1,3 \cdot 5 \cdot 75,70 + 18 \cdot 16 \cdot 43 + 0,6 \cdot 18 \cdot 0,4 \cdot 42 \\
 &= 13057,49 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas penampang tiang bor, } A &= \pi/4 \cdot D^2 \\
 &= \pi/4 \cdot 0,8^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,50 \text{ m}^2 \\
 \text{Angka aman, SF} &= 3,00 \\
 \text{Pijin} &= A \cdot q_{ult} / SF \\
 &= 0,5 \cdot 13057,49 / 3 \\
 &= 2187,80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Menurut Meyerhoff

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai SPT hasil pengujian, N} &= 50,00 && \text{pukulan/30cm} \\
 \text{Nilai SPT terkoreksi, N'} &= 32,50 && \text{pukulan/30cm} \\
 q_{ult} &= 40 N' \\
 &= 40 \cdot 32,5 \\
 &= 13000,00 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{luas tampang tiang bor, A} &= 0,50 && \text{m}^2 \\
 \text{Angka aman, SF} &= 3,00 && \text{kN} \\
 \text{daya dukung ijin tiang bor, Pijin} &= A \cdot q_{ult} / SF \\
 &= 0,50 \cdot 13000 / 3 \\
 &= 2178,17 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Menurut Bagement

$$\begin{aligned}
 \text{nilai conus rata-rata, } q_c &= 120,00 && \text{kg/cm}^2 \\
 &= 12000,00 && \text{kN/m}^2 \\
 \text{nilai hambatan lekat rata-rata, } q_f &= 0,18 && \text{kg/cm}^2 \\
 &= 18,00 && \text{kN/m}^2 \\
 \text{keliling tiang bor, K} &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,8 \\
 &= 2,51 && \text{m} \\
 \text{Pijin} &= A \cdot q_c / 3 + K \cdot L \cdot q_f / 5 \\
 &= 0,50 \cdot 12000 / 3 + 2,51 \cdot 16 \cdot 18 / 5 \\
 &= 2155,38 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekap daya dukung aksial tiang bor

Tabel 5. 44 Rekap Daya Dukung Aksial Tiang Bor

Daya Dukung Aksial	Value	satuan
--------------------	-------	--------

Daya dukung ijin berdasarkan kekuatan bahan	3553,77	kN
Daya dukung ijin menurut Terzaghi dan Thomlinson (uji lab)	2187,80	kN
Daya dukung ijin menurut Meyerhoff (uji SPT)	2178,17	kN
Daya dukung ijin menurut Bagement	2155,38	kN

Daya dukung aksial ijin terkecil = 2058,12 kN

Dipakai daya dukung aksial, Pijin = 2000 kN

c. DayaDukung Lateral Ijin

kedalaman ujung tiang, $L_a = h_p = 1,25$ m

sudut gesek dalam, $\phi = 35,00$ °

panjang tiang bor, $L = 16,00$ m

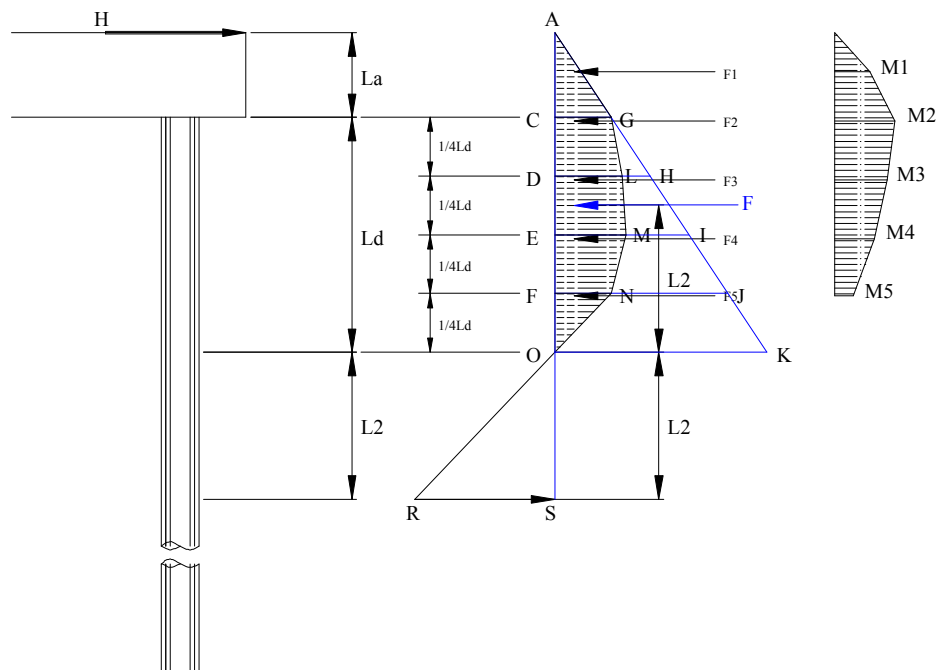
panjang jepitan tiang bor, $L_d = 1/3L$
 $= 1/3 \cdot 16$
 $= 5,33$ m

berat volume tanah, $w_s = 18,00$ m

koefisien tekanan tanah pasif, $K_p = \tan^2(45^\circ + \phi/2)$
 $= 3,69$

jumlah baris tiang, $n_y = 3$ baris

jumlah tiang per baris, $n_x = 6$ baris



Bagian	Kedalaman	H	Fi	Bagian	P
OK	La+Ld	6,58	437,29	O	0,00
FJ	La+3/4Ld	5,25	348,72	FN=1/4FJ	87,18
EI	La+1/2Ld	3,92	260,16	EM=1/2EI	130,08
DH	La+1/4Ld	2,58	171,59	DL=1/4DH	128,69
CG	La	1,25	83,03	CG	83,03

KODE	P1	P2	Panjang Bagian		F	Lengan Thd O	Momen
F1	0,00	87,18	La	1,25	653,85	5,75	3759,65
F2	87,18	130,08	1/4LD	1,33	1738,07	4,67	8111,00
F3	130,08	128,69	1/4LD	1,33	2070,19	3,33	6900,62
F4	128,69	83,03	1/4LD	1,33	1693,79	2,00	3387,58
F5	83,03	0,00	1/4LD	1,33	664,23	0,89	590,43
				ΣF	6820,13	ΣM	22749,28

$$L_2 = \Sigma M / \Sigma F$$

$$= 22749,28 / 6820,13$$

$$= 3,34 \quad \text{m}$$

$$\text{Jumlah momen di titik S ; } \Sigma M_s = 0$$

$$F \cdot (2 \cdot L_2) = H(L_2 + L_d + L_a)$$

$$\begin{aligned} \text{gaya lateral, } H &= F \cdot (2 \cdot L_2) / (L_2 + L_d + L_a) \\ &= 6820,13(2 \cdot 3,34) / (3,34 + 5,33 + 1,25) \\ &= 4587,04 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{gaya lateral 1 tiang bor, } h &= H / (n_x \cdot n_y) \\ &= 4587,04 / (3 \cdot 6) \\ &= 254,84 \quad \text{kN, angka aman SF} = 1,20 \end{aligned}$$

$$h \text{ ijin} = h / \text{SF}$$

$$= 254,84 / 1,2$$

$$= 212,36 \quad \text{kN}$$

d. Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral Dengan Rumus Empiris

beban maksimum pada <i>bored pile</i> , Pijin	= 2000,00	kN
kedalaman tiang <i>bored pile</i> , Z	= L + L _a	
	= 16000 + 1250	
	= 17250,00	mm
diameter <i>bored pile</i> , D	= 800	mm
Mutu beton	= K-300	
kuat tekan beton, f _c '	= 24,90	Mpa
modulus elastisitas beton, E _c	= 23452,95	Mpa
inersia penampang <i>bored pile</i> , I _c	= $\pi/64 \cdot D^4$	
	= $\pi/64 \cdot 800^4$	
	= 20106192982,97	mm ⁴

untuk kondisi tanah berpasir, kl = 550,00

$$K = kl \cdot (Z/D)$$

$$= 550(17250/800)$$

$$= 11859,38 \quad \text{Mpa}$$

$$\lambda = 40 \sqrt{(D \cdot K / (4 \cdot E_c \cdot I_c))}$$

$$= 40 \sqrt{(800 \cdot 11859,38 / (4 \cdot 23452,95 \cdot 20106192982,97))}$$

$$= 0,0028$$

eksentrisitas, e

$$e = 0,322 / \lambda$$

$$= 0,322 / 0,0028$$

$$= 0,114 \quad \text{m}$$

Σx	6,00	Σx^2	144,00	Σy	11,20	Σy^2	358,40
------------	------	--------------	--------	------------	-------	--------------	--------

a) Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban Arah X

Gaya maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor

$$P_{max} = P/n + M_x \cdot X_{max} / \Sigma x^2$$

$$P_{min} = P/n - M_x \cdot X_{max} / \Sigma x^2$$

Comb	P	Mx	P/n	$M_x \cdot x_{max} / \Sigma x_i^2$	Pmax	Pmin	pijin	Cek
1	27714	0	1540	0	1540	1540	2000	OK
2	27714	86	1540	2	1541	1538	2500	OK
3	27861	4150	1548	86	1634	1461	2800	OK
4	24439	52034	1358	1084	2442	274	3000	OK

b) Tinjauan Terhadap Kombinasi Beban Arah Y

Gaya maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor

$$P_{max} = P/n + M_y \cdot Y_{max} / \Sigma y^2$$

$$P_{min} = P/n - M_y \cdot Y_{max} / \Sigma y^2$$

Comb	P	My	P/n	$M_y \cdot y_{max} / \Sigma y_i^2$	Pmax	Pmin	pijin	Cek
1	27714	0	1540	0	1540	1540	2000	OK
2	27714	2063	1540	23	1563	1517	2500	OK
3	27861	7889	1548	88	1636	1460	2800	OK
4	24439	52034	1358	581	1938	777	3000	OK

2) Gaya Lateral Pada Tiang Bor

Comb	Tx	Ty	hx	hy	hmax	hijin	Cek
1	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	212,36	OK
2	24,67	508,78	1,37	28,27	28,27	265,45	OK
3	295,40	966,84	16,41	53,71	53,71	297,31	OK
4	5395,66	5395,66	299,76	299,76	299,76	318,54	OK

f. Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Bor

1) Daya Dukung Ijin Aksial Arah X

Kombinasi	%P _{ijin}	P _{max}	P _{ijin}	Keterangan
1	100%	1539,66	2000,00	AMAN
2	125%	1541,46	2500,00	AMAN
3	140%	1634,29	2800,00	AMAN
4	150%	2441,78	3000,00	AMAN

2) Daya Dukung Ijin Aksial Arah Y

Kombinasi	%P _{ijin}	P _{max}	P _{ijin}	Keterangan
1	100%	1539,66	2000,00	AMAN
2	125%	1562,69	2500,00	AMAN
3	140%	1635,88	2800,00	AMAN
4	150%	1938,48	3000,00	AMAN

3) Daya Dukung Ijin Lateral Arah X

Kombinasi	%P _{ijin}	h _x	h _{ijin}	Keterangan
1	100%	0,00	212,36	AMAN
2	125%	1,37	265,45	AMAN
3	140%	16,41	297,31	AMAN
4	150%	299,76	318,54	AMAN

4) Daya Dukung Ijin Lateral Arah Y

Kombinasi	%P _{ijin}	h _y	h _{ijin}	Keterangan
1	100%	0,00	212,36	AMAN
2	125%	28,27	265,45	AMAN
3	140%	53,71	297,31	AMAN
4	150%	299,76	318,54	AMAN

g. Pembesian Tiang Bor

1) Tulangan Lentur

$$\text{kuat tekan beton, } f_c' = 24900 \quad \text{kPa}$$

$$\text{gaya aksial maksimum tiang bor, } P_{\max} = P_{\text{ijin}} = 2000 \quad \text{kN}$$

$$\text{momen maksimum pada tiang bor, } M_{\max} = 227,01 \quad \text{kNm}$$

$$\text{faktor beban ultimit, } K = 1,5$$

gaya aksial ultimit, ϕP_n

$$\phi P_n = K \cdot P_{\max}$$

$$= 1,5 \cdot 2000$$

$$= 3000 \text{ kN}$$

momen ultimit, ϕM_n

$$\phi M_n = K \cdot M_{\max}$$

$$= 1,5 \cdot 227,01$$

$$= 340,514 \quad \text{kNm}$$

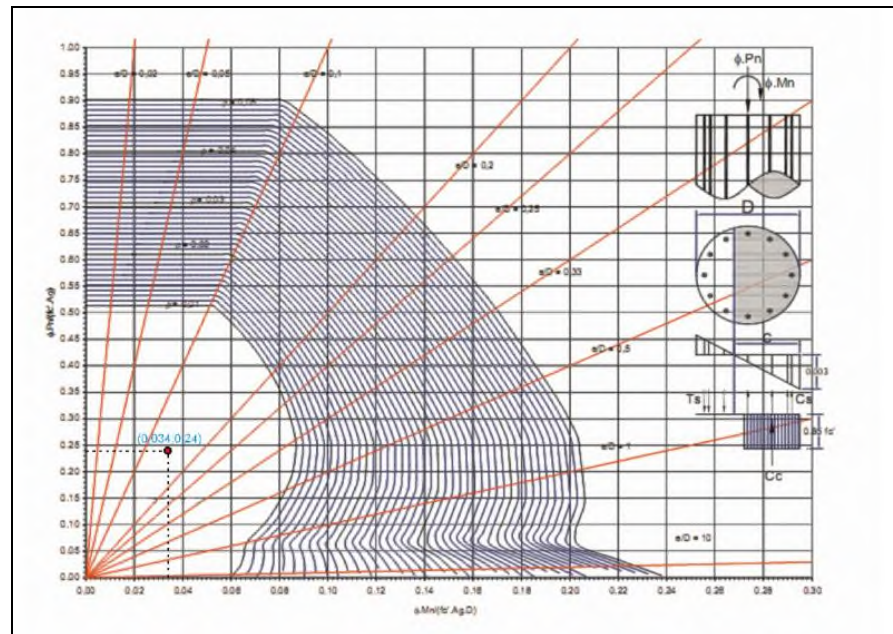
$$\text{diameter } \textit{bored pile}, D = 0,8 \quad \text{m}$$

$$\text{luas penampang } \textit{bored pile}, A_g = 0,503 \quad \text{m}^2$$

$$\begin{aligned}\phi P_n / (f_c' \cdot A_g) &= 3000 / (24900 \cdot 0,503) \\ &= 0,240\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot D) &= 340,514 / (24900 \cdot 0,503) \\ &= 0,034\end{aligned}$$

Plot nilai $\phi P_n / (f_c' \cdot A_g)$ dan $\phi M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot D)$ pada diagram interaksi kolom di bawah.



Didapatkan nilai $\rho = 0,8 \%$

luas tulangan yg diperlukan, $A_s = \rho \cdot A_g$

$$= 0,8\% \cdot 0,503$$

$$= 4021,239 \text{ mm}^2$$

pake diameter, $D_s = 19 \text{ mm}$

luas 1D, $A_{s1} = 283,529 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan, $n = A_s / A_{s1}$

$$= 4021,239 / 283,529$$

$$= 14,183 \text{ btg}$$

pake jumlah tulangan, npakai = 15 btg

2) Tulangan Geser

panjang bor pile, $L = 16000,00 \text{ mm}$

diameter bor pile, $D = 800,00 \text{ mm}$

luas tulangan longitudinal bor pile, A_s	= 4021,24	mm ²
kuat tekan beton, f_c'	= 24,90	Mpa
tegangan leleh baja, f_y	= 390	Mpa
gaya aksial ultimit, P_u	= 3,0E+06	N
momen ultimit, M_u	= 3,4E+08	Nmm
gaya lateral ijin, h ijin	= 212362,86	N
faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	= 0.60	

gaya geser ultimit akibat momen, V_u

$$\begin{aligned} V_u &= M_u/L \\ &= 3,5E+08/16000 \\ &= 21282,12 \quad \text{N} \end{aligned}$$

gaya geser ultimit akibat gaya lateral, V_u

$$\begin{aligned} V_u &= K \cdot h_{ijin} \\ &= 1,5 \cdot 212362,86 \\ &= 318544,29 \quad \text{N} \end{aligned}$$

ambil gaya geser ultimit rencana, $V_u = 318544,29 \quad \text{N}$

jarak tulangan thd sisi luar beton, d' = 100,00 mm

luas tampang penampang tiang bor, $A_g = 502654,82 \quad \text{mm}^2$

tebal ekivalen penampang bor pile, h

$$\begin{aligned} h &= \sqrt{A_g} \\ &= \sqrt{502654,82} \\ &= 708,98 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

tebal efektif,

$$\begin{aligned} d &= h - d' \\ &= 708,98 - 100 \\ &= 608,98 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= [1 + P_u / (14 \cdot A_g)] \cdot [(\sqrt{f'_c}) / (6 \cdot b \cdot d)] \\ &= [1 + 3,0E+06 / (14 \cdot 502654,82)] \cdot [(\sqrt{24,9}) / (6 \cdot 708,98 \cdot 608,98)] \\ &= 512154,23 \quad \text{N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / \phi \\ &= 318544,29 / 0,6 \end{aligned}$$

$$= 530907,15 \text{ N}$$

gunakan sengkang , $D = 12,00 \text{ mm}$

jmlh kaki, $= 2,00$

luas tulangan geser sengkang, A_{sv}

$$\begin{aligned} A_{sv} &= n \cdot \pi / 4 \cdot D^2 \\ &= 2 \cdot \pi / 4 \cdot 12^2 \\ &= 226,19 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

jarak tulangan yang dibutuhkan,

$$\begin{aligned} S &= A_{sv} \cdot f_y \cdot d / V_s \\ &= 226,19 \cdot 300 \cdot 608,98 / 530907,15 \\ &= 101,19 \text{ mm} \end{aligned}$$

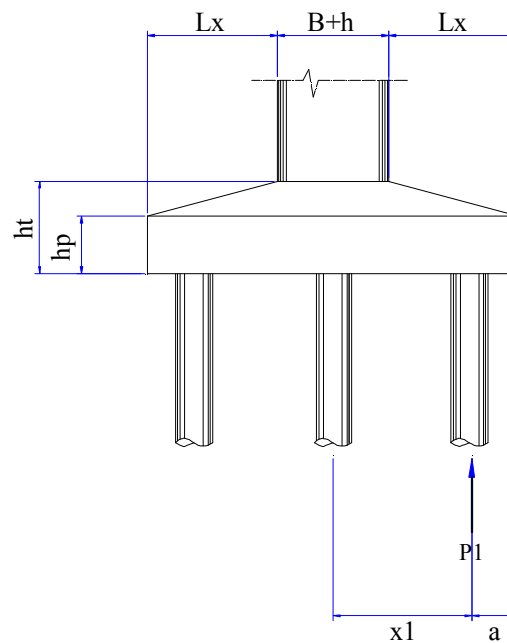
Digunakan sengkang 2D12 - 100

8. Analisis Pile Cap

a. Analisis Pile Cap Arah X

1) Momen Dan Gaya Geser Pada Pilecap

a) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang



Gambar 5. 36 Momen Dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang

x1	3,00	Σx^2	144,00
x2	0,00	n	18
x3	tidak ada	ny	6,00
x4	tidak ada	h	2,4

Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor

$$P_i = P_u/n + M_{ux}.X_i / \Sigma x^2$$

No	Kombinasi	P_u	M_{ux}	P_i
1	Kombinasi 1	39295,9	7936,4	2348,4
2	Kombinasi 2	38653,3	8016,6	2314,4
3	Kombinasi 3	39472,3	253,0	2198,2
4	Kombinasi 4	39472,3	8103,0	2361,7
5	Kombinasi 5	32746,9	52033,8	2903,3

Gaya geser ultimit pilecap akibat reaksi tiang

$$V_{up} = \Sigma [n y_i . P_i]$$

Momen ultimit pilecap akibat reaksi tiang

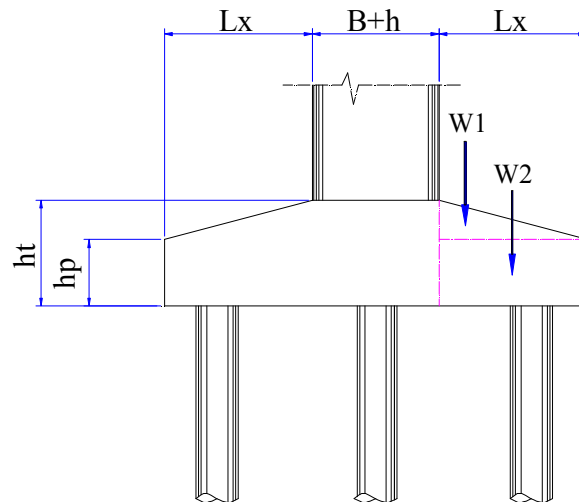
$$M_{up} = \Sigma [n y_i . P_i . (X_i - h/2)]$$

Momen dan gaya geser ultimit akibat reaksi tiang

Tabel 5. 45 Gaya geser Ultimit dan Momen Ultimit

No	x_i	$x_i - h/2$	P_i	V_{upi}	M_{upi}
1	3,00	1,8	2903,31	17419,86657	31355,76
2	0,00				
3	tidak ada				
4	tidak ada				
				17419,86657	31355,76

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5. 37 Arah Gaya Geser

Gaya geser dan momen ultimit akibat berat sendiri pilecap

Kode	Parameter			Volume m ³	Berat Jenis kN/m ³	Berat kN	Lengan m	Momen kNm
	b	h	Pjg					
w1	3	1,25	10	37,5	25	937,5	1,5	1406
w2	3	0,75	10	11,25	25	281,25	1	281,25
					Vs	1218,75	Ms	1687,5

Faktor beban ultimit, $K = 1,3$

Momen ultimit akibat berat sendiri pilecap

$$\begin{aligned} \text{Mus} &= K \cdot \text{Ms} \\ &= 1,3 \cdot 1687,5 \\ &= 2193,75 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser akibat berat sendiri pilecap

$$\begin{aligned} \text{Vus} &= K \cdot \text{Vs} \\ &= 1,3 \cdot 1218,75 \\ &= 1584,375 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

c) Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pile Cap

momen ultimit rencana, Mur

$$\begin{aligned} \text{Mur} &= \text{Mup} - \text{Mus} \\ &= 31355,76 - 2193,75 \\ &= 29162,01 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

untuk lebar pilecap, $B_y = 10 \text{ m}$

momen ultimit rencana per meter lebar, M_u

$$\begin{aligned} M_u &= M_{ur}/B_y \\ &= 29162,01/10 \\ &= 2916,201 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

gaya geser rencana pilecap, V_{ur}

$$\begin{aligned} V_{ur} &= V_{up} - V_{us} \\ &= 17419,87 - 1584,375 \\ &= 1583,55 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

untuk lebar pilecap, $B_y = 10 \text{ m}$

gaya geser ultimit rencana per meter lebar, V_u

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ur}/B_y \\ &= 15355,28/10 \\ &= 1535,53 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

d) Tulangan Lentur Pile Cap

$$M_u = 2916,20 \quad \text{kN-m}$$

$$\text{Mutu Beton} = \text{K-300}$$

$$\text{Tegangan Desak Beton, } f_c' = 24,90 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Tegangan Leleh Baja, } U-39 \text{ } f_y = 390 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Tebal pilecap, } h = h_t = 2000 \quad \text{mm}$$

$$\text{Jarak tulangan thd sisi luar beton, } d' = 100 \quad \text{mm}$$

$$\text{Modulus elastis beton, } E_c = 23452,95 \quad \text{MPa}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot (f_c' / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \cdot (24,9/390) \cdot 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c')] \\ &= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 / (0,85 \cdot 24,9)] \end{aligned}$$

$$= 6,5977$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ	= 0,8	
Tebal efektif <i>slab</i> beton, d	= 1900	mm
Ditinjau <i>slab</i> beton selebar 1 m, b	= 1000	mm

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 2916,20 / 0,8 \\ &= 3645,25 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen,

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \cdot 10^{-6} / (b \cdot d^2) \\ &= 3645,25 \cdot 10^{-6} / (1000 / 1900) \\ &= 1,01 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c')] }] \\ &= 0,85 \cdot 24,9 / 390 \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot 1,01 / (0,85 \cdot 24,9)]}] \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 25\% \cdot 1 / 4 f_y \\ &= 25\% \cdot 1 / 4 \cdot 390 \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0027

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0027 \cdot 1000 \cdot 1900 \\ &= 5042,67 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Coba tulangan dg diameter, $D = 32 \text{ mm}$

Luas satu tulangan,

$$A_{s1D} = \pi / 4 \cdot D^2$$

$$= \pi/4 \cdot 32^2$$

$$= 803,8400 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = As1D.b/As$$

$$= 803,84 \cdot 10^3 / 5042,67$$

$$= 159 \text{ mm}$$

Pakai Tulangan D32 -150 mm

Luas tulangan ada,

$$As \text{ ada} = As1D.b/s$$

$$= 803,84 \cdot 1000 / 150$$

$$= 5358,93 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut, As' diambil 30% As

$$As' = 30\% \cdot 5358,93$$

$$= 1607,68 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan dengan diameter, $D = 25 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, $As1D = 490,6250 \text{ mm}^2$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } s = As1D.b/As$$

$$= 490,625 \cdot 1000 / 1607,68$$

$$= 305,18 \text{ mm}$$

Pakai tulangan D25-300

e) Tulangan Geser Pile Cap

$$\text{Gaya geser ultimit, } Vu = 1583549,157 \text{ N}$$

$$\text{faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

kapasitas geser ultimit, $Vuc \text{ max}$

$$Vuc \text{ max} = 0,5 \cdot \phi \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 1900$$

$$= 2844294,289 \text{ N}$$

$Vu < Vuc \text{ maks}$dimensi bor pile aman terhadap geser

$$Vc = 1/6 \cdot \sqrt{f'c} \cdot b \cdot d$$

$$= 1/6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 1900$$

$$= 1580163,494 \quad \text{N}$$

gaya geser yang ditahan oleh beton, ϕV_c

$$\phi V_c = 948098,0962 \quad \text{N}$$

$V_u > \phi V_c$Perlu tulangan geser

gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser, V_s

$$V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 1583549,157 - 948098,0962$$

$$= 635451,0609 \quad \text{N}$$

digunakan diameter tulangan, $D = 16 \quad \text{mm}$

ambil jarak arah y , $S_y = 400 \quad \text{mm}$

luas tulangan geser, A_v

$$A_v = \pi/4 \cdot D^2 / S_y$$

$$= \pi/4 \cdot 16^2 / 400$$

$$= 502,65 \quad \text{mm}^2$$

jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x)

jarak tulangan arah x , S_x

$$S_x = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

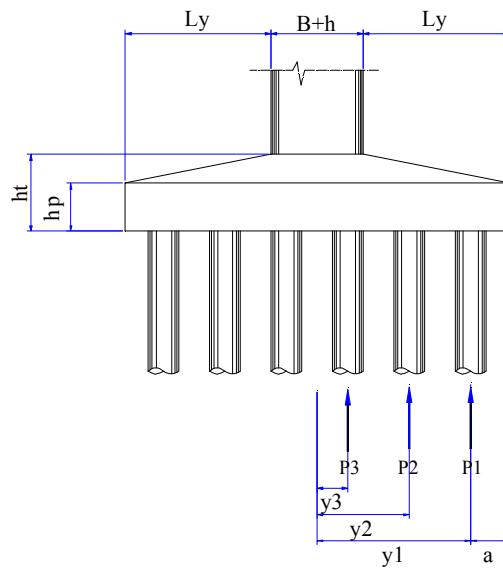
$$= 502,65 \cdot 390 \cdot 1900 / 635451,0609$$

$$= 502 \quad \text{mm}$$

Pakai tulangan $D 16 - x500 - y 400$

b. Analisis Pile Cap Arah Y

a) Momen dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang



Gambar 5. 38 Momen Dan Gaya Geser Akibat Reaksi Tiang Arah Y

y1	4,00	Σy^2	358,40
y2	2,40	n	18
y3	0,80	n_x	3,00
y4	0,00	B	2,4

Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor

$$P_i = P_u/n + M_{uy} \cdot Y_i / \Sigma y^2$$

No	Kombinasi	P_u	M_{uy}	P1	P2	P3
1	Kombinasi 1	39295,9	2063,0	2206,1	2196,9	2187,7
2	Kombinasi 2	38653,3	6991,6	2225,4	2194,2	2147,4
3	Kombinasi 3	39472,3	9054,6	2294,0	2253,5	2192,9
4	Kombinasi 4	39472,3	9054,6	2294,0	2253,5	2192,9
5	Kombinasi 5	32746,9	52033,8	2400,0	2167,7	1819,3

Gaya geser ultimit pilecap akibat reaksi tiang

$$V_{up} = \Sigma [n_x \cdot P_i]$$

Momen ultimit pilecap akibat reaksi tiang

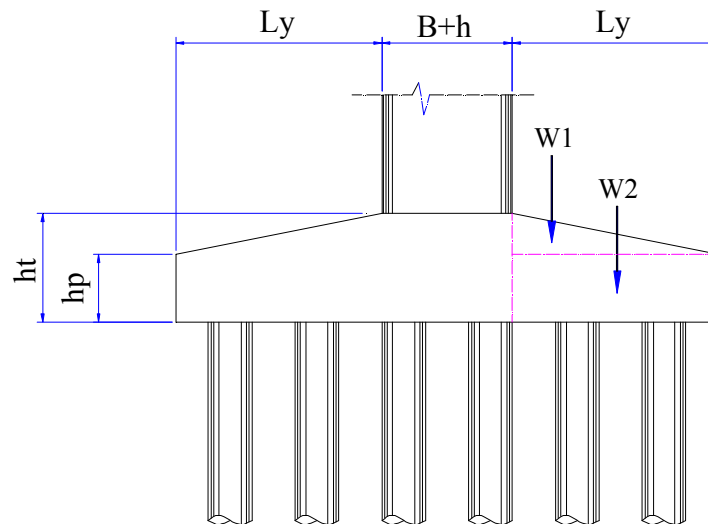
$$M_{up} = \Sigma [n_x \cdot P_i \cdot (Y_i - h/2)]$$

Momen dan gaya geser ultimit akibat reaksi tiang

No	y_i	$y_i - B/2$	P_i	V_{upi}	M_{upi}
1	4,00	2,8	2400,01	7200,02	20160,1
2	2,40	1,2	2253,54	6760,62	8112,74
3	0,80				

4	0,00				
				13960,6	28272,8

b) Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri



Gambar 5. 39 Momen Dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri

Tabel 5. 46 Momen dan Gaya Geser Akibat Berat Sendiri

Kode	Parameter			Volume m ³	Berat Jenis kN/m ³	Berat kN	Lengan m	Momen kNm
	b	h	pjg					
w1	4	1,25	8	40	25	1000	2	2000
w2	4	0,75	8	12	25	300	1,33333	400
Vs						1300	Ms	2400

Faktor beban ultimit, $K = 1,3$

Momen ultimit akibat berat sendiri pilecap

$$\begin{aligned} M_{us} &= K \cdot M_s \\ &= 1,3 \cdot 2400 \\ &= 3120 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser akibat berat sendiri pilecap

$$\begin{aligned} V_{us} &= K \cdot V_s \\ &= 1,3 \cdot 1300 \\ &= 1690 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

c) Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pile Cap

$$\begin{aligned} \text{momen ultimit rencana, } M_{ur} &= M_{up} - M_{us} \\ &= 28272,81 - 3120 \\ &= 25152,81 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\text{untuk lebar pilecap, } B_x = 8 \quad \text{m}$$

momen ultimit rencana per meter lebar, M_u

$$\begin{aligned} M_u &= M_{ur}/B_x \\ &= 25152,81/8 \\ &= 3144,10 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

gaya geser rencana pilecap,

$$\begin{aligned} V_{ur} &= V_{up} - V_{us} \\ &= 13960,64 - 1690 \\ &= 12270,64 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

gaya geser ultimit rencana per meter lebar, V_u

$$\begin{aligned} V_u &= V_{ur}/B_x \\ &= 12270,64/8 \\ &= 1493,05 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

d) Tulangan Lentur Pile Cap

$$M_u = 3144,10 \quad \text{kN-m}$$

$$\text{Tegangan Desak Beton, } f_c' = 24,90 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Tegangan Leleh Baja, } f_y = 390 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Tebal pilecap, } h = h_t = 2000 \quad \text{mm}$$

$$\text{Jarak tul.thd sisi luar beton, } d' = 100 \quad \text{mm}$$

$$\text{Modulus elastis beton, } E_c = 23452,95 \quad \text{MPa}$$

$$\text{Modulus elastis baja, } E_s = 200000,00 \quad \text{MPa}$$

Faktor bentuk distribusi tegangan, $\beta_1 = 0,85$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot (f_c' / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \cdot (24,9/390) \cdot 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c')] \\ &= 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,0280 \cdot 390 / (0,85 \cdot 24,9)] \\ &= 6,5977 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,8$$

$$\text{Tebal efektif slab beton, } d = 1900 \quad \text{mm}$$

$$\text{Ditinjau slab beton selebar 1 m, } b = 1000 \quad \text{mm}$$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 3144,10 / 0,6 \\ &= 3930,13 \quad \text{kN-m} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen, R_n

$$\begin{aligned} R_n &= M_n \cdot 10^{-6} / (b \cdot d^2) \\ &= 3930,13 \cdot 10^{-6} / (1000 / 1900) \\ &= 1,089 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c')] }] \\ &= 0,85 \cdot 24,9 / 390 \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot 1,089 / (0,85 \cdot 24,9)]}] \\ &= 0,0029 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned} \rho_{\min} &= 25\% \cdot 1 / 4 f_y \\ &= 25\% \cdot 1 / 4 \cdot 390 \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

$$\text{Rasio tulangan yang digunakan, } \rho \text{ pakai} = 0,0029$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0029 \cdot 1000 \cdot 1900 \\ &= 5447,72 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai tulangan dg diameter, $D = 32 \text{ mm}$

Luas satu tulangan,

$$\begin{aligned} A_{s1D} &= \pi / 4 \cdot D^2 \\ &= \pi / 4 \cdot 32^2 \\ &= 803,8400 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= As1D.b/As \\ &= 803,84.1000/5447,72 \\ &= 147 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D32 - 140 mm

Luas tulangan ada,

$$\begin{aligned} As \text{ ada} &= As1D.b/s \\ &= 803,84.1000/140 \\ &= 5741,71 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut As'

$$\begin{aligned} As' &= 30\%As \\ &= 30\% \cdot 5741,71 \\ &= 1722,51 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai tulangan dengan diameter, D = 25 mm

Luas satu tulangan, As1D = 490,62 mm²

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= As1D.b/As \\ &= 490,625.1000/1722,51 \\ &= 284 \quad \text{mm, Pakai tulangan D25-280} \end{aligned}$$

e) Tulangan Geser Pile Cap

Gaya geser ultimit, Vu = 1533830,27 N

faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6

kapasitas geser ultimit, Vuc max

$$\begin{aligned} Vuc \text{ max} &= 0,5 \cdot \phi \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \\ &= 0,5 \cdot 0,6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 1900 \\ &= 2844294,289 \quad \text{N} \end{aligned}$$

Vu < Vuc maks.....dimensi bor pile aman terhadap geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d \\
 &= 1/6 \cdot \sqrt{24,9} \cdot 1000 \cdot 1900 \\
 &= 1580163,494 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

gaya geser yang ditahan oleh beton, ϕV_c

$$\phi V_c = 948098,0962 \quad \text{N}$$

$V_u > \phi V_c$Perlu tulangan geser

gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser, V_s

$$\begin{aligned}
 V_s &= V_u - \phi V_c \\
 &= 1533830,27 - 948098,0962 \\
 &= 585732,1735 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

digunakan diameter tul, $D = 16 \quad \text{mm}$

ambil jarak arah y , $S_y = 500 \quad \text{mm}$

luas tulangan geser, A_v

$$\begin{aligned}
 A_v &= \pi/4 \cdot D^2 / S_y \\
 &= \pi/4 \cdot 16^2 / 500 \\
 &= 402,124 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x)

jarak tulangan arah x , S_x

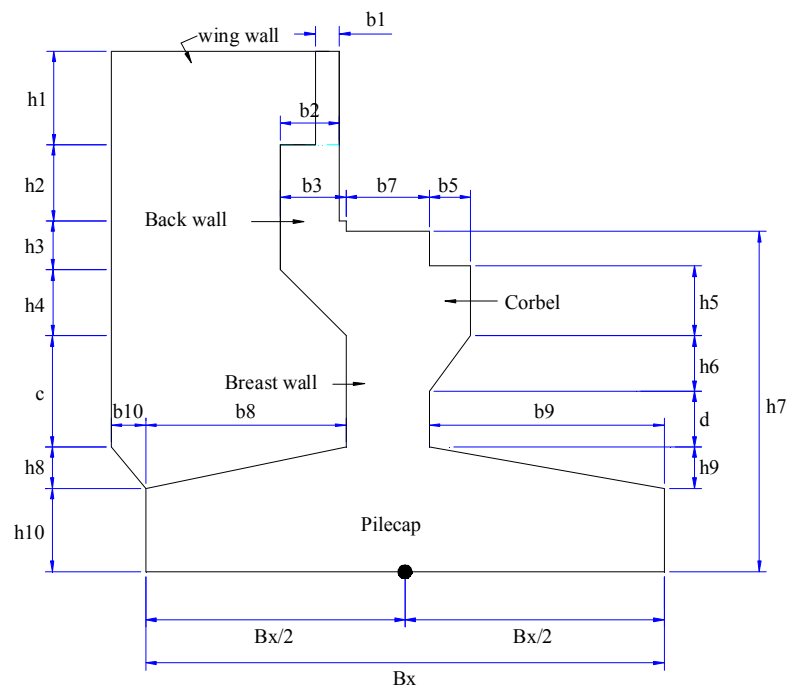
$$\begin{aligned}
 S_x &= A_v \cdot f_y \cdot d / V_s \\
 &= 402,124 \cdot 390 \cdot 1900 / 585732,17 \\
 &= 508 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Pakai tulangan $D 16 - x500 - y500$

Detail penulangan untuk pier (headstock, kolom, pilecap dan pondasi dapat dilihat pada lampiran 9

5.2.6. Perhitungan Abutmen

1. Data Struktur



Gambar 5. 40 Data Struktur Bawah Abutment

Tabel 5. 47 Dimensi Abutment

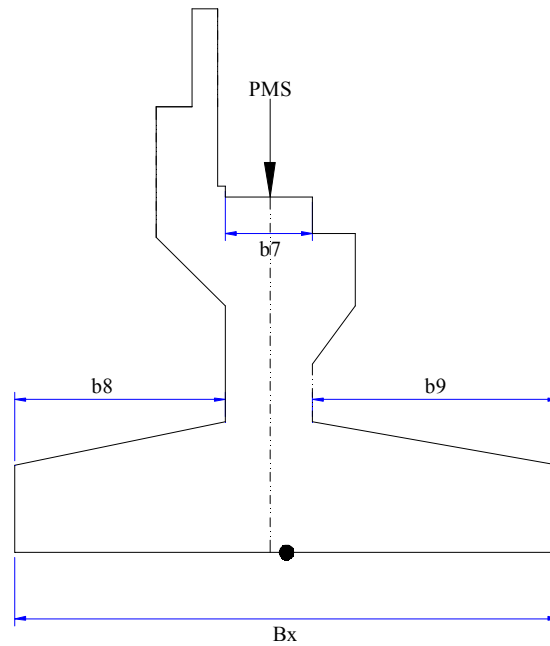
Notasi	m	Notasi	m
h1	1,35	b1	0,35
h2	1,10	b2	0,85
h3	0,70	b3	0,95
h4	0,95		
h5	1,00	b5	0,6
h6	0,80		
h7	4,90	b7	1,2
h8	0,60	b8	2,9
h9	0,60	b9	3,4
h10	1,50	b10	0,5
c	1,60	Bx	7,5
d	0,80	By	11,5
		H	7,80

2. Analisis Beban Kerja

a. Berat Sendiri

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1) Berat Sendiri Struktur Atas



Gambar 5. 41 Berat Sendiri Struktur

No	Beban struktur atas	jumlah	berat	bentang	berat
		n	w (kN/m)	m	kN
1	<i>prestress</i>	1	211,395	70	14358,54
2	Trotoar dan dinding pagar	2	7,125	70	498,75
	Total berat sendiri struktur atas, WMS				14857,29

$$W_{Ms} = 14857,29 \text{ kN}$$

$$P_{Ms} = 1/2 W_{Ms}$$

$$= 1/2 \cdot 14857,29$$

$$= 7428,645 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban momen thp fondasi, e

$$e = -Bx/2 + b8 + b7/2$$

$$= -7,5/2 + 2,9 + 1,2/2$$

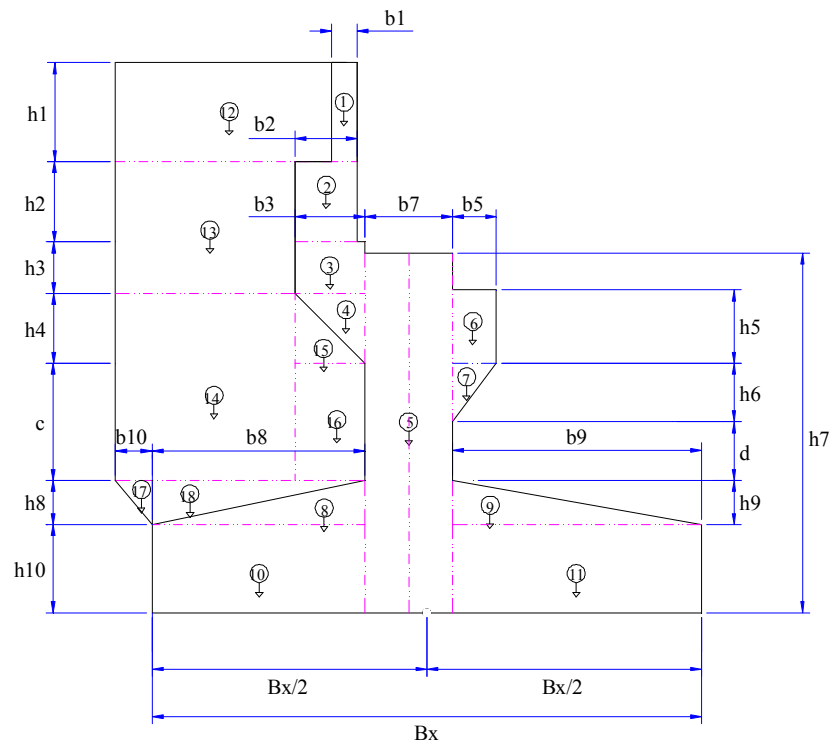
$$= -0,25 \text{ m}$$

$$M_{Ms} = P_{Ms} \cdot e$$

$$= 7428,645 \cdot -0,25$$

$$= -1875,16 \text{ kNm}$$

2) Berat Sendiri Struktur Bawah



Gambar 5. 42 Berat Sendiri Struktur Atas Abutmen

No	Parameter berat bagian				Berat kN	Lengan m	Momen kNm	
	b	h	shape	direct				
wing wall								
12	2,950	1,350	1,000	1,000	99,563	2,775	-276,286	
13	2,450	1,800	1,000	1,000	110,250	3,025	-333,506	
14	2,450	2,550	1,000	1,000	156,188	3,025	-472,467	
15	0,950	0,950	0,500	1,000	11,281	1,483	-16,734	
16	0,950	1,600	1,000	1,000	38,000	1,325	-50,350	
17	0,500	0,600	0,500	1,000	3,750	3,917	-14,688	
18	2,900	0,600	0,500	1,000	21,750	2,783	-60,538	
tanah								
19	2,450	1,350	1,000	1,000	654,224	2,275	-1488,358	
20	1,950	1,800	1,000	1,000	694,278	2,525	-1753,052	
21	1,950	2,550	1,000	1,000	983,561	2,525	-2483,490	
22	0,450	0,950	0,500	1,000	42,280	0,983	-41,575	
23	0,450	1,600	1,000	1,000	142,416	0,825	-117,493	
24	2,400	0,600	0,500	1,000	142,416	2,283	-325,183	
					PMs	9017,783	MMs	-7589,659

Tabel 5. 49 Berat Total Struktur Atas dan Abutmen

No	Berat sendiri	PMs	MMs
		kN	kNm
1	Struktur atas	7428,645	-1857,161
2	Struktur bawah	9017,783	-7589,659
Total		16446,428	-9446,820

b. Beban Mati Tambahan

Beban mati tambahan (superimposed dead load), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.

Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

- 1) Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
- 2) Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,
- 3) Pemasangan tiang listrik dan instalasi ME.

Tabel 5. 50 Beban Mati Tambahan

No	Jenis Beban Mati Tambahan	Lbr	Tbl	Pnjng	Jumlh	Berat Jenis	Berat
		(m)	(m)	(m)		(kN/m ³)	(kN)
1	Lap. Aspal + overlay	7	0,1	70	1	22	1078
2	Railing, lights, dll	w=	0,10	70	2		14
3	Instalasi ME	w=	0,10	70	2		14
4	Air hujan	8,8	0,05	70	1	9,8	301,84
						Wma	1407,8

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan, P MA

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= 1/2 W_{MA} \\
 &= 1/2 \cdot 1407,8 \\
 &= 703,92 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi, $e = 0,25$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas, MMs

$$\begin{aligned}
 MMs &= PMA \cdot e \\
 &= 703,92 \cdot (0,25) \\
 &= -175,98 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

c. Tekanan Tanah

Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0,60 m yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagian tersebut.

Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut gesek dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan:

$$\begin{aligned}
 \phi' &= \tan^{-1} (K_{\phi}^R \cdot \tan \phi) \text{ faktor reduksi } \phi', K_{\phi}^R = 0,7 \\
 c' &= K_c^R \cdot c, \text{ dengan faktor reduksi } c', K_c^R = 0,1
 \end{aligned}$$

Koefisien tekanan tanah aktif, $K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi'/2)$

Berat tanah, $w_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$

Sudut gesek dalam, $\phi = 35^\circ$

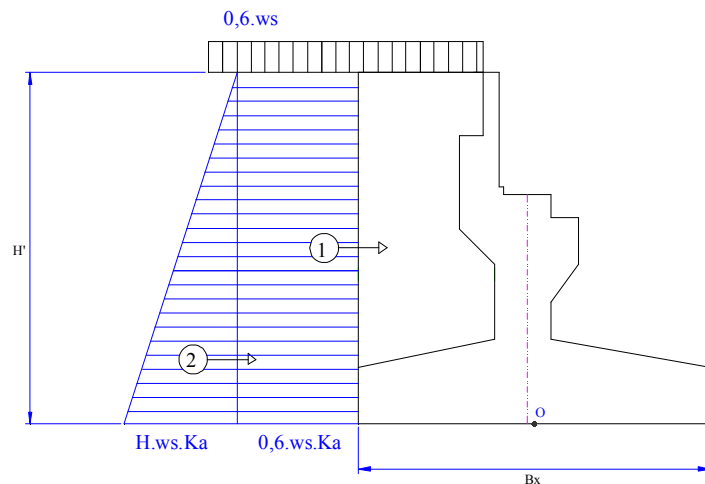
Kohesi, $C = 0 \text{ kPa}$

Tinggi Total Abutment, $H = 7,8 \text{ m}$

Lebar abutment, $By = 11,5 \text{ m}$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0,60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan.

$$\begin{aligned} 0,60 \cdot w_s &= 0,60 \cdot 17,2 \\ &= 10,30 \text{ kPa} \end{aligned}$$



Gambar 5. 44 Tekanan Tanah Lateral

$$\begin{aligned} \phi' &= \tan^{-1}(K_\phi^R \cdot \tan \phi) \\ &= \tan^{-1}(0,7 \cdot \tan 35^\circ) \\ &= 26,11^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45^\circ - \phi'/2) \\ &= \tan^2 (45^\circ - 26,11^\circ/2) \\ &= 0,39 \end{aligned}$$

No	Gaya akibat tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan terhadap O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$0.6 \cdot W_s \cdot K_a \cdot H \cdot B_y$	359,888	H/2	3,900	1403,565
2	$0.5 \cdot H^2 \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y$	2339,275	H/3	2,600	6082,115
	T_{TA}	2699,164		M_{TA}	7485,680

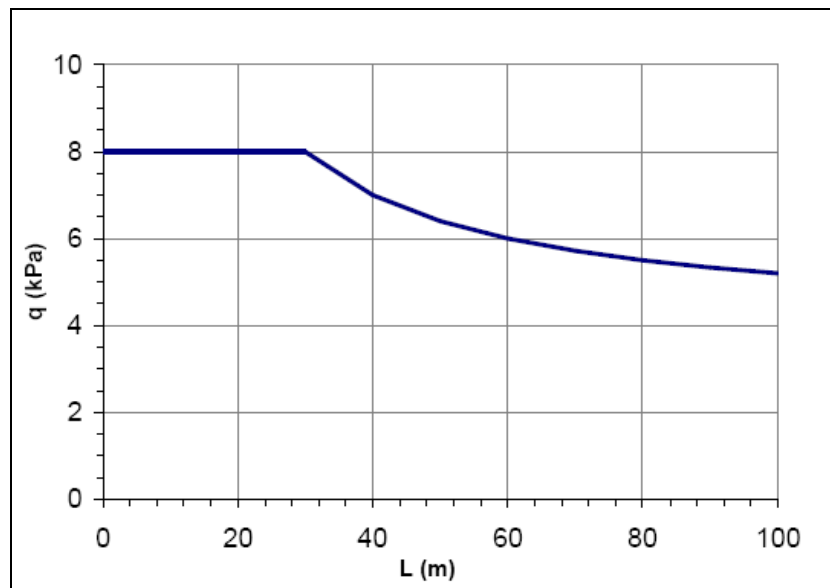
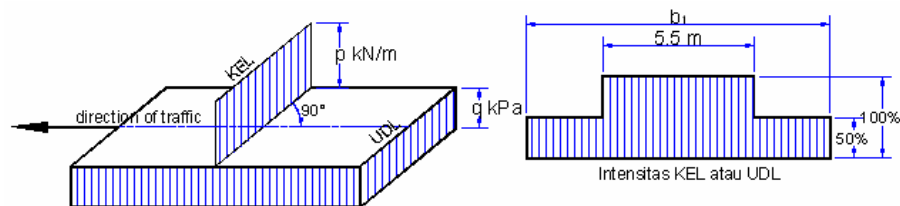
d. Beban Lajur

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti pada gambar di bawah.

UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 8,0 \text{ kPa untuk } L < 30 \text{ m}$$

$$q = 8,0 (0,5 + 15 / L) \text{ kPa untuk } L > 30$$



UDL, untuk panjang bentang, $L = 70 \text{ m}$

$$q = 8,0 (0,5 + 15 / L)$$

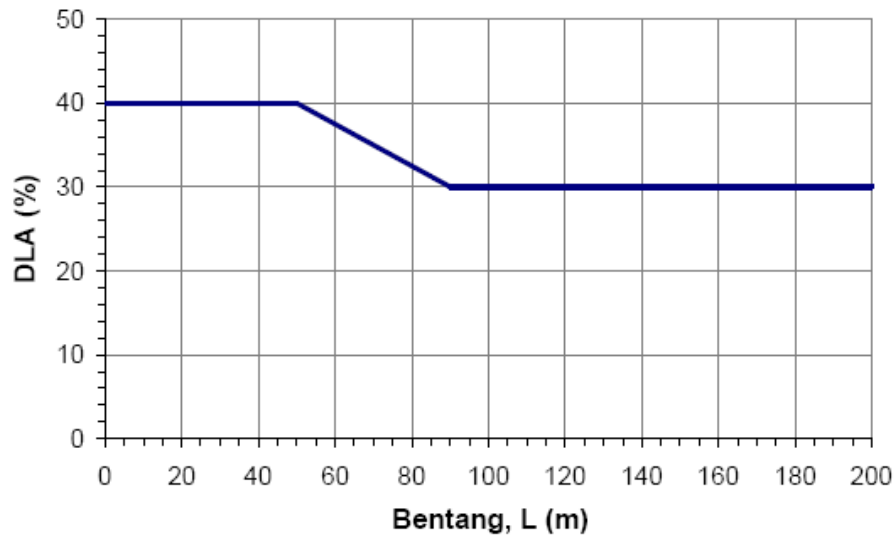
$$= 8,0 (0,5 + 15/70)$$

$$= 8,0 (0,75)$$

$$= 5,71 \text{ kPa}$$

KEL, mempunyai intensitas, $P = 44\text{kN/m}$

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :



$$\text{DLA} = 0,4 \text{ untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$\text{DLA} = 0,4 - 0,0025 \cdot (L - 50) \text{ untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$\text{DLA} = 0,3 \text{ untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

Untuk bentang 70 m,

$$\begin{aligned} \text{DLA} &= 0,4 - 0,0025(70-50) \\ &= 0,4 - 0,050 \\ &= 0,35 \end{aligned}$$

Besar Beban Lajur (D)

$$\begin{aligned} W_{\text{TD}} &= q \cdot L \cdot (5,5 + b) / 2 + p \cdot \text{DLA} \cdot (5,5 + b) / 2 \\ &= 6(70)(5,5+7)/2 + 44(0,375)(5,5+7)/2 \\ &= 2596,25 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\text{TD}} &= 1/2 W_{\text{TD}} \\ &= 1298,125 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

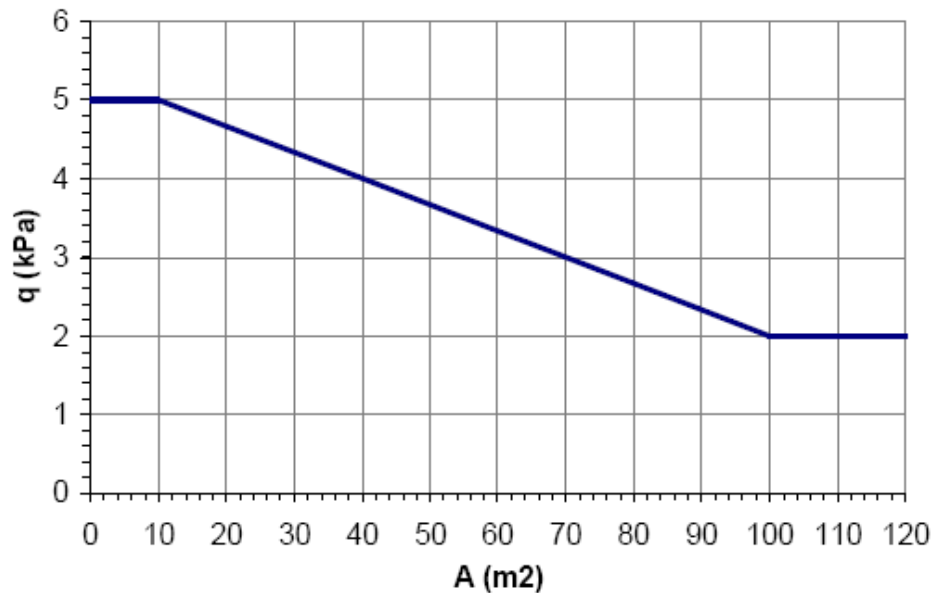
Eksentrisitas beban momen terhadap pondasi

$$\begin{aligned} e &= b/2 - (bx/2 - b^2) \\ &= -0,25 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{TD}} &= P_{\text{TD}} \cdot e \\ &= 1298,125 \cdot (-0,25) \\ &= -324,531 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

e. Beban Pejalan Kaki

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya.



A = luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q :

Panjang bentang, L = 70 m

Lebar trotoar, b_2 = 0,9 m

Jumlah trotoar, n = 2

Luas bidang trotoar yang didukung abutment, A

$$\begin{aligned} A &= b_2 \cdot L / 2 \cdot n \\ &= 0,9 \cdot (70/2) \cdot 2 \\ &= 63 \quad m^2 \end{aligned}$$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$: $q = 5 - 0,033 \cdot (A - 10) \text{ kPa}$

Beban merata pada trotoar

$$\begin{aligned} q &= 5 - 0,033(A-10) \\ &= 5 - 0,033(63-10) \\ &= 3,251 \quad \text{kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{TP} &= A \cdot q \\
 &= 63 (3,251) \\
 &= 204,813 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban momen terhadap fondasi

$$\begin{aligned}
 e &= b/2 - (bx/2 - b^2) \\
 &= -0,25 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

$$MTP = -51,203 \quad \text{kNm}$$

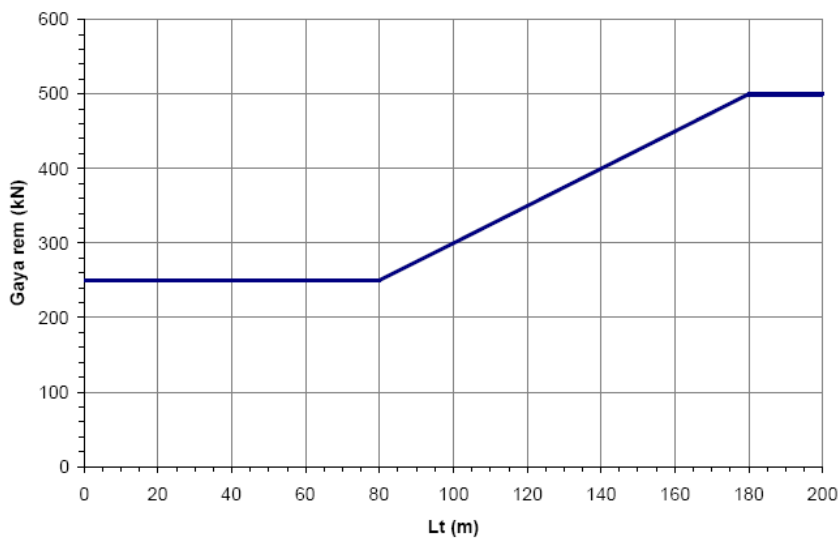
f. Gaya Rem

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

Gaya rem, $T_{TB} = 250 \text{ kN}$, untuk $L_t \leq 80 \text{ m}$

Gaya rem, $T_{TB} = 250 + 2,5 \cdot (L_t - 80) \text{ kN}$, untuk $80 < L_t < 180 \text{ m}$

Gaya rem, $T_{TB} = 500 \text{ kN}$, untuk $L_t \geq 180 \text{ m}$



Panjang bentang $L = 70 \text{ m}$

Gaya rem $T_{TB} = 250 \text{ kN}$

Panjang lengan thd pondasi $Y_{TB} = 7,8 \text{ m}$

Momen thd pondasi $M_{TB} = 1950 \text{ kNm}$

Panjang lengan thd breast wall $Y'_{TB} = 5,7 \text{ m}$

Momen thd brest wall $M_{TB} = 1425 \text{ kNm}$

g. Pengaruh Temperatur

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Temperatur maksimum rata-rata, T_{max}	= 40	°C
Temperatur minimum rata-rata, T_{min}	= 15	°C
Perbedaan temperatur, LT	= (T_{max} - T_{min}) / 2	
	LT	= 12,5 °C
Koefisien muai panjang untuk beton, α	= 1,0E-05	/ °C
Kekakuan geser untuk tumpuan elastomeric, k	= 1500,00	kN/m
Panjang bentang girder, L	= 70,00	m
Jumlah tumpuan elastomeric dalam 1 box, n	= 4	buah
Gaya pada abutmen		
T_{ET}	= $\alpha \cdot \Delta T \cdot K \cdot L / 2 \cdot n$	
	= 26,25	kN
Panjang lengan terhadap pondasi, Y_{ET}	= 4,9	m
Momen pd pondasi akibat suhu, M_{ET}	= 128,625	kNm
Panjang lengan thp breast wall, Y'_{ET}	= 2,6	m
Momen pd breast wall akibat suhu, M'_{ET}	= 68,25	kNm

h. Beban Angin

1) Angin Yang Meniup Bidang Samping Jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW1} = 0,0006 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b$$

$$C_w = \text{koefisien seret, } C_w = 1,5$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana, } V_w = 35 \text{ (m/det)}$$

$$A_b = \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\text{Tinggi samping box, } h_a = 3,4 \quad \text{m}$$

$$\text{Luas samping box, } A_b = 119 \quad \text{m}^2$$

Beban angin, T_{EW1}

$$\begin{aligned} T_{EW1} &= 0,0006 \cdot 1,5 \cdot 35^2 \cdot 119 \\ &= 131,198 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Lengan thp pondasi, $Y_{EW1} = 6,6 \quad \text{m}$

Momen pd fondasi akibat beban angin 1, M_{EW1}

$$\begin{aligned} M_{EW1} &= T_{EW1} \cdot Y_{EW1} \\ &= 131,198 \cdot 6,6 \\ &= 865,90 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Lengan thd breast wall, $Y'_{EW1} = 4,5 \quad \text{m}$

$$\begin{aligned} \text{Momen pd breast wall, } M_{EW1} &= T_{EW1} \cdot Y'_{EW1} \\ &= 131,198 \cdot 4,5 \\ &= 590,389 \quad \text{m} \end{aligned}$$

2) Angin Yang Meniup Kendaraan

Gaya angin tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW2} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot L / 2$$

$$C_w = 1,2$$

$$V_w = 35 \quad \text{m/det}$$

$$\text{Panjang bentang, } L = 70 \quad \text{m}$$

$$\begin{aligned} T_{EW2} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot L / 2 \\ &= 0,0012 \cdot 1,2 \cdot (35)^2 \cdot 70 / 2 \\ &= 61,74 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{tinggi, } h_{box} = 2,5 \quad \text{m}$$

$$\text{tebal slab lantai, } t_s = 0,45 \quad \text{m}$$

$$\text{tebal aspal, } t_a = 0,1 \quad \text{m}$$

$$\text{Lengan thd pondasi, } Y_{EW2} = 7,95 \quad \text{m}$$

Momen pd fondasi akibat bbn angin 2, M_{EW2}

$$\begin{aligned} M_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y_{EW2} \\ &= 61,74 \cdot 7,95 \\ &= 490,833 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Lengan thd breast wall, $Y'_{EW2} = 5,85$

Momen pd b.wall akibat bbn angin 2, M'_{EW2}

$$\begin{aligned} M'_{EW2} &= T_{EW2} \cdot Y'_{EW2} \\ &= 61,74 \cdot 5,85 \\ &= 361,179 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

Beban Angin Total Pada Abutment

$$\begin{aligned} \text{Total beban angin pd abutmen} &= 192,939 \quad \text{kN} \\ \text{Total Momen akibat b.angin pd pondasi} &= 1356,179 \quad \text{kNm} \\ \text{Total Momen akibat b.angin pd abutmen} &= 951,568 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

3) Transfer Beban Angin Total Ke Lantai Jembatan

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \\ &= 1,764 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan $h = 2$ m

jarak antar roda, $x = 1,75$ m

Gaya pada abutmen akibat transfer beban angin pd jembatan

$$\begin{aligned} PEW &= 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot h / x \cdot TEW \right) \cdot L/2 \\ &= 2 \cdot \left(\frac{1}{2} \cdot 2 / 1,75 \cdot 1,764 \cdot 70/2 \right) \\ &= 70,56 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban momen thp fondasi

$$\begin{aligned} e &= b/2 - (bx/2 - b_9) \\ &= -0,25 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen pada Fondasi akibat transfer beban angin,

$$\begin{aligned} MEW &= PEW \cdot e \\ &= 70,56 \cdot -0,25 \\ &= -17,64 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

i. Beban Gempa

1) Beban Gempa Statik Ekivalen

a) Beban Gempa Arah Memanjang

$$\begin{aligned} \text{Tinggi breast wall, } L_b &= (h_3+h_4+c) \\ &= 3,25 \text{ m} \end{aligned}$$

Ukuran penampang breast wall,

$$b = B_y = 11,5 \text{ m}$$

$$h = b/7 = 1,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang } I_c &= (1/12 \cdot b \cdot h^3) \\ &= 1,8 \quad \text{m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Kuat tekan beton, } f_c = 24,9 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{modulus elastis, } E_c = 23452952,91 \quad \text{kPa}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \cdot E_c \cdot I_c / L_b^3 \\ &= 2049598,069 \quad \text{kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan grafitasi, } g = 9,81 \quad \text{m/det}^2$$

Berat sendiri struktur atas,

$$\text{PMS (str atas)} = 7428,645 \quad \text{kN}$$

Beban sendiri struktur bawah,

$$\text{PMS (str bawah)} = 9017,783 \quad \text{kN}$$

Berat total struktur,

$$\begin{aligned} W_{TP} &= P_{MS} (\text{struktur atas}) + \frac{1}{2} \cdot P_{MS} (\text{struktur bawah}) \\ &= 7428,645 + \frac{1}{2} \cdot 9017,783 \\ &= 11937,54 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[W_{TP} / (g \cdot K_P)]} \\ &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[11937,54 / (9,8 \cdot 2049598,069)]} \\ &= 0,153 \quad \text{det} \end{aligned}$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa

3. Koefisien geser dasar, $C = 0,18$

Untuk struktur jembatan dg daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur, $S = 1,0 \cdot F$

dengan, $F = 1.25 - 0,025 \cdot n$ dan F harus diambil > 1

jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral, $n = 1$

faktor perangkaan ,

$$\begin{aligned} F &= 1.25 - 0,025 \cdot 1 \\ &= 1,2475 \end{aligned}$$

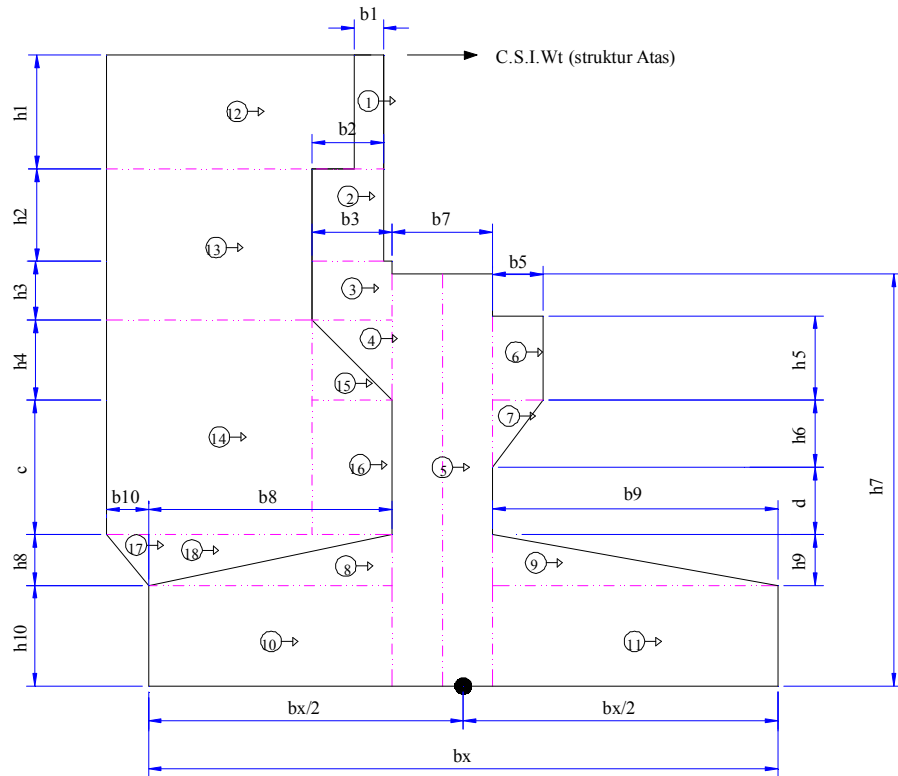
$$\begin{aligned} S &= 1 \cdot F \\ &= 1 \cdot 1,2475 \\ &= 1,2475 \end{aligned}$$

Koefisien beban gempa horisontal,

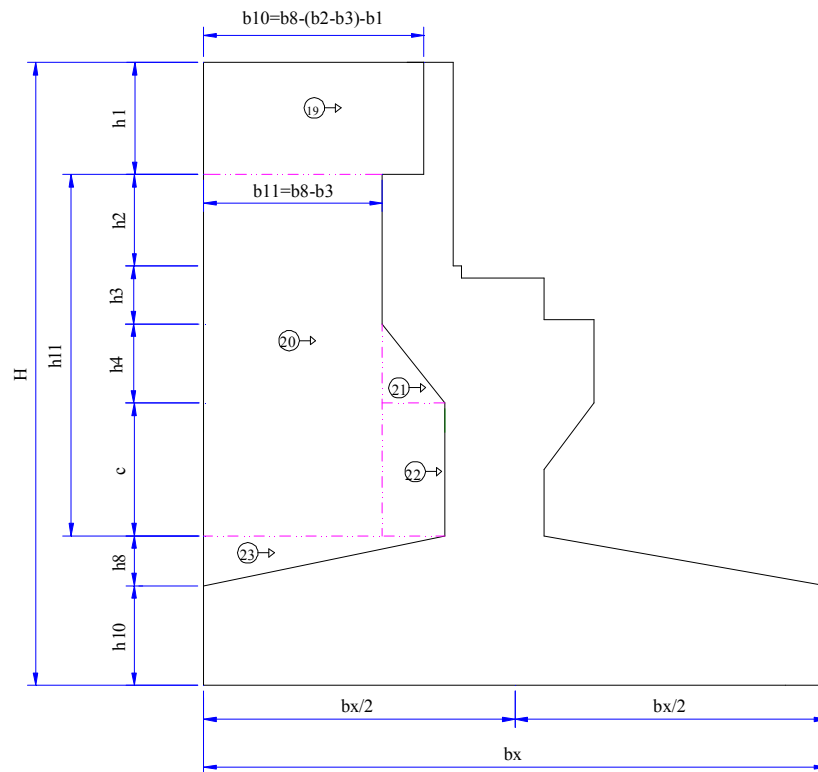
$$\begin{aligned} K_h &= C \cdot S \\ &= 0,18 \cdot 1,2475 \\ &= 0,22455 \end{aligned}$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan, $I = 1$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa, } T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_t \\ &= 0,22455 W_t \end{aligned}$$



Gambar 5. 45 Berat struktur untuk beban gempa



Gambar 5. 46 Berat Tanah Untuk Beban Gempa

Notasi	m	Notasi	m
h1	1,35	b1	0,35
h2	1,10	b2	0,85
h3	0,70	b3	0,95
h4	0,95		
h5	1,00	b5	0,6
h6	0,80		
h7	4,90	b7	1,2
h8	0,60	b8	2,9
h9	0,60	b9	3,4
h10	1,50	b10	0,5
c	1,60	Bx	8
d	0,80	By	12,5
		H	7,80

No	Berat	TEQ	Uraian lengan	Jarak	MEQ
	Wt(kN)	kN		y (m)	kNm
Struktur atas					
PMs	7428,645	1668,102	y=H	7,800	13011,197
PMA	703,920	158,065	y=H	7,800	1232,909
Abutment					
1	135,844	30,504	y=H-h1/2	7,125	217,339
2	268,813	60,362	y=H-h1-h2/2	5,900	356,135
3	191,188	42,931	y=H-h1-h2-h3/2	5,000	214,656
4	129,734	29,132	y=H-h1-h2-h3-h4/3	4,333	126,238
5	1690,500	379,602	y=(h5+h6+d+h9+h10)/2	2,350	892,064
6	172,500	38,735	y=h5/2+h6+d+h9+h10	4,200	162,686
7	69,000	15,494	y=2/3h6+d+h9+h10	3,433	53,196
8	250,125	56,166	y=1/3h8+h10	1,700	95,481
9	293,250	65,849	y=1/3h8+h11	1,700	111,944
10	1250,625	280,828	y=h10/2	0,750	210,621
11	1466,250	329,246	y=h10/2	0,750	246,935
Wing wall					
12	99,563	22,357	y=H-h1/2	7,125	159,292
13	110,250	24,757	y=H-h1-(h2+h3)/2	5,550	137,399
14	156,188	35,072	y=h10+h8+(h4+c)/2	3,375	118,368
15	11,281	2,533	y=h10+h8+c+h4/3	4,017	10,175
16	38,000	8,533	y=h10+h8+c/2	2,900	24,745
17	3,750	0,842	y=h10+2/3h8	1,900	1,600
18	21,750	4,884	y=h10+2/3h8	1,900	9,280

Tanah					
19	654,224	146,906	$y=H-h1/2$	7,125	1046,704
20	694,278	155,900	$y=H-h1-h11/2$	4,275	666,473
21	983,561	220,859	$y=1/3h4+c+h8+h10$	4,017	887,115
22	42,280	9,494	$y=1/2c+h8+h10$	0,720	6,836
23	142,416	31,980	$y=2/3h8+h10$	1,900	60,761
	TEQ	3819,131		MEQ	20060,149

$$\begin{aligned}
 \text{Titik tangkap gempa, } y_{EQ} &= \text{TEQ/MEQ} \\
 &= 3983,826/20525,818 \\
 &= 5,152 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

b) Beban Gempa Arah Melintang

$$\begin{aligned}
 \text{Inersia penampang, } I_c &= 1/12 \cdot h \cdot b^3 \\
 &= 152,088 \quad \text{m}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Nilai kekakuan, } K_p &= 3 \cdot E_c \cdot I_c / Lb^3 \\
 &= 311718246,341
 \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan grafitasi, } g = 9,81$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas, } P_{MS(\text{atas})} = 7428,645 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban sendiri struktur bawah, } P_{MS(\text{bawah})} = 9017,783 \quad \text{kN}$$

Berat total struktur,

$$\begin{aligned}
 W_{TP} &= PMS (\text{str atas}) + 1/2 \cdot PMS (\text{str bawah}) \\
 &= 7428,645 + 1/2 \cdot 9017,783 \\
 &= 11937,537 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned}
 T &= 2 \cdot \pi \cdot \sqrt{[WTP / (g \cdot KP)]} \\
 &= 0,012 \quad \text{det}
 \end{aligned}$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3.

$$\text{Koefisien geser dasar, } C = 0,18$$

Untuk struktur jembatan dg daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur $S = 1.0 \cdot F$ dengan, $F = 1.25 - 0.025 \cdot n$ dan F harus diambil > 1

jumlah sendi plastis menahan deformasi arah lateral, $n = 1$

$$\begin{aligned} \text{faktor perangkaan, } F &= 1.25 - 0.025 \cdot n \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{faktor jenis struktur, } S &= 1.F \\ &= 1,225 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Koefisien beban gempa horisontal, } K_h &= C \cdot S \\ &= 0,2205 \end{aligned}$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan / hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan, $I = 1$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa, } T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_t \\ &= 0,2205 W_t \end{aligned}$$

Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah),

$$\begin{aligned} PMS &= PMS (\text{str atas}) + \frac{1}{2} \cdot PMS (\text{str bawah}) \\ &= 7428,645 + 9017,783 \\ &= 16446,428 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Beban mati tambahan, } PMA = 703,92 \text{ kN}$$

Beban mati total,

$$\begin{aligned} W_t &= PMS + PMA \\ &= 16446,428 + 703,92 \\ &= 17150,348 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang jembatan, T_{EQ}

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_h \cdot I \cdot W_t \\ &= 3781,652 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat beban gempa, M_{EQ}

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \cdot Y_{EQ} \\ &= 19863,287 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

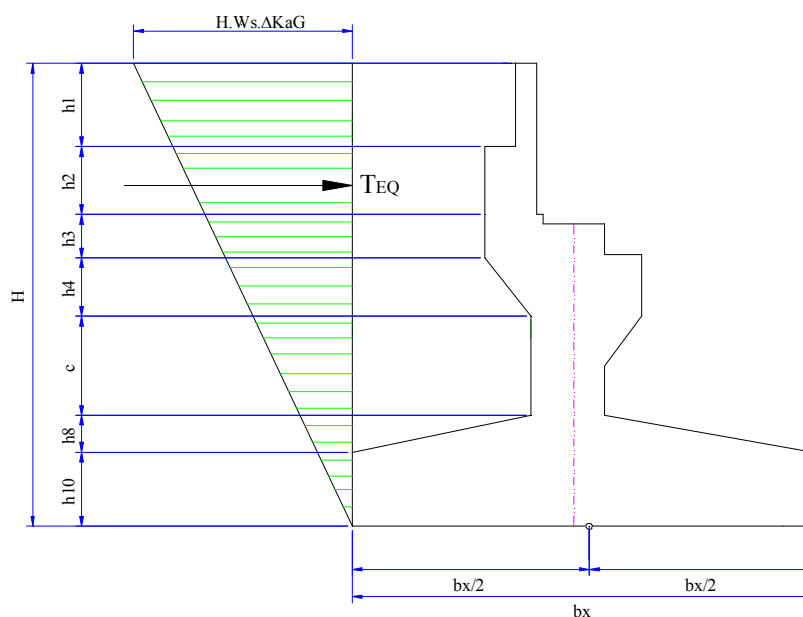
Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis ($\Delta K_a G$) sebagai berikut :

$$\theta = \tan^{-1} (K_h)$$

$$K_a G = \cos^2(\alpha' - \theta) / [\cos^2 \theta \cdot \{1 + \sqrt{(\sin \alpha' \cdot \sin(\alpha' - \theta)) / \cos \theta}\}]$$

$$\Delta_{K_aG} = K_aG - K_a$$

Tekanan tanah dinamis, $p = Hw \cdot ws \cdot \Delta k_aG$



Gambar 5. 47 Tekanan Tanah Dinamis

$$\begin{aligned}
 H &= 7,8 && \text{m} \\
 B_y &= 11,5 && \text{m} \\
 K_h &= 0,221 \\
 \phi' &= 0,456 && \text{rad} \\
 K_a &= 0,389 \\
 w_s &= 17,2 && \text{kN/m}^3 \\
 \theta &= \tan^{-1}(K_h) \\
 &= 0,217 \\
 \cos^2(\phi' - \theta) &= 0,944 \\
 \cos^2 \theta \cdot \{1 + \sqrt{(\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)) / \cos \theta}\} &= 1,269 \\
 K_aG &= \cos^2(\phi' - \theta) / \cos^2 \theta \cdot \{1 + \sqrt{(\sin \phi' \cdot \sin(\phi' - \theta)) / \cos \theta}\} \\
 &= 0,744 \\
 \Delta K_aG &= K_aG - K_a \\
 &= 0,355
 \end{aligned}$$

Gaya gempa lateral, T_{EQ}

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot \Delta K_a G \cdot B_y \\ &= 2138,440 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Lengan thp fondasi, y_{EQ}

$$\begin{aligned} y_{EQ} &= 2/3H \\ &= 5,2 \quad \text{m} \end{aligned}$$

Momen gempa, M_{EQ}

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \cdot y_{EQ} \\ &= 11119,888 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

j. Gesekan Pada Perletakan

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer, $\mu = 0,18$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.

Reaksi abutment akibat :

$$\text{Berat sendiri struktur atas, PMS} = 7428,645 \quad \text{kN}$$

$$\text{Beban mati tambahan, PMA} = 703,92 \quad \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Reaksi abutment akibat beban tetap, PT} &= \text{PMS} + \text{PMA} \\ &= 8132,565 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

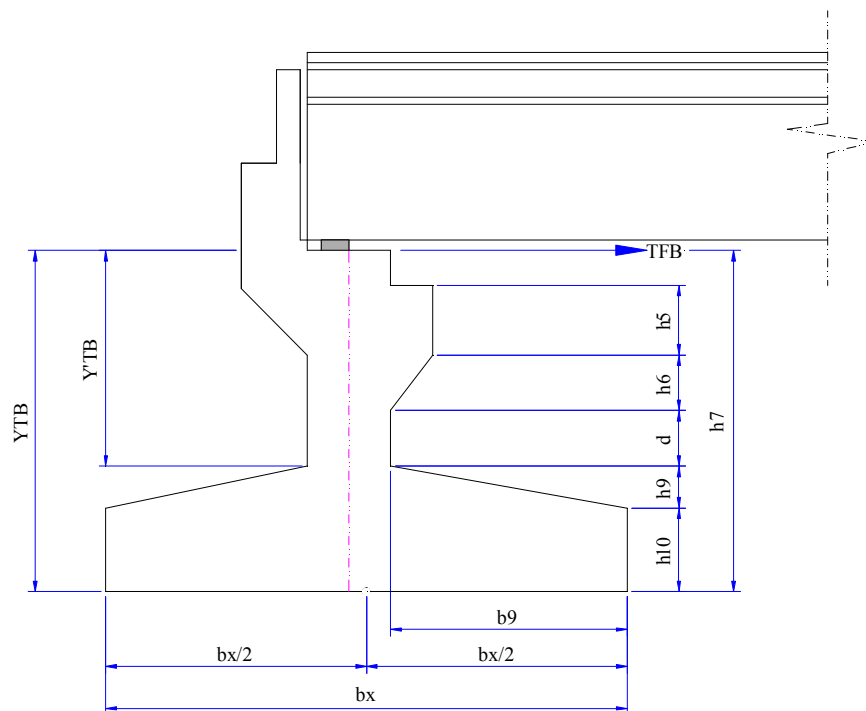
$$\begin{aligned} \text{Gaya gesek pada perletakan, TFB} &= \mu \cdot \text{PT} \\ &= 1463,8617 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap Fondasi, } Y_{FB} &= h_7 \\ &= 4,9 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen pd Fondasi akibat gempa, } M_{FB} &= \text{TFB} \cdot y_{FB} \\ &= 7172,92 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap Breast wall, } Y'_{FB} &= h_7 - h_9 - h_{10} \\ &= 2,8 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Breast wall akibat gempa, } M_{FB} &= \text{TFB} \cdot y'_{FB} \\ &= 4098,813 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 48 Gesekan Pada Perletakan

Kombinasi beban kerja pada abutment ditampilkan pada lampiran 10
Rekap Kombinasi Beban Untuk Perencanaan Tegangan Kerja

Kombinasi Beban	Tegangan Berlebihan	P	T _x	T _y	M _x	M _y
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	0,00	18653,29	2699,16	0,00	-2512,85	0,00
2	0,25	18723,85	2949,16	192,94	-562,85	1356,74
3	0,40	18723,85	4038,00	192,94	4772,45	1356,74
4	0,40	18723,85	4439,28	192,94	6738,69	1356,74
5	0,50	17150,35	5957,57	3781,65	21557,24	19863,29

3. Kontrol Stabilitas

a. Kontrol Stabilitas Guling

1) Stabilitas Guling Arah X

Fondasi *bored pile* tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka aman (SF) terhadap guling cukup diambil = 2,2

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

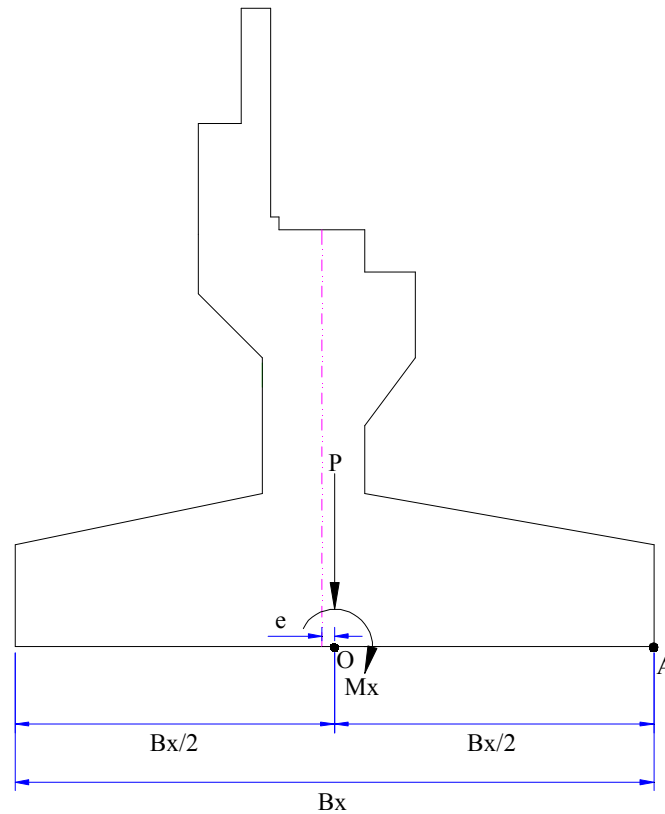
$$B_x / 2 = 3,50 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_x = momen penyebab guling arah x

Momen penahan guling, $M_{px} = P \cdot (B_x / 2) \cdot (1 + k)$

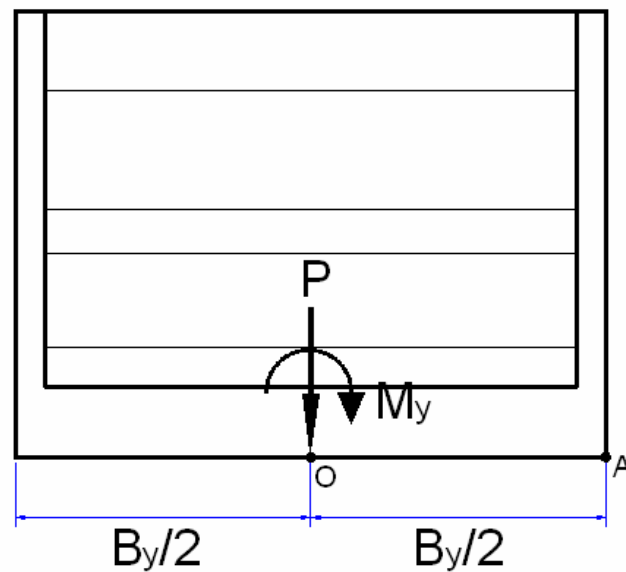
Angka aman terhadap guling, $SF = M_{px} / M_x$, harus



Gambar 5. 49 Kontrol stabilitas guling arah X

Kombinasi Beban	k	P	M_y	M_{py}	SF	Cek
			(kN)	(kNm)	(kNm)	
Kombinasi-1	0,00	18653,29	-2512,85	69949,82	-27,84	OK
Kombinasi-2	0,25	18723,85	-562,85	87768,03	-155,93	OK
Kombinasi-3	0,40	18723,85	4772,45	98300,19	20,60	OK
Kombinasi-4	0,40	18723,85	6738,69	98300,19	14,59	OK
Kombinasi-5	0,50	17150,35	21557,24	96470,71	4,48	OK

2) Stabilitas Guling Arah Y



Gambar 5. 50 Guling Kontrol Stabilitas Guling Arah Y

Letak titik guling A (ujung fondasi) thd. pusat fondasi :

$$B_y/2 = 5,75 \text{ m}$$

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

M_y = momen penyebab guling arah y

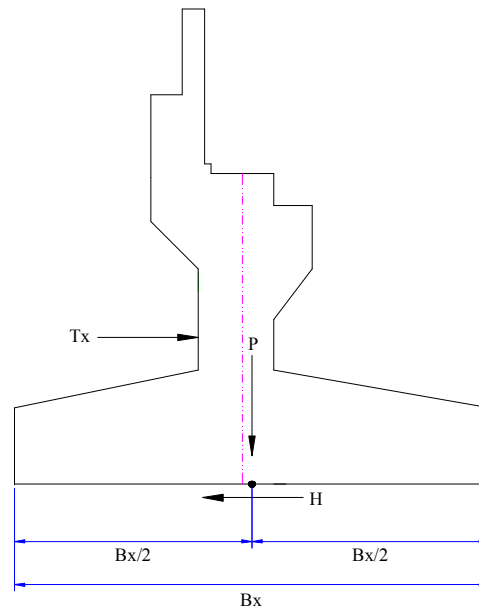
Momen penahan guling, $M_{py} = P \cdot (B_y / 2) \cdot (1 + k)$

Angka aman terhadap guling, $SF = M_{py} / M_y$, harus $\geq 2,2$

Kombinasi Beban	k	P	M_y	M_{py}	SF	Cek
			(kN)	(kNm)	(kNm)	
Kombinasi-1	0,00	18653,29		107256,40		
Kombinasi-2	0,25	18723,85	1356,74	134577,64	99,19	OK
Kombinasi-3	0,40	18723,85	1356,74	150726,96	111,10	OK
Kombinasi-4	0,40	18723,85	1356,74	150726,96	111,10	OK
Kombinasi-5	0,50	17150,35	19863,29	147921,75	7,45	OK

b. Kontrol Stabilitas Geser

1) Stabilitas Geser Arah X



Gambar 5. 51 Kontrol Stabilitas Geser Arah X

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, $\phi = 28,000^\circ = 0,489 \text{ rad}$

Kohesi, $C = 15,000 \text{ kPa}$

Ukuran dasar Pile-cap :

$B_x = 7,5 \text{ m}$

$B_y = 11,500 \text{ m}$

$k =$ persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

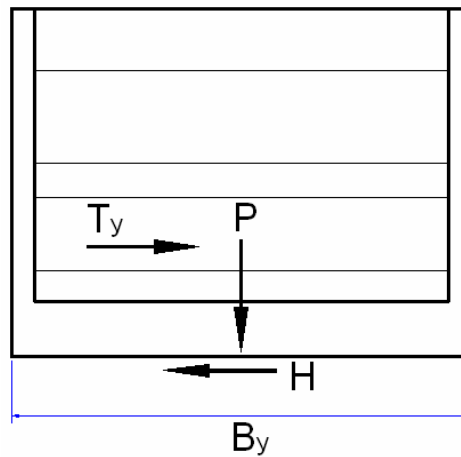
$T_x =$ gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C \cdot B_x \cdot B_y + P \cdot \tan \phi) \cdot (1 + k)$$

No	Kombinasi Beban	k	T_x	P	H	SF	Cek
			(kN)	(kN)	(kN)		
1	Kombinasi-1	0,00	2699,16	18653,29	10030,63	3,72	OK
2	Kombinasi-2	0,25	2949,16	18723,85	12557,06	4,26	OK
3	Kombinasi-3	0,40	4038,00	18723,85	14050,40	3,48	OK
4	Kombinasi-4	0,40	4439,28	18723,85	14050,40	3,17	OK
5	Kombinasi-5	0,50	5957,57	17150,35	13791,00	2,31	OK

2) Stabilitas Geser Arah Y



Gambar 5. 52 Kontrol Stabilitas Geser Arah Y

Parameter tanah dasar Pile-cap :

Sudut gesek, ϕ = 28,000 ° = 0,489 rad

Kohesi, C = 15,000 kPa

Ukuran dasar Pile-cap :

Bx = 7,500 m

By = 11,500 m

k = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

Tx = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C \cdot Bx \cdot By + P \cdot \tan \phi) \cdot (1 + k)$$

H/Ty harus lebih besar/sama dengan 1,1

No	Kombinasi Beban	k	Tx	P	H	SF	Cek
			(kN)	(kN)	(kN)		
1	Kombinasi-1	0,00		18653,29	10030,63		
2	Kombinasi-2	0,25	192,94	18723,85	12557,06	65,08	OK
3	Kombinasi-3	0,40	192,94	18723,85	14050,40	72,82	OK
4	Kombinasi-4	0,40	192,94	18723,85	14050,40	72,82	OK
5	Kombinasi-5	0,50	3781,65	17150,35	13791,00	3,65	OK

4. Analisis Beban Ultimit

a. Pilecap

Tabel 5. 51 Beban Kerja Pilecap

No	Aksi/Beban	Kode	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	MS	16446,4	0,0	0,0	-9446,8	0,0
2	Beb.Mati Tambahan	MA	703,9	0,0	0,0	-176,0	0,0
3	Tekanan Tanah	TA	0,0	2699,2	0,0	7485,7	0,0
4	Beban lajur "D"	TD	1298,1	0,0	0,0	-324,5	0,0
5	Beban pedestrian	TP	204,8	0,0	0,0	-51,2	0,0
6	Gaya Rem	TB	0,0	250,0	0,0	1950,0	0,0
7	Temperatur	ET	0,0	26,3	0,0	128,6	0,0
8	Beban Angin	EW	70,6	0,0	192,9	0,0	1356,7
9	Beban Gempa	EQ	0,0	3819,1	3781,7	20060,1	19863,3
10	Tek.Tanah dinamis	EQ	0,0	2138,4	0,0	11119,9	0,0
11	Gesekan	FB	0,0	1463,9	0,0	7172,9	0,0

Tabel 5. 52 Kombinasi 1

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,3	21380,36	0,00	0,00	-12280,87	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,0	1407,84	0,00	0,00	-351,96	0,00
3	Tekanan Tanah	1,3	0,00	3373,95	0,00	9357,10	0,00
4	Beban lajur "D"	2,0	2596,25	0,00	0,00	-649,06	0,00
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	2,0	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin	1,2	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan						
		total	25469,12	3905,45	231,53	129,56	1628,08

Tabel 5. 53 Kombinasi 2

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,3	21380,36	0,00	0,00	-12280,87	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,0	1407,84	0,00	0,00	-351,96	0,00
3	Tekanan Tanah	1,3	0,00	3373,95	0,00	9357,10	0,00
4	Beban lajur "D"	2,0	2596,25	0,00	0,00	-649,06	0,00
5	Beban pedestrian	2,0	409,63	0,00	0,00	-102,41	0,00
6	Gaya Rem	2,0	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin						
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan	1,0	0,00	1463,86	0,00	7172,92	0,00
		total	25794,07	5369,32	0,00	7200,08	0,00

Tabel 5. 54 Kombinasi 3

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,3	21380,36	0,00	0,00	-12280,87	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,0	1407,84	0,00	0,00	-351,96	0,00
3	Tekanan Tanah	1,3	0,00	3373,95	0,00	9357,10	0,00
4	Beban lajur "D"	2,0	2596,25	0,00	0,00	-649,06	0,00
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	2,0	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur						
8	Beban Angin	1,2	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan	1,0	0,00	1463,86	0,00	7172,92	0,00
		total	25469,12	5337,82	231,53	7148,13	1628,08

Tabel 5. 55 Kombinasi 4

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,3	21380,36	0,00	0,00	-12280,87	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,0	1407,84	0,00	0,00	-351,96	0,00
3	Tekanan Tanah	1,3	0,00	3373,95	0,00	9357,10	0,00
4	Beban lajur "D"	2,0	2596,25	0,00	0,00	-649,06	0,00
5	Beban pedestrian	2,0	409,63	0,00	0,00	-102,41	0,00
6	Gaya Rem	2,0	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,2	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin	1,2	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan						
		total	25878,74	3905,45	231,53	27,15	1628,08

Tabel 5. 56 Kombinasi 5

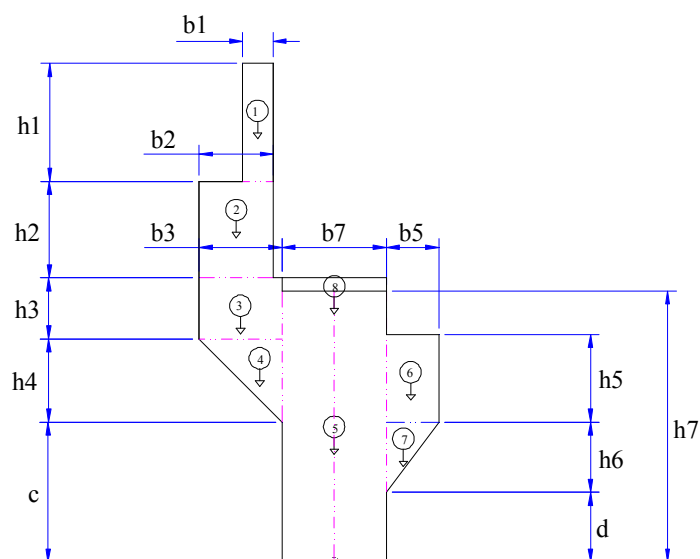
No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,3	21380,36	0,00	0,00	12280,87	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,0	1407,84	0,00	0,00	-351,96	0,00
3	Tekanan Tanah	1,3	0,00	3373,95	0,00	9357,10	0,00
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem						
7	Temperatur						
8	Beban Angin						
9	Beban Gempa	1,0	0,00	3819,13	3781,65	20060,15	19863,29
10	Tek.Tanah dinamis	1,0	0,00	2138,44	0,00	11119,89	0,00
11	Gesekan						
		total	22788,20	9331,53	3781,65	27904,31	19863,29

Tabel 5. 57 Rekap Kombinasi Beban Ultimate

No	Kombinasi Beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	KOMBINASI-1	25469,12	3905,45	231,53	129,56	1628,08
2	KOMBINASI-2	25794,07	5369,32	0,00	7200,08	0,00
3	KOMBINASI-3	25469,12	5337,82	231,53	7148,13	1628,08
4	KOMBINASI-4	25878,74	3905,45	231,53	27,15	1628,08
5	KOMBINASI-5	22788,20	9331,53	3781,65	27904,31	19863,29

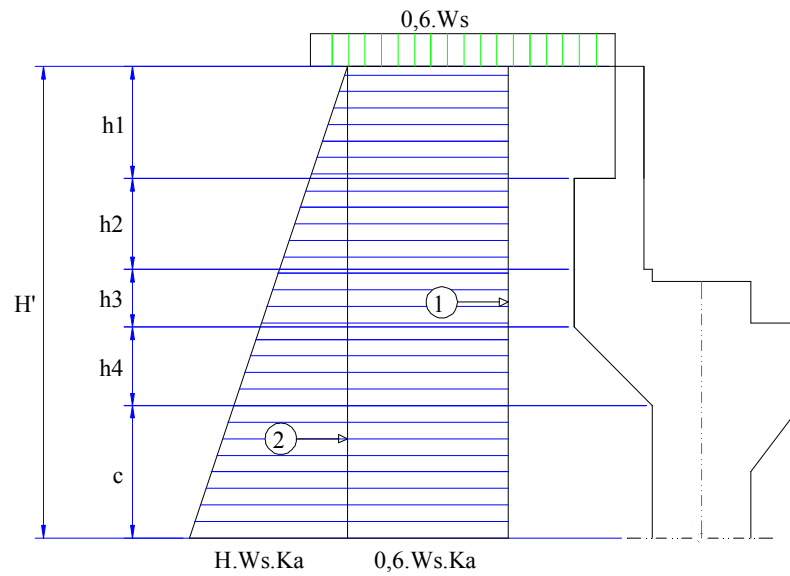
b. Breast Wall

a) Berat Sendiri Breast Wall

**Gambar 5. 53** Berat Sendiri Breast Wall**Tabel 5. 58** Perhitungan Berat Sendiri Struktur

No	Parameter		shape	Berat
	b	h		
1	0,350	1,350	1,000	135,844
2	0,850	1,100	1,000	268,813
3	0,950	0,700	1,000	191,188
4	0,950	0,950	0,500	129,734
5	1,200	2,800	1,000	966,000
6	0,600	1,000	1,000	172,500
7	0,600	0,800	0,500	69,000
8	lateral stop block		1,000	10,000
struktur atas				7428,645
total				9371,723

b) Tekanan Tanah



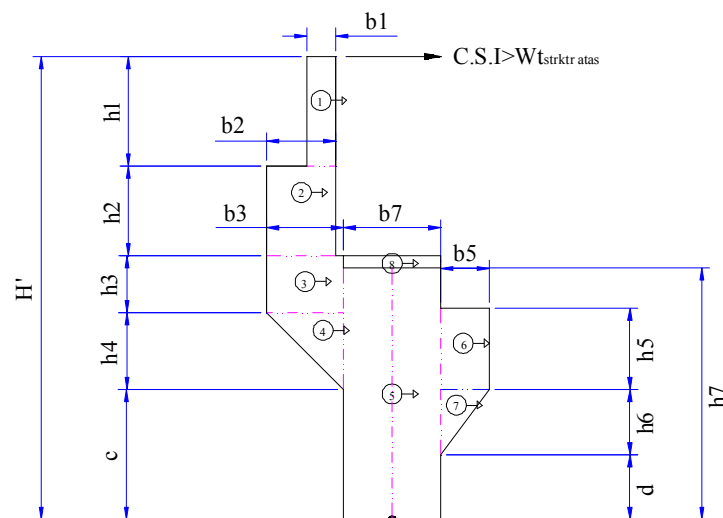
Gambar 5. 54 Tekanan Tanah

$$\begin{aligned}
 H' &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c \\
 &= 5,700 \quad \text{m} \\
 B_y &= 11,500 \quad \text{m} \\
 \text{Berat tanah, } W_s &= 17,200 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \emptyset &= 35,000 \quad ^\circ \\
 &= 0,611 \quad \text{rad} \\
 \text{Kohesi, } C &= 0,000 \quad \text{kPa} \\
 K_{\emptyset}^R &= 0,700 \\
 K_c^R &= 0,100 \\
 \emptyset' &= \tan^{-1}(K_{\emptyset}^R \cdot \tan \emptyset) \\
 &= 0,456 \quad \text{rad} \\
 &= 26,112 \quad ^\circ \\
 c' &= K_c^R \cdot c \\
 &= 0,000 \\
 0,6.W_s &= 10,320 \quad \text{kN/m}^3 \\
 (45^\circ - \emptyset' / 2) &= 31,944 \quad ^\circ \\
 &= 0,558 \quad \text{rad} \\
 K_a &= \tan^2(45^\circ - \emptyset' / 2) \\
 &= 0,389
 \end{aligned}$$

No	Gaya akibat tekanan Tanah	T_{TA} (kN)	Lengan terhadap O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$0.6 \cdot W_s \cdot Ka \cdot H \cdot By$	262,995	H/2	2,850	749,537
2	$0.5 \cdot H^2 \cdot W_s \cdot Ka \cdot By$	1249,228	H/3	1,900	2373,534
	T_{TA}	1512,224		M_{TA}	3123,071

c) Beban Gempa

a) Beban Gempa Statik Ekuivalen



Gambar 5. 55 Berat Struktur Untuk Pembebanan Gempa Statik Ekuivalen

Notasi	m
h1	1,350
h2	1,100
h3	0,700
h4	0,950
h5	1,000
h6	0,800
c	1,600
d	0,800
h'7	2,800
H'	5,700

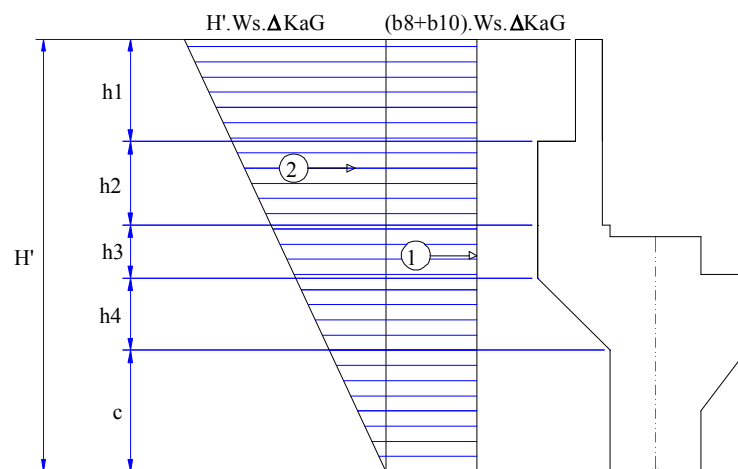
$$T_{EQ} = Kh \cdot I \cdot W_t$$

$$= 0,225 W_t$$

Tabel 5. 59 Tabulasi Perhitungan Beban Gempa

No	Berat	TEQ	Uraian lengan	Jarak	MEQ
	Wt(kN)	kN		y (m)	kNm
Struktur atas					
PMS	7428,645	1668,102	$y=H'$	5,700	9508,183
PMA	703,920	158,065	$y=H'$	5,700	900,972
Breast Wall					
1	135,844	30,504	$y=c+h_4+h_3+h_2+h_1/2$	5,025	153,281
2	268,813	60,362	$y=c+h_4+h_3+h_2/2$	3,800	229,375
3	191,188	42,931	$y=c+h_4+h_3/2$	2,900	124,500
4	129,734	29,132	$y=c+2/3h_4$	2,233	65,061
5	966,000	216,915	$y=h_4/2$	1,400	303,681
6	172,500	38,735	$y=d+h_6+h_5/2$	2,100	81,343
7	69,000	15,494	$y=d+2/3h_6$	1,333	20,659
TEQ		2260,240	MEQ		11387,056

b) Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa



Gambar 5. 56 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 H' &= 5,700 & \text{m} \\
 W_s &= 17,200 & \text{kN/m}^3 \\
 KaG &= 0,355 \\
 h_8 &= 0,600 & \text{m} \\
 h_{10} &= 1,500 & \text{m} \\
 B_y &= 11,500 & \text{m}
 \end{aligned}$$

Untuk perhitungan momen akibat tekanan tanah dapat dilihat pada table 5.65

berikut ini :

Tabel 5. 60 Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah

No	Tek.Tanah.Dinamis	TEQ	Lengan	y	MEQ
1	$0.5.H^2.Ws.\Delta KaG$	99,302	$y=2/3H'$	3,800	377,349
2	$(h8+h10)Ws.\Delta KaG$	12,837	$y=H'/2$	2,850	36,585
TEQ		112,139	MEQ		413,934

Kombinasi beban pada breast wall di tampilkan pada table 5.66-5.71 berikut :

Tabel 5. 61 Beban Ultimate Breast Wall

No	Aksi/Beban	P	Ix	Iy	Mx	My
		kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	9371,72				
2	Beb.Mati Tambahan	703,92				
3	Tekanan Tanah		1512,22		3123,07	
4	Beban lajur "D"	1298,13	0,00	0,00		0,00
5	Beban pedestrian	204,81	0,00	0,00		0,00
6	Gaya Rem	0,00	250,00	0,00	1950,00	0,00
7	Temperatur	0,00	26,25	0,00	128,63	0,00
8	Beban Angin	70,56	0,00	192,94		1356,74
9	Beban Gempa		2260,24	2260,24	11387,06	11387,06
10	Tek.Tanah dinamis		112,14		413,93	
11	Gesekan		1463,86		7172,92	

Tabel 5. 62 Kombinasi 1

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,30	12183,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,00	1407,84	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan Tanah	1,25	0,00	1890,28	0,00	3903,84	0,00
4	Beban lajur "D"	2,00	2596,25	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	2,00	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,20	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin	1,20	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan						
		total	16272,00	2421,78	231,53	7958,19	1628,08

Tabel 5. 63 Kombinasi 2

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,30	12183,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,00	2815,68	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan Tanah	1,25	0,00	1890,28	0,00	3903,84	0,00
4	Beban lajur "D"	2,00	2596,25	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	2,00	409,63	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya Rem	2,00	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,20	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin						
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan	1,00	0,00	1463,86	0,00	7172,92	0,00
		total	18004,80	3885,64	0,00	15131,11	0,00

Tabel 5. 64 Kombinasi 3

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,30	12183,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,00	1407,84	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan Tanah	1,25	0,00	1890,28	0,00	3903,84	0,00
4	Beban lajur "D"	2,00	2596,25	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem	2,00	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur						
8	Beban Angin	1,20	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan	1,00	0,00	1463,86	0,00	7172,92	0,00
		total	16272,00	3854,14	231,53	14976,76	1628,08

Tabel 5. 65 Kombinasi 4

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,30	12183,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,00	1407,84	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan Tanah	1,25	0,00	1890,28	0,00	3903,84	0,00
4	Beban lajur "D"	2,00	5192,50	0,00	0,00	0,00	0,00
5	Beban pedestrian	2,00	819,25	0,00	0,00	0,00	0,00
6	Gaya Rem	2,00	0,00	500,00	0,00	3900,00	0,00
7	Temperatur	1,20	0,00	31,50	0,00	154,35	0,00
8	Beban Angin	1,20	84,67	0,00	231,53	0,00	1628,08
9	Beban Gempa						
10	Tek.Tanah dinamis						
11	Gesekan						
		total	19687,50	2421,78	231,53	7958,19	1628,08

Tabel 5. 66 Kombinasi 5

No	Aksi/Beban	Faktor beban	P	Ix	Iy	Mx	My
			kN	kN	kN	kNm	kNm
1	Berat sendiri	1,30	12183,24	0,00	0,00	0,00	0,00
2	Beb.Mati Tambahan	2,00	1407,84	0,00	0,00	0,00	0,00
3	Tekanan Tanah	1,25	0,00	1890,28	0,00	3903,84	0,00
4	Beban lajur "D"						
5	Beban pedestrian						
6	Gaya Rem						
7	Temperatur						
8	Beban Angin						
9	Beban Gempa	1,00	0,00	2260,24	2260,24	11387,06	11387,06
10	Tek.Tanah dinamis	1,00	0,00	112,14	0,00	413,93	0,00
11	Gesekan						
		total	13591,08	4262,66	2260,24	15704,83	11387,06

Rekap kombinasi beban ditunjukkan pada table 5.67

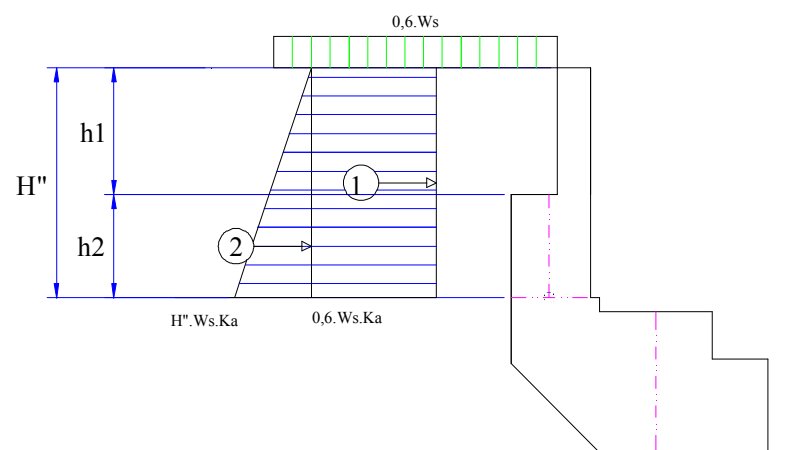
Tabel 5. 67 Rekap Kombinasi Beban Ultimit Pada Breast Wall

No	Kombinasi Beban	Pu	Tux	Tuy	Mux	Muy
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	KOMBINASI-1	16272,0	2421,8	231,5	7958,2	1628,1
2	KOMBINASI-2	18004,8	3885,6	0,0	15131,1	0,0
3	KOMBINASI-3	16272,0	3854,1	231,5	14976,8	1628,1
4	KOMBINASI-4	19687,5	2421,8	231,5	7958,2	1628,1
5	KOMBINASI-5	13591,1	4262,7	2260,2	15704,8	11387,1

c. Back Wall

1) Back Wall Bawah

a) Tekanan Tanah

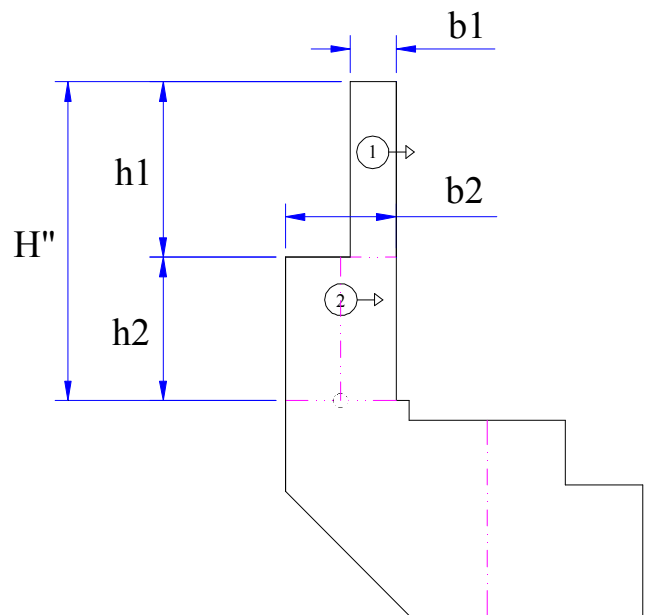


Gambar 5. 57 Tekanan Tanah Breast Wall Bawah

$$\begin{aligned}
 W_s &= 17,200 \\
 \emptyset' &= \tan^{-1} (K_{\emptyset}^R * \tan \emptyset) \\
 &= 0,456 \quad \text{rad} \\
 &= 26,112 \quad \circ \\
 0,6.W_s &= 10,320 \quad \text{kN/m}^3 \\
 (45^\circ - \emptyset'/2) &= 31,944 \quad \circ \\
 &= 0,558 \quad \text{rad} \\
 K_a &= \tan^2 (45^\circ - \emptyset' / 2) \\
 &= 0,389 \\
 B_y &= 11,500 \quad \text{m} \\
 H'' &= h_1 + h_2 \\
 &= 2,450 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

No	Gaya akibat tekanan Tanah	T_{TA}	Lengan terhadap O	y	M_{TA}
		(kN)		(m)	(kNm)
1	$0.6 \cdot W_s \cdot K_a \cdot H'' \cdot B_y$	113,042	$H''/2$	1,225	138,476
2	$0.5 \cdot H''^2 \cdot W_s \cdot K_a \cdot B_y$	230,794	$H''/3$	0,817	188,482
T_{TA}		343,836	M_{TA}		326,958

b) Beban Gempa Statik Ekuivalent



Gambar 5. 58 Beban Gempa Statik Ekuivalent Back Wall

$$h1 = 1,350 \quad \text{m}$$

$$h2 = 1,100 \quad \text{m}$$

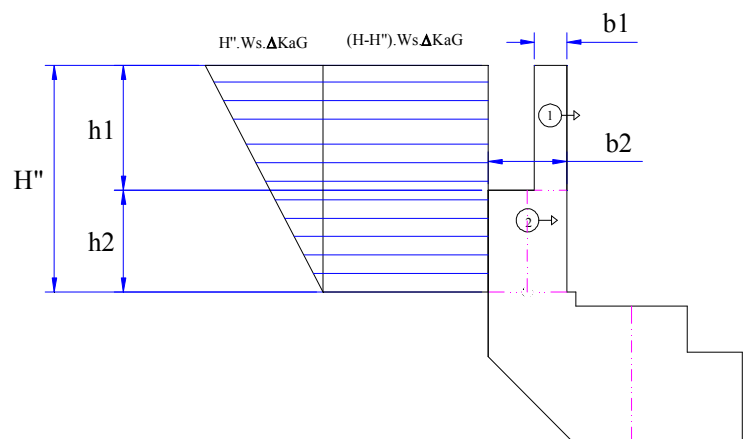
$$H'' = 2,450 \quad \text{m}$$

$$TEQ = Kh \cdot I \cdot Wt$$

$$= 0,225Wt$$

No	Berat	TEQ	Uraian lengan	Jarak	MEQ
	Wt(kN)	kN		y (m)	kNm
1	135,844	30,504	$y=h2+h1/2$	1,775	54,144
2	268,813	60,362	$y=h2/2$	0,550	33,199
	TEQ	90,866		MEQ	87,343

c) Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa



Gambar 5. 59 Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa Back Wall

h_1	=	1,350	m
h_2	=	1,100	m
H''	=	2,450	m
H	=	7,800	m
W_s	=	17,200	m
K_{aG}	=	0,355	m
B_y	=	12,500	m

No	Tek. Tanah. Dinamis	TEQ	Lengan	y	MEQ
1	$0.5.H''^2.W_s.\Delta K_{aG}$	18,346	$y=2/3H'$	0,900	16,511
2	$(H-H'')W_s.\Delta K_{aG}$	32,703	$y=H'/2$	0,675	22,075
	TEQ	51,049		MEQ	38,586

Beban Ultimit Back Wall Atas

K = faktor beban ultimit

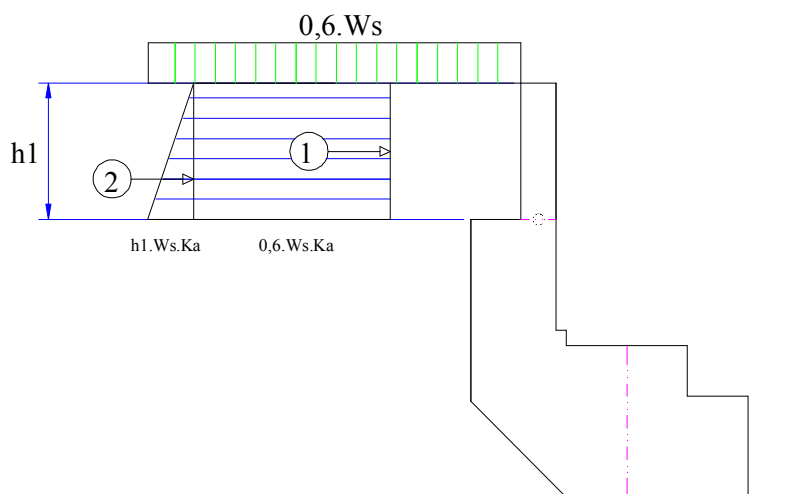
Gaya geser ultimit, $V_u = K \cdot T$

Momen ultimit, $M_u = K \cdot M$

No	Jenis beban	Fak. Beban	T	M	V_u	M_u
1	Tek. Tanah	1,250	343,836	326,958	429,795	408,697
2	B. Gempa statik ekuivalen	1,000	90,866	87,343	90,866	87,343
3	Tek. Tanah dinamis	1,000	51,049	38,586	51,049	38,586
					571,710	534,627

2) Back Wall Atas

a) Tekanan Tanah



Gambar 5. 60 Tekanan Tanah Back Wall Atas

$$\emptyset' = \tan^{-1}(K_{\emptyset}^R \cdot \tan \emptyset)$$

$$= 0,456 \quad \text{rad}$$

$$= 26,112 \quad ^{\circ}$$

$$0.6.Ws = 10,320 \quad \text{kN/m}^3$$

$$(45^{\circ} - \emptyset'/2) = 31,944 \quad ^{\circ}$$

$$= 0,558 \quad \text{rad}$$

$$K_a = \tan^2(45^{\circ} - \emptyset'/2)$$

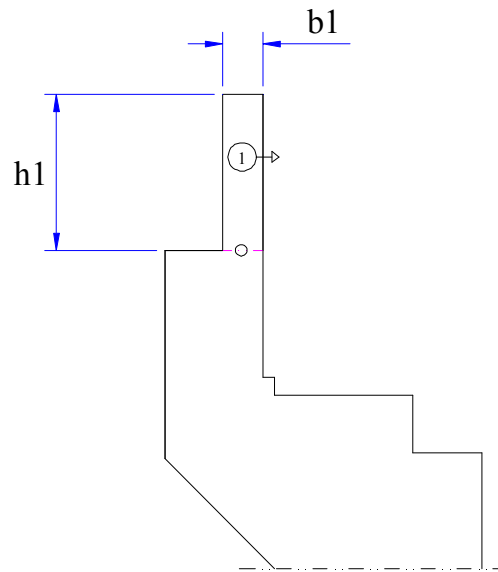
$$= 0,389$$

$$B_y = 11,500 \quad \text{m}$$

$$h_1 = 1,350 \quad \text{m}$$

No	Gaya akibat tekanan Tanah	T_{TA}	Lengan	y	M_{TA}
		(kN)	terhadap O	(m)	(kNm)
1	$0.6.Ws.K_a.h_1.B_y$	62,288	$H''/2$	0,675	42,045
2	$0.5.h_1^2.Ws.K_a.B_y$	70,074	$H''/3$	0,450	31,533
T_{TA}		132,363	M_{TA}		73,578

b) Beban Gempa Statik Ekivalen



Gambar 5. 61 Beban Gempa Statik Ekivalent Back Wall

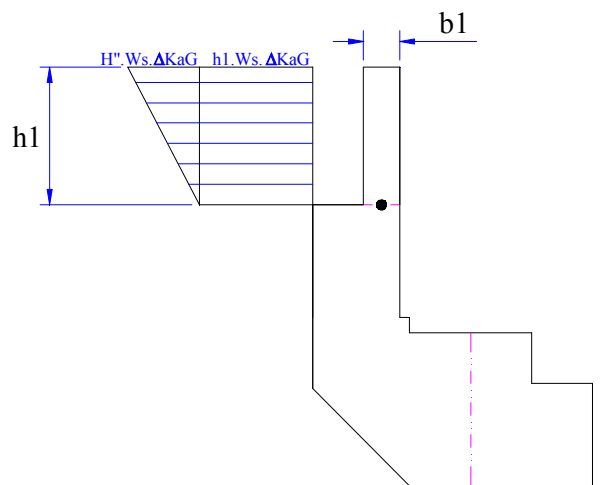
$$h1 = 1,350 \quad \text{m}$$

$$TEQ = Kh.I.Wt$$

$$= 0,225Wt$$

No	Berat	TEQ	Uraian lengan	Jarak	MEQ
	Wt(kN)	kN		y (m)	kNm
1	135,844	30,504	$y=h1/2$	0,675	20,590
	TEQ	30,504		MEQ	20,590

c) Beban Gempa Tekanan Tanah Dinamis



Gambar 5. 62 Beban Gempa Akibat Tekanan Tanah Dinamis

$$h_1 = 1,350 \quad \text{m}$$

$$W_s = 17,200 \quad \text{kN/m}^3$$

$$K_a G = 0,355$$

$$B_y = 11,500 \quad \text{m}$$

No	Tek. Tanah. Dinamis	TEQ	Lengan	y	MEQ
1	$0.5 \cdot h_1 \cdot W_s \cdot \Delta K_a G$	5,570	$y = 2/3 H'$	0,900	5,013
2	$(H - h_1) W_s \cdot \Delta K_a G$	39,428	$y = H'/2$	0,675	26,614
TEQ		44,998	MEQ		31,627

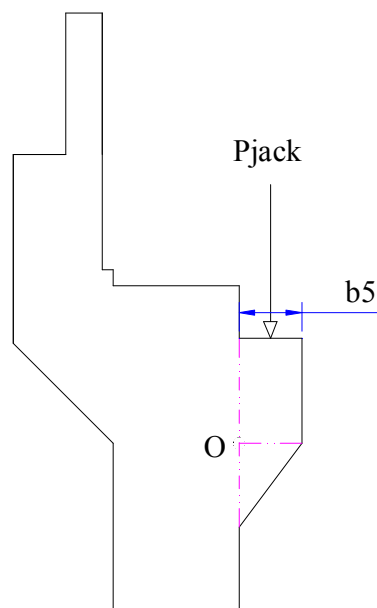
K = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit, $V_u = K \cdot T$

Momen ultimit, $M_u = K \cdot M$

No	Jenis beban	Fak. Beban	T	M	V_u	M_u
1	Tek. Tanah	1,25	132,36	73,58	165,45	91,97
2	B. Gempa statik ek	1,00	30,50	20,59	30,50	20,59
3	Tek. Tanah dinamis	1,00	45,00	31,63	45,00	31,63
					240,96	144,19

d. Corbel



Gambar 5. 63 Jacking Force Pada Corbel

Pada saat penggantian bearing pad (elastomeric), corbel direncanakan mampu menahan jacking force yang terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan, dan beban lalu-lintas.

Gaya geser pd Corbel, $P_{jack} = PMS + PMA + PTD$

$$\begin{aligned} \text{Eksentrisitas, } e &= b_5/2 \\ &= 0,300 \quad \text{m} \end{aligned}$$

No	Jenis beban	Fak. Beban	P	Vu	e	Mu
1	Berat sendiri	1,300	16446,428	21380,357	0,300	6414,107
2	B.Mati tambahan	2,000	703,920	1407,840	0,300	422,352
3	B.Lajur "D"	2,000	1298,125	2596,250	0,300	778,875
				25384,447		7615,334

e. Wing Wall

Ukuran wing wall :

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c = 5,700 \quad \text{m}$$

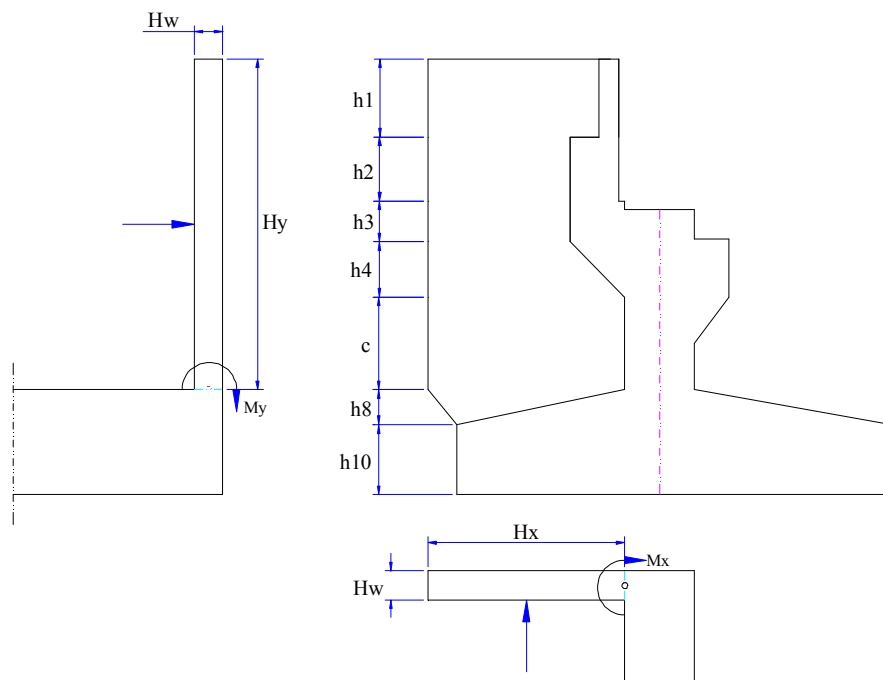
$$H_x = b_{10} + b_8 = 3,400 \quad \text{m}$$

$$H_w = 0,500 \text{m}$$

$$W'_c = 25,000 \quad \text{kN/m}^3$$

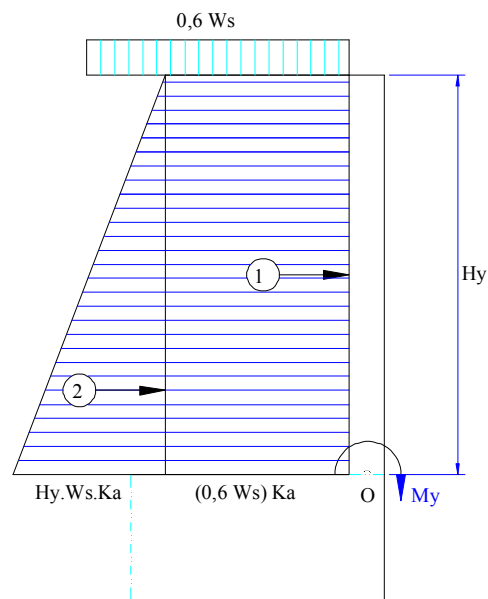
$$M_x = 1/2 \cdot \text{Mjepit arah x}$$

$$M_y = 1/2 \cdot \text{Mjepit arah y}$$



Gambar 5. 64 Momen Pada Wing Wall

1) Tekanan Tanah Wing Wall



Gambar 5. 65 Tekanan Tanah Pada Wing Wall

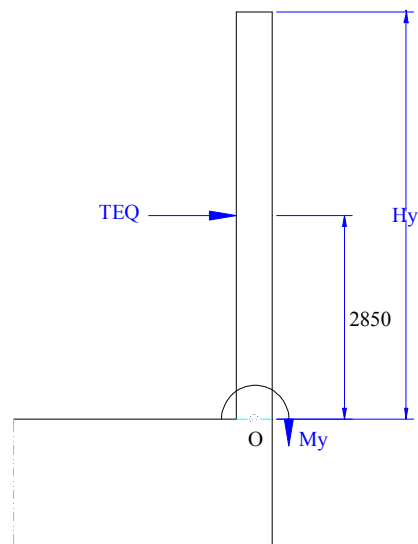
$$\begin{aligned}
 W_s &= 17,200 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \phi' &= \tan^{-1}(K_\phi^R * \tan \phi) \\
 &= 0,456 \quad \text{rad} \\
 &= 26,112 \quad ^\circ \\
 0.6.W_s &= 10,320 \quad \text{kN/m}^3 \\
 (45^\circ - \phi'/2) &= 31,944 \quad ^\circ \\
 &= 0,558 \quad \text{rad} \\
 K_a &= \tan^2(45^\circ - \phi'/2) \\
 &= 0,389 \\
 B_y &= 11,500 \quad \text{m} \\
 H_y &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c \\
 &= 5,700 \quad \text{m} \\
 H_x &= b_{10} + b_8 \\
 &= 3,400 \quad \text{m}
 \end{aligned}$$

No	Tek. Tanah	kN
1	$TTA = (0.6W_s)H_x.H_y.K_a$	77,755
2	$TTA = 0.5H_y^2.H_x.W_s.K_a$	369,337

Gaya geser dan momen pada wing wall, akibat tekanan tanah

No	TTA	Lengan	y	Lengan	x	My	Mx
1	77,755	$y=Hy/2$	2,850	$y=Hx/2$	1,700	221,602	132,184
2	369,337	$y=hy/3$	1,900	$y=Hx/2$	1,700	701,740	627,873
	447,092					923,343	760,057

2) Beban Gempa Statik Ekivalen Wing Wall



Gambar 5. 66 Beban Gempa Statik Ekivalent Wing Wall

$$K_{h.I} = 0,225$$

Berat wing wall, W_t

$$\begin{aligned} W_t &= H_x \cdot H_y \cdot h_w \cdot W_c \\ &= 242,250 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal gempa, TEQ

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= K_{h.I} \cdot W_t \\ &= 54,397 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

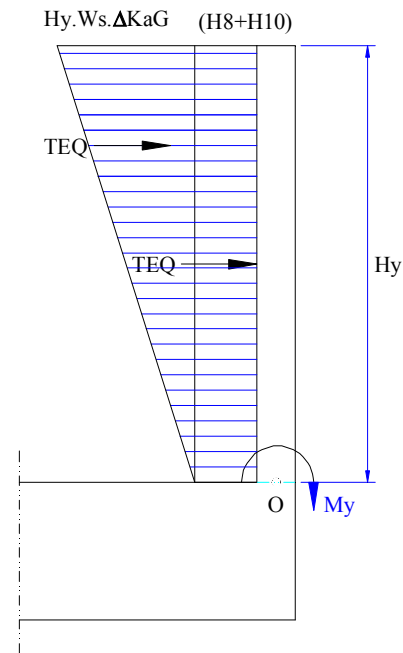
$$\begin{aligned} \text{Lengan } x &= H_x/2 \\ &= 1,700 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan } y &= H_y/2 \\ &= 2,850 \quad \text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_x &= TEQ \cdot x \\ &= 54,397 \cdot 1,7 \\ &= 92,475 \quad \text{kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_y &= T_{EQ} \cdot y \\
 &= 54,397 \cdot 2,850 \\
 &= 155,032 \quad \text{kNm}
 \end{aligned}$$

3) Tekanan Tanah Dinamis Wing Wall



Gambar 5. 67 Tekanan Tanah Pada Wing Wall

$$\begin{aligned}
 H_y &= h_1 + h_2 + h_3 + h_4 + c \\
 &= 5,700 \quad \text{m} \\
 H_x &= b_{10} + b_8 \\
 &= 3,400 \quad \text{m} \\
 (H_8 + H_{10}) &= 2,100 \quad \text{m} \\
 W_s &= 17,200 \quad \text{kN/m}^3 \\
 \Delta K_{aG} &= 0,355 \quad \text{kN/m}^3
 \end{aligned}$$

No	Tek. Tanah dinamis	T_{EQ}
1	$T_{EQ} = 0.5 H_y^2 \cdot H_x \cdot W_s \cdot \Delta K_{aG}$	337,628
2	$T_{EQ} = (h_8 + h_{10}) \cdot H_x \cdot W_s \cdot \Delta K_{aG}$	43,645

Gaya Geser dan Momen Pada Wing Wall Akibat Tekanan tanah dinamis

No	TEQ	Lengan	y	Lengan	x	My	Mx
1	337,628	$y=2/3Hy$	3,800	$y=Hx/2$	1,700	1282,987	573,968
2	43,645	$y=hy/2$	2,850	$y=Hx/2$	1,700	124,389	74,197
	381,274					1407,376	648,165

Beban Ultimate Pada Wing Wall

Gaya geser ultimit, $V_u = K \cdot T$ (kN)

Momen ultimit, $M_u = K \cdot M$ (kNm)

No	Jenis beban	T	My	Mx
1	Tekanan tanah	447,092	923,343	132,184
2	B.gempa ekivalen	54,397	155,032	92,475
3	Tek. Tanah dinamis	381,274	1407,376	648,165

No	Jenis beban	faktor	V_u	M_{uy}	M_{ux}
1	Tekanan tanah	1,250	558,865	1154,178	165,230
2	B.gempa ekivalen	1,000	54,397	155,032	92,475
3	Tek. Tanah dinamis	1,000	381,274	1407,376	648,165
			994,536	2716,587	905,870

5. Analisis Pondasi Abutmen

a. Data Pondasi

Material Pondasi

Mutu beton, = K-300

Kuat tekan beton, $f_c = 24,90$ Mpa

Diameter baja tulangan, $U = 39$ mm

Tegangan leleh baja, $f_y = 390$ Mpa

Modulus elastis beton, $E_c = 23452,95$ Mpa

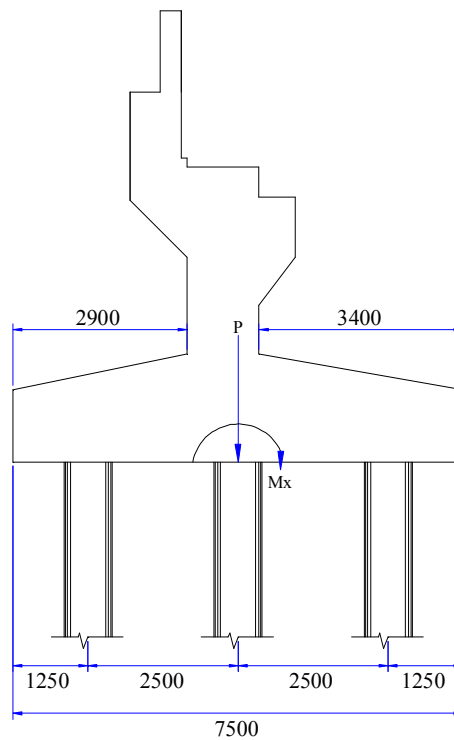
Berat beton bertulang, $W_c = 25,$ kN/m³

Kondisi End Bearing

berat volume tanah, $W_s = 17,2$ kN/m³

sudut gesek dalam, $\phi = 35,00$ °

kohesi tanah, $C = 5,00$ kPa



Gambar 5. 68 Pondasi Abutment

Data Pondasi

lebar arah x, $B_x = 7,50$ m

lebar arah y, $B_y = 11,50$ m

Tebal, $h_p = 1,50$ m

Tebal, $h_t = 2,10$ m

Depan, $L_1 = 3,40$ m

Belakang, $L_2 = 2,90$ m

Susunan Tiang Bor

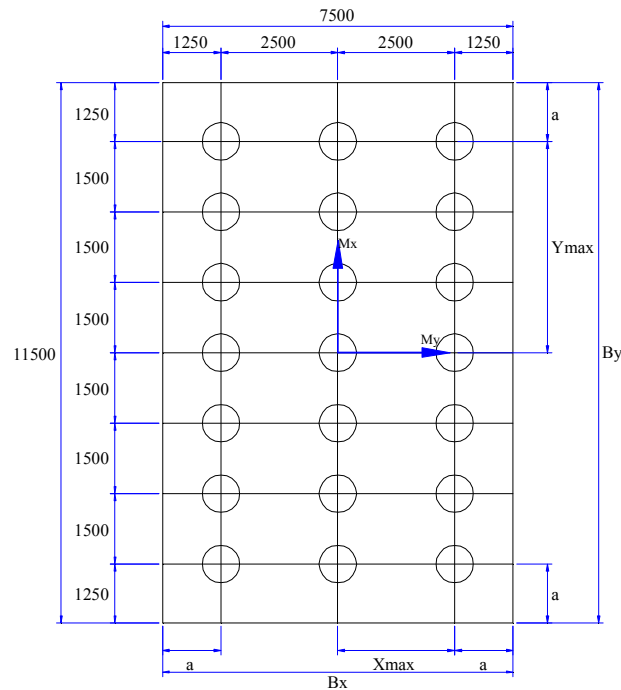
Diameter = 0,8 m

Panjang = 16 m

Jarak antar tiang bor arah, x = 2,50 m

Jarak antar tiang bor arah, y = 1,50 m

Jarak pusat tiang bor dengan sisi terluar *pile cap*, $a = 1$ m



Gambar 5. 69 Konfigurasi Tiang Bor

b. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang Bor

1) Berdasarkan Kekuatan Bahan

$$\text{kuat tekan beton, } f_c = 24,9 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{kuat tekan ijin beton, } f_c = 0,3 \cdot f_c \cdot 1000$$

$$= 0,3 \cdot 24,9 \cdot 1000$$

$$= 7470 \quad \text{kPa}$$

$$\text{luas tampang tiang bor, } A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,80^2$$

$$= 0,50 \quad \text{m}^2$$

$$\text{panjang tiang bor, } L = 16 \quad \text{m}$$

$$\text{Berat tiang bor, } w = A \cdot L \cdot w_c$$

$$= 0,5 \cdot 16 \cdot 25$$

$$= 188,50 \quad \text{kN}$$

$$\text{daya dukung ijin, } P_{ijin} = A \cdot f_c' - w$$

$$= 0,50 \cdot 7470,00 - 188,5$$

$$= 3566,34 \quad \text{kN}$$

2) Berdasarkan Kekuatan Tanah

a) Menurut Terzaghi dan Thomlinson

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma$$

$$\text{kohesi tanah, } C = 5,00 \text{ kPa}$$

$$\text{kedalaman tiang bor, } L = 16 \text{ m}$$

$$\text{jari-jari tiang bor, } R = 0,4 \text{ m}$$

$$SF = 3$$

$$N_c = (228 + 4,3 \cdot \square) / (40 - \square)$$

$$= (228 + 4,3 \cdot 35) / (40 - 35)$$

$$= 75,70 \text{ kN}$$

$$N_q = (40 + 5 \cdot \square) / (40 - \square)$$

$$= (40 + 5 \cdot 35) / (40 - 35)$$

$$= 43$$

$$N_\gamma = (6 \cdot \square) / (40 - \square)$$

$$= (6 \cdot 35) / (40 - 35)$$

$$= 42$$

$$q_{ult} = 1,3 \cdot C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot R \cdot N_\gamma$$

$$= 1,3 \cdot 5,00 \cdot 75,70 + 17,20 \cdot 16 \cdot 43 + 0,6 \cdot 0,4 \cdot 42$$

$$= 12499,03 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{ijin} = A \cdot q_{ult} / SF$$

$$= 0,5 \cdot 12499,03 / 3$$

$$= 2094,23 \text{ kN}$$

b) Menurut Meyerhoff

$$\text{Nilai SPT hasil pengujian, } N = 50,00 \text{ pukulan/30cm}$$

$$\text{Nilai SPT terkoreksi, } N' = 15 + \frac{1}{2} \cdot N$$

$$= 32,50 \text{ pukulan/30cm}$$

$$q_{ult} = 40 \cdot N'$$

$$= 1300,00 \text{ ton/m}^2$$

$$= 13000,00 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{luas tampang tiang bor, } A = 0,50 \text{ m}^2$$

$$\text{Angka aman, } SF = 3,00$$

$$\begin{aligned}
 \text{daya dukung ijin tiang bor, Pijin} &= A \cdot q_{ult}/SF \\
 &= 0,5 \cdot 13000/3 \\
 &= 2178,17 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

c) Menurut Bagement

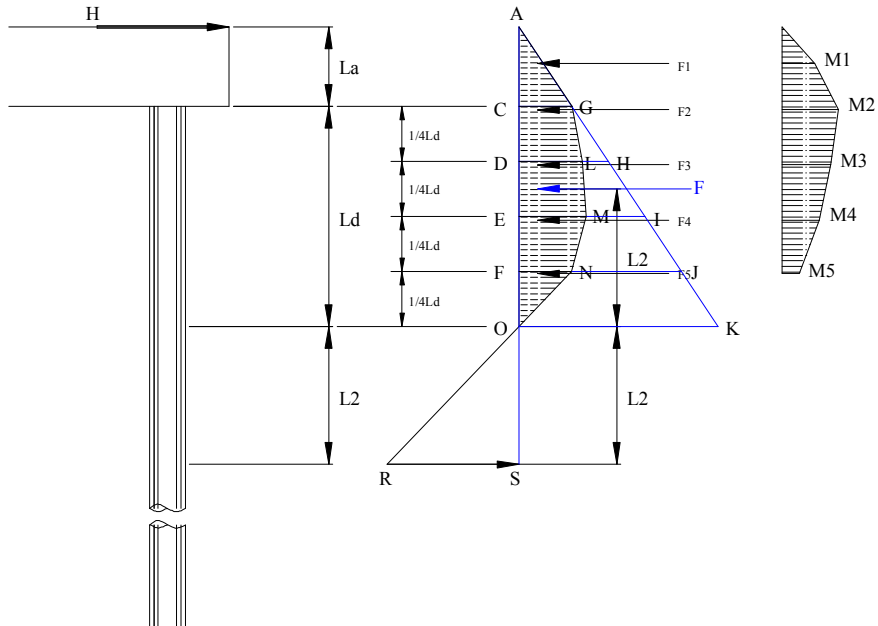
$$\begin{aligned}
 \text{nilai conus rata-rata, } q_c &= 120,00 \quad \text{kg/cm}^2 \\
 &= 12000,00 \quad \text{kN/m}^2 \\
 \text{nilai hambatan lekat rata-rata, } q_f &= 0,18 \quad \text{kg/cm}^2 \\
 &= 18,00 \quad \text{kN/m}^2 \\
 \text{luas tampang tiang bor, } A &= 0,5 \quad \text{m}^2 \\
 \text{keliling tiang bor,} &= \pi \cdot 0,8 \\
 &= 2,51 \quad \text{m} \\
 \text{panjang tiang bor, } L &= 15,00 \quad \text{m} \\
 \text{Pijin} &= A \cdot q_c / 3 + K \cdot L \cdot q_f / 5 \\
 &= 0,5 \cdot 12000/3 + 2,51 \cdot 16 \cdot 18/5 \\
 &= 2155,38 \quad \text{kN}
 \end{aligned}$$

Daya Dukung Aksial	Value	satuan
Daya dukung ijin berdasarkan kekuatan bahan	3553,77	kN
Daya dukung ijin menurut Terzaghi dan Thomlinson (uji lab)	2094,23	kN
Daya dukung ijin menurut Meyerhoff (uji SPT)	2178,17	kN
Daya dukung ijin menurut Bagement	2155,38	kN
Dipakai daya dukung aksial terkecil, Pijin	2094,23	kN

c. Daya Dukung Ijin Lateral Tiang Bor

$$\begin{aligned}
 \text{kedalaman ujung tiang, } L_a = h_p &= 1,50 \quad \text{m} \\
 \text{sudut gesek dalam, } \phi &= 35,00 \quad \square \\
 \text{panjang tiang bor, } L &= 16,00 \quad \text{m} \\
 \text{panjang jepitan tiang bor, } L_d &= 1/3 \cdot L \\
 &= 5,33 \quad \text{m} \\
 B_y &= 11,50 \quad \text{m} \\
 \text{berat volume tanah, } w_s &= 17,20 \quad \text{m} \\
 \text{koefisien tekanan tanah pasif, } K_p &= \tan^2(45^\circ + \phi/2) \\
 &= 3,69
 \end{aligned}$$

jumlah baris tiang, ny = 7,00 baris
 jumlah tiang per baris, nx = 3,00 baris



Bagian	Kedalaman	H	Fi	Bagian	P
OK	La+Ld	6,83	433,72	O	0,00
FJ	La+3/4Ld	5,50	349,09	FN=1/4FJ	87,27
EI	La+1/2Ld	4,17	264,46	EM=1/2EI	132,23
DH	La+1/4Ld	2,83	179,83	DL=1/4DH	134,88
CG	La	1,50	95,21	CG	95,21

KODE	P1	P2	Panjang Bagian		F	Lengan Thd O	Momen
F1	0,00	87,27	La	1,50	916,36	5,83	5345,45
F2	87,27	132,23	1/4LD	1,33	2048,70	4,67	9560,61
F3	132,23	134,88	1/4LD	1,33	2493,00	3,33	8309,99
F4	134,88	95,21	1/4LD	1,33	2147,43	2,00	4294,87
F5	95,21	0,00	1/4LD	1,33	888,59	0,89	789,86
				ΣF	8494,09	ΣM	28300,78

$$L2 = \frac{\Sigma M}{\Sigma F}$$

$$= \frac{28300,78}{8494,09}$$

$$= 3,33 \quad \text{m}$$

Jumlah momen di titik S maka gaya lateral H adalah :

$$\Sigma M_s = 0$$

$$F.(2.L_2) = H(L_2 + L_d + L_a)$$

$$\begin{aligned} H &= F.(2.L_2) / (L_2 + L_d + L_a) \\ &= 8494,09 (2.3,33) / (3,33 + 5,33 + 1,50) \\ &= 5568,19 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{gaya lateral 1 tiang bor, } h &= H / (n_x \cdot n_y) \\ &= 5568,19 / (7.3) \\ &= 265,15 \quad \text{kN, angka aman SF} = 1,20 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} h \text{ ijin} &= h / \text{SF} \\ &= 265,15 / 1,2 \\ &= 220,96 \quad \text{kN} \end{aligned}$$

d. Gaya Yang Bekerja pada Tiang Bor

1) Momen Pada Tiang Bor Akibat Gaya Lateral Dengan Rumus Empirik

$$\text{beban maksimum pada bore pile, } P_{ijin} = 2094,23 \quad \text{kN}$$

kedalaman tiang bored pile, Z

$$\begin{aligned} Z &= L + L_a \\ &= 16000 + 1,5 \\ &= 17500 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

diameter bore pile, D = 800 mm

$$\text{kuat tekan beton, } f_c' = 24,90 \quad \text{Mpa}$$

$$\text{modulus elastisitas beton, } E_c = 23452,95 \quad \text{Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{inersia penampang bored pile, } I_c &= \pi / 64 \cdot D^4 \\ &= \pi / 64 \cdot 800^4 \\ &= 20106192982,97 \quad \text{mm}^4 \end{aligned}$$

untuk kondisi tanah berpasir, kl = 550,00

$$\begin{aligned} K &= kl \cdot (Z/D) \\ &= 550(17500/800) \\ &= 12031,25 \quad \text{Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\lambda &= 40 \sqrt{(D.K/(4.E_c.I_c))} \\ &= 40 \sqrt{(800.12031,25/(4.23452,95.20106192982,97))} \\ &= 0,0029\end{aligned}$$

eksentrisitas, e

$$\begin{aligned}e &= 0,322/\lambda \\ &= 0,322/0,0029 \\ &= 0,113 \quad \text{m}\end{aligned}$$

momen maksimum pada tiang bore, M

$$\begin{aligned}M &= P_{ijin}.e \\ &= 1970,31.0,113 \\ &= 236,00 \quad \text{kNm}\end{aligned}$$

2) Gaya Aksial Pada Tiang Bor

x _{max}	2,50			y _{max}	4,50		
x ₁	2,50	x ₁ ²	100,00	y ₁	4,50	y ₁ ²	324,00
x ₂	0,00	x ₂ ²	0,00	y ₂	3,00	y ₂ ²	144,00
x ₃		x ₃ ²	0,00	y ₃	1,50	y ₃ ²	36,00
x ₄		x ₄ ²	0,00	y ₄	0,00	y ₄ ²	0,00
Σx	5,00	Σx ²	100,00	Σy	13,50	Σy ²	504,00

e. Kontrol Daya Dukung Ijin Tiang Bor

1) Gaya Aksial Pada Tiang Bor

a) Tinjauan Kombinasi Beban Arah X

Gaya maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor

$$P_{max} = P/n + M_x.X_{max}/\Sigma x^2$$

$$P_{min} = P/n - M_x.X_{max}/\Sigma x^2$$

Kombinasi	P	M _x	P/n	P _{max}	P _{min}	pijin	CEK
KOMBINASI 1	25469,12	129,56	1212,82	1216,05	1209,58	2094,23	OK
KOMBINASI 2	25794,07	7200,08	1228,29	1408,29	1048,29	2617,79	OK
KOMBINASI 3	25469,12	7148,13	1212,82	1391,52	1034,11	2931,92	OK
KOMBINASI 4	25878,74	27,15	1232,32	1233,00	1231,64	3141,35	OK

b) Tinjauan Kombinasi Beban Arah Y

Gaya maksimum dan minimum yang diterima satu tiang bor

$$P_{\max} = P/n + M_y \cdot Y_{\max} / \Sigma y^2$$

$$P_{\min} = P/n - M_y \cdot Y_{\max} / \Sigma y^2$$

Kombinasi	P	M_y	P/n	P_{\max}	P_{\min}	pijin	CEK
KOMBINASI 1	25469,12	1628,08	1212,82	1227,35	1198,28	2094,23	OK
KOMBINASI 2	25794,07	0,00	1228,29	1228,29	1228,29	2617,79	OK
KOMBINASI 3	25469,12	1628,08	1212,82	1227,35	1198,28	2931,92	OK
KOMBINASI 4	25878,74	1628,08	1232,32	1246,86	1217,78	3141,35	OK

2) Gaya Lateral Pada tiang Bor

Kombinasi	T_x	T_y	h_x	h_y	h_{\max}	hijin	CEKING
KOMBINASI 1	3905,45	231,53	185,97	11,03	185,97	220,96	OK
KOMBINASI 2	5369,32	0,00	255,68	0,00	255,68	276,20	OK
KOMBINASI 3	5337,82	231,53	254,18	11,03	254,18	309,34	OK
KOMBINASI 4	3905,45	231,53	185,97	11,03	185,97	331,44	OK

6. Pembesian Bored Pile

a. Tulangan Longitudinal Tekan Lentur

kuat tekan beton, f_c' = 24900 kPa

gaya aksial maksimum tiang bor, $P_{\max}=P_{\text{pijin}}$ = 1970,31 kN

momen maksimum pada tiang bor, M_{\max} = 222,04 kNm

faktor beban ultimit, K = 1,5

gaya aksial ultimit, ϕP_n

$$\begin{aligned} \phi P_n &= K \cdot P_{\max} \\ &= 1,5 \cdot 1970,31 \\ &= 2955,466 \text{ kN} \end{aligned}$$

momen ultimit, ϕM_n

$$\begin{aligned} \phi M_n &= K \cdot M_{\max} \\ &= 1,5 \cdot 222,04 \\ &= 333,054 \text{ kNm} \end{aligned}$$

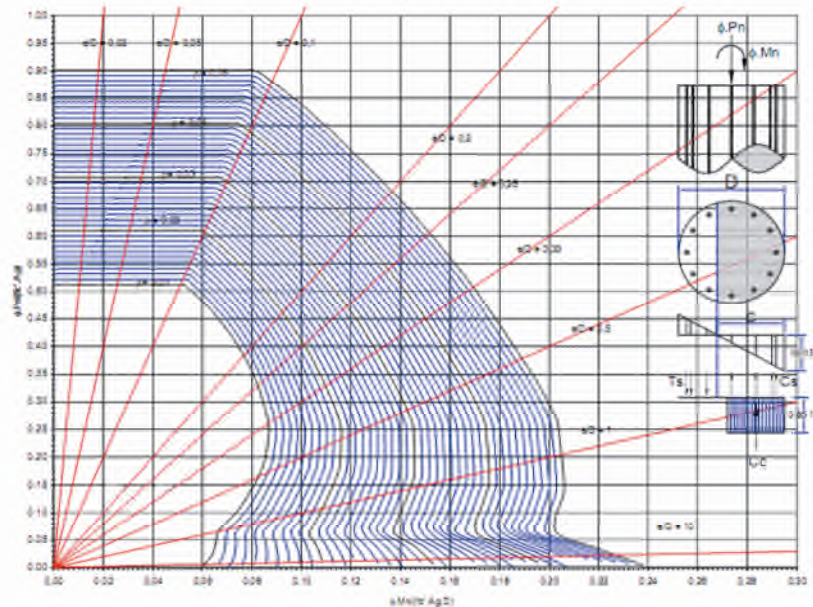
diameter bore pile, D = 0,8 m

luas penampang bore pile, A_g = 0,503 m²

$$\begin{aligned} \phi P_n / (f_c' \cdot A_g) &= 2955,466 / (24900 \cdot 0,503) \\ &= 0,236 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\phi M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot D) &= 333,054 / (24900 \cdot 0,503) \\ &= 0,033\end{aligned}$$

Plot nilai $\phi P_n / (f_c' \cdot A_g)$ dan $\phi M_n / (f_c' \cdot A_g \cdot D)$ pada diagram interaksi kolom di bawah.



Didapatkan nilai $\rho = 0,8 \%$

luas tulangan yg diperlukan, A_s

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \cdot A_g \\ &= 0,8\% \cdot 0,503 \\ &= 4021,239 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

pake diameter, $D_s = 19 \text{ mm}$

luas 1D, $A_{s1} = 283,529 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan yg diperlukan, n

$$\begin{aligned}n &= A_s / A_{s1} \\ &= 4021,239 / 283,529 \\ &= 14,183 \text{ btg}\end{aligned}$$

pakai jumlah tulangan, $n_{\text{pakai}} = 15 \text{ btg}$

b. Tulangan Geser

panjang bor pile, $L = 16000,00 \text{ mm}$

diameter bor pile, $D = 800,00 \text{ mm}$

luas tulangan longitudinal bor pile, $A_s = 4021,24 \text{ mm}^2$

kuat tekan beton, f_c'	= 24,90	Mpa
tegangan leleh baja, f_y	= 390	Mpa
gaya aksial ultimit, P_u	= 3,0E+06	N
momen ultimit, M_u	= 3,5E+08	Nmm
gaya lateral ijin, h ijin	= 220960,12	N
faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	= 0.60	
gaya geser ultimit akibat momen, V_u	= M_u/L	
	= 3,5E+08/16000	
	= 22125,10	N
gaya geser ultimit akibat gaya lateral, $V_u = K \cdot h_{ijin}$		
	= 1,5 . 220960,12	
	= 331440,18	N
ambil gaya geser ultimit rencana, V_u	= 331440,18	N
jarak tulangan thd sisi luar beton, d'	= 100,00	mm
luas tampang penampang tiang bor, A_g	= 502654,82	mm ²
tebal efektif, $d = h - d'$		
	= 800 – 100	
	= 700	mm
V_{cmax}	= 0,2 . $f_c' \cdot D \cdot d$	
	= 0,2 . 24,90/1000 . 800 . 700	
	= 278800	N
ϕV_{cmax}	= 0,6 . 278800	
	= 1673280,00	N
β_1	= 1,4 - $d/2000$	
β_2	= 1 + $P_u / (14 \cdot f_c' \cdot A_g)$	
β	= 1	
V_{uc}	= $\beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot D \cdot d \cdot K [A_s \cdot f_c' / (D \cdot d)]$	
	= 185975,06	N
V_c	= $V_{uc} + 0,6 \cdot D \cdot d$	
	= 521975,06	N

$$\square V_c = 313185,03 \text{ N}$$

$$\square V_c > V_u, \text{ hanya perlu tul geser minimum}$$

Geser pada beton sepenuhnya dipikul tulangan geser, sehingga

$$V_s = V_u$$

$$= 331440,18 \text{ N}$$

luas tulangan geser sengkang, A_{sv}

$$A_{sv} = n \cdot \pi / 4 \cdot D^2$$

$$= 2 \cdot \pi / 4 \cdot 13^2$$

$$= 265,46 \text{ mm}^2$$

jarak tulangan yang dibutuhkan,

$$S = A_{sv} \cdot f_y \cdot d / V_s$$

$$= 265,46 \cdot 300 \cdot 608,98 / 331440,18$$

$$= 218 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang 2D13 - 200

7. Pembesian Pilecap

a. Gaya Aksial Ultimit Tiang Bor

1) Tinjauan Beban Arah X

Jumlah tiang, $n = 21$

$$\Sigma X^2 = 100$$

Gaya aksial ultimit yang diderita satu tiang bor :

$$P_{u_{\max}} = P_u / n + M_{ux} \cdot X_{\max} / \square X^2$$

$$P_{u_{\min}} = P_u / n - M_{ux} \cdot X_{\max} / \square X^2$$

No	Kombinasi	Pu	Mux	PuMax	PuMin
1	Kombinasi 1	25469,1	129,6	1216,1	1209,6
2	Kombinasi 2	25794,1	7200,1	1408,3	1048,3
3	Kombinasi 3	25469,1	7148,1	1391,5	1034,1
4	Kombinasi 4	25878,7	27,2	1233,0	1231,6
5	Kombinasi 5	22788,2	27904,3	1782,8	387,5

2) Tinjauan Beban Arah Y

Jumlah tiang, $n = 21$

$$\Sigma Y^2 = 504,00$$

Gaya aksial ultimit yang diterima satu tiang bor :

$$P_{u_{max}} = P_u / n + M_{uy} \cdot Y_{max} / \square Y^2$$

$$P_{u_{min}} = P_u / n - M_{uy} \cdot Y_{max} / \square Y^2$$

No	Kombinasi	Pu	Muy	PuMax	PuMin
1	Kombinasi 1	25469,1	1628,1	1227,4	1198,3
2	Kombinasi 2	25794,1	0,0	1228,3	1228,3
3	Kombinasi 3	25469,1	1628,1	1227,4	1198,3
4	Kombinasi 4	25878,7	1628,1	1246,9	1217,8
5	Kombinasi 5	22788,2	19863,3	1262,5	907,8

Gaya aksial Ultimit tiang bor diambil, $P_{u_{max}} = 1782,8$ kN

b. Momen dan Gaya Geser Ultimit Pilecap Akibat Berat sendiri

Kode	Parameter			Volume	Berat Jenis	Berat	Lengan	Momen
	b	h	By	m ³	kN/m ³	kN	m	kNm
w1	3,4	1,50	11,5	58,65	25	1466,25	1,70	2492,625
w2	3,4	0,60	11,5	11,73	25	293,25	1,13	332,35
					Vs	1759,5	Ms	2824,975

faktor beban ultimit, K = 1,3

Momen ultimit akibat berat pilecap, $M_{us} = K \cdot Ms$

$$= 1,3 \cdot 2824,975$$

$$= 3672,47 \text{ kNm}$$

Gaya geser ultimit akibat berat pilecap $V_{us} = K \cdot Vs$

$$= 1,3 \cdot 1759,5$$

$$= 2287,35 \text{ kN}$$

Tebal breast wall, Bd = 1,2 m

Jumlah baris tiang bor, ny = 7 baris

No	xi	xi-Bd/2	Pumax	Vp= ny.Pumaks	Mp=(xi-Bd/2).Pumaks.ny
1	2,50	1,9	1782,8	12479,32	23710,71
2	0,00	0	0	0	0
				12479,32	23710,71

Momen dan Gaya Geser Ultimit Rencana Pilecap

Momen Max akibat reaksi tiang bor, $M_p = 23710,71$ kNm

Momen ultimit rencana pilecap, Mur	= Mp-Ms	
	= 20038,24	kNm
Untuk Lebar Pilecap, By	= 11,5	m
Momen Ultimit Per meter lebar, Mu	= Mur/By	
	= 1742,46	kNm
Gaya geser akibat reaksi tiang bor, Vp	= 12479,32	kN
Gaya geser rencana pilecap, Vur	= Vp-Vs	
	= 10719,82	kN
Gaya geser Ultimit per meter lebar, Vu	= Vur/By	
	= 932,16	kN

c. Tulangan Lentur Pilecap

Mu	= 1742,46	kN-m
Mutu Beton	= K-300	
Mutu Baja	= U-39	
Tegangan Desak Beton, fc'	= 24,9	MPa
Tegangan Leleh Baja, fy	= 390	MPa
Tebal pilecap, h=ht	=2100	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d'	= 100,0000	mm
Modulus elastis beton, Ec	= 23452,95	MPa
Modulus elastis baja, Es	= 200000,00	MPa

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton, } \beta_1 = 0,8500$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot (f_c' / f_y) \cdot 600 / (600 + f_y) \\ &= 0,85 \cdot 0,85 \cdot (24,9/390) \cdot 600 / (600 + 390) \\ &= 0,0280 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f_c')] \\ &= 0,75 \cdot 0,028 \cdot 390 \cdot [1 - 1/2 \cdot 0,75 \cdot 0,028 \cdot 390 / (0,85 \cdot 24,9)] \\ &= 6,5977 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,8$$

$$\text{Tebal efektif slab beton, } d = h - d$$

$$= 2100-100$$

$$= 2000 \quad \text{mm}$$

Ditinjau slab beton selebar 1 m, $b = 1000 \quad \text{mm}$

Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi$

$$= 1742,46 / 0,8$$

$$= 2178,07 \quad \text{kN-m}$$

Faktor tahanan momen, R_n

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{2178,07}{1000 \cdot 2000^2}$$

$$= 0,55 \quad \text{MPa}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\rho = 0,85 \cdot f_c' / f_y \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f_c')]}]$$

$$= 0,85 \cdot 24,9 / 390 \cdot [1 - \sqrt{1 - [2 \cdot 0,55 / (0,85 \cdot 24,9)]}]$$

$$= 0,0014$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% (1,4 / f_y)$$

$$= 25\% (1,4 / 390)$$

$$= 0,0009$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{pakai}} = 0,0014$

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho_{\text{pakai}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0014 \cdot 1000 \cdot 2000$$

$$= 2829,2722 \quad \text{mm}^2$$

Coba tulangan dg diameter, $D = 25 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1D} = 490,6250 \quad \text{mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = A_{s1D} \cdot b / A_s$$

$$= 490,6250 \cdot 1000 / 2829,2722$$

$$= 173,4103 \quad \text{mm}$$

Pakai Tulangan – Jarak D 25-150 mm

Luas tulangan ada A_s ada

$$\begin{aligned}
 A_{s\text{ada}} &= A_s 1D \cdot (b/s) \\
 &= 490,6250(1000/150) \\
 &= 3270,8333 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut, A_s' diambil 30% A_s

$$A_s' = 981,2500 \text{ mm}^2$$

$$\text{Pakai tulangan dengan diameter, } D = 16 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan, } A_s 1D = 200,9600 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned}
 s &= A_s 1D \cdot b / A_s' \\
 &= 200,9600 \cdot 1000 / 981,2500 \\
 &= 204,8 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Pakai Tulangan – Jarak D13} \quad -200$$

d. Tulangan Geser Pilecap

$$\text{Gaya geser ultimit, } V_u = 932158,25 \text{ N}$$

$$\text{faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$\text{kapasitas geser ultimit, } V_{uc\text{ max}} = 2993993,99 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6 \cdot (\sqrt{f_c'}) \cdot b \cdot d \\
 &= 1663329,99 \text{ N}
 \end{aligned}$$

gaya geser yang ditahan oleh beton, ϕV_c

$$\phi V_c = 997997,996 \text{ N}$$

$\phi V_c > V_u$ sehingga hanya diperlukan tulangan geser minimum

Geser pada beton sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser, sehingga :

$$V_s = V_u = 932158,25 \text{ N}$$

$$\text{gunakan sengkang, } D = 13 \text{ mm}$$

$$\text{Ambil jarak } y, S_y = 300 \text{ mm}$$

luas tulangan geser, A_{sv}

$$A_{sv} = 442,44 \text{ mm}^2$$

jarak tulangan yang dibutuhkan, S_x

$$\begin{aligned}
 S_x &= A_{sv} \cdot b / S_y \\
 &= 442,44 \cdot 1000 / 300 \\
 &= 370,22 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

pakai tulangan D13-300-300

8. Pembesian Abutmen

a. Breast Wall

1) Tulangan Lentur

Mutu beton	= K-300	
Mutu baja	= U-39	MPa
Kuat tekan beton	= 24,9	Mpa
Lebar breast wall, B_y	= 11,5	m
Tebal breast wall, b_7	= 1,2	m
Ditinjau Breast Wall selebar, b	= 1	m
Luas Penampang ditinjau, A_g	= 1200000	mm ²

Gaya aksial ultimate pada pier (P_u)

$$\phi P_n = P_u$$

$$\alpha = \phi P_n / (f'c \cdot A_g)$$

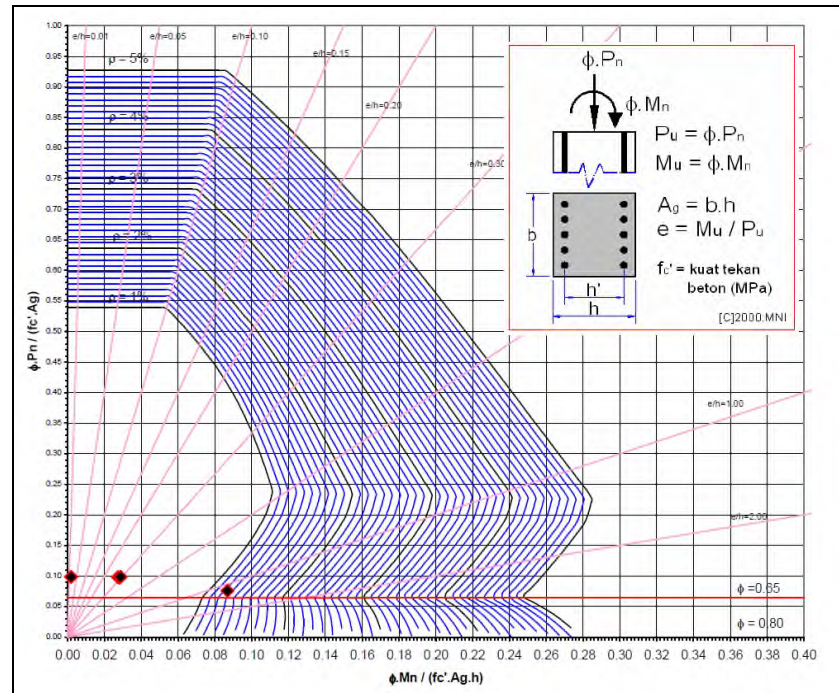
Momen ultimate pada pier (M_u)

$$\phi M_n = M_u$$

$$\beta = \phi M_n / (f'c \cdot A_g \cdot h)$$

Kombinasi Beban Ultimate	Hasil analisis beban		Untuk Lebar 1m		α	β
	P_u kN	M_u kNm	P_u kN	M_u kNm		
Kombinasi-1	16272,00	7958,19	1414,96	692,02	0,05	0,02
Kombinasi-2	18004,80	15131,11	1565,63	1315,75	0,05	0,04
Kombinasi-3	16272,00	14976,76	1414,96	1302,33	0,05	0,04
Kombinasi-4	19687,50	7958,19	1711,96	692,02	0,06	0,02
Kombinasi-5	13591,08	15704,83	1181,83	1365,64	0,04	0,04

Nilai α dan β di plot pada diagram interaksi di bawah



Diperoleh :

$$\begin{aligned} \text{Rasio tulangan yang diperlukan, } \rho &= 1\% \\ \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \cdot A_g \\ &= 1\% \cdot 1200000 \\ &= 12000 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gunakan tulangan diameter, } D &= 25 \\ \text{Luas 1 tulangan } A_{1D} &= 0,25 \pi d^2 \\ &= 0,25 \pi (25^2) \\ &= 490,87 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan tekan = luas tulangan tarik

$$A_s \text{ tekan} = A_s \text{ tarik} = \frac{1}{2} A_s = 6000 \quad \text{mm}^2$$

Jarak Tulangan, s

$$s = \frac{A_{1D} \times b}{1/2 \cdot A_s}$$

$$= \frac{490,87 \times 1000}{6000}$$

$$= 81,81 \quad \text{mm}$$

Digunakan :	jumlah lapis	diameter tulangan	jarak	r (%)
Jumlah tul. Tarik	2	25	150	0,545415
Jumlah tul. Tekan	2	25	150	0,545415
				1,090831

2) Tulangan Geser

Gaya aksial ultimit rencana, P_u = 1181,83 kN

Momen ultimit rencana, M_u = 1365,64 kNm

Mutu Beton : K - 300, f_c = 24,9 MPa

Mutu Baja : U - 39, f_y = 390 MPa

Ditinjau Breast Wall selebar, b = 1000 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6

Tinggi kolom Pier, L = 4000 mm

Tebal kolom Pier, h = 1200 mm

Jarak tul terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm

Luas tulangan longitudinal kolom Pier, A_s

$$A_s = \rho \cdot A_g$$

$$= 1,09\% \cdot 1200000$$

$$= 13089,97 \quad \text{mm}^2$$

Gaya geser ultimit akibat momen, V_u

$$V_u = M_u/L$$

$$= 1365,64 \cdot 10^6 / 4000$$

$$= 341409,31 \quad \text{N}$$

Tebal efektif slab beton, d

$$d = 1200 - 100$$

$$= 1100 \quad \text{mm}$$

$$V_{c_{\max}} = 0,2 \cdot f_c \cdot b \cdot d$$

$$= 0,2(24,9)(1000)(1100)$$

$$= 5478000 \quad \text{N}$$

$$\phi V_{c_{\max}} = 0,6(5478000)$$

$$\begin{aligned}
 &= 3286800 \quad \text{N} \quad \square V_c \text{ max} > V_u \rightarrow \text{OK} \\
 \beta_1 &= 1,4 - d/2000 \\
 &= 1,4 - (1100/2000) \\
 &= 0,85 \\
 \beta_2 &= 1 + (P_u/14 \cdot f_c \cdot b \cdot h) \\
 &= 1 + (2774458,241/(14(24,9)(1000)(1100))) \\
 &= 1,000003 \\
 \beta_3 &= 1 \\
 V_{uc} &= \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \beta_3 \cdot b \cdot d \cdot [A_s \cdot f_c' / (b \cdot d)]^{1/3} \\
 &= (0,85)(1,000003)(1)(1000)(1100) \\
 &\quad [(13089,97)(24,9)/((1000)(1100))]^{1/3} \\
 &= 508962,15 \quad \text{N} \\
 V_c &= V_{uc} + 0,6 \cdot b \cdot d \\
 &= 508962,15 + (0,6)(1000)(1100) \\
 &= 1168962,15 \quad \text{N} \\
 \square V_c &= 0,6(1168962,15) \\
 &= 701377,29 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Cek, $\square V_c > V_u$, maka yang diperlukan hanya tulangan geser minimum digunakan $V_s = V_u / \square = 569015,51 \quad \text{N}$

Untuk tulangan geser digunakan besi tulangan, $D = 13$
 ambil jarak arah Y $= 300 \quad \text{mm}$

luas tulangan geser, A_v

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{0,25 \pi D^2 b}{S_y} \\
 &= \frac{0,25 \pi (13^2)(1000)}{300} \\
 &= 442,44 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x) S_x

$$S_x = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s}$$

$$= \frac{(442,44)(390)(1100)}{569015,51}$$

$$= 333,57 \quad \text{mm}$$

Digunakan sengkang D13 $S_x = 300$ $S_y = 300$

b. Back Wall

1) Back Wall Bawah

Mutu beton	= K-300	
Mutu baja	= U – 39	MPa
Kuat Tekan Beton	= 24,9	Mpa
Dimensi Back Wall Bawah		
Lebar Back Wall, B_y	= 11,5	m
Tebal Back Wall, $h = b_2$	= 0,85	m
Momen Ultimate, M_u	= 571,71	kNm
Gaya Geser Ultimate, V_u	= 534,63	kN
ditinjau selebar b	= 1	m
maka :		
Momen Ultimate Renacana, M_{ur}	= 49,71	kNm
Gaya Geser Ultimate Rencana, V_{ur}	= 46,49	kN

a) Tulangan Lentur

M_u	= 49,71	kNm
Tebal beton	= 850	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d'	= 50	mm
Modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	MPa
Modulus elastis baja, E_s	= 200000	MPa
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85	

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= (0,85)(0,85) \frac{24,9}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,127$$

$$\begin{aligned}
 R_{\max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \rho_b \cdot f_y}{0,85 f'c} \right] \\
 &= 0,75(0,127)(390) \left[1 - \frac{1/2(0,75)(127)(390)}{0,85(24,9)} \right] \\
 &= 4,596
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ	= 0,8
Tebal efektif slab beton, d	= 850 – 50
	= 800 mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m, b	= 1000 mm
Momen nominal rencana, Mn	= Mu/ ϕ
	= 49,71/ 0,8
	= 62,14 kNm

Faktor tahanan momen, Rn

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{62,14 \times 10^6}{(1000)(800^2)} \\
 &= 0,097 \quad \text{MPa}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 f'c}{f_y \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2R_n}{0,85 f'c} \right]} \right]} \\
 &= \frac{0,85(24,9)}{390 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2(0,097)}{0,85(24,9)} \right]} \right]} \\
 &= 0,00025
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 25\% \cdot \frac{1,4}{390}$$

$$= 0,0009$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0009

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0009 (1000)(800)$$

$$= 762,82 \quad \text{mm}^2$$

Dipakai tulangan dengan diameter, $D = 16 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1D} = 201,06 \quad \text{mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1D} \times b}{A_s}$$

$$= \frac{201,06 \times 1000}{762,82}$$

$$= 263,58 \quad \text{mm}$$

Pakai Tulangan D16 Jarak 250

Luas tulangan ada, $A_{s \text{ ada}}$

$$A_{s \text{ ada}} = \frac{A_{s1D} \times b}{s}$$

$$= \frac{201,06 \times 1000}{250}$$

$$= 804,25 \quad \text{mm}^2$$

Luas tulangan susut, $A_{s'}$ diambil 50% A_s

$$A_{s'} = 50\% A_s$$

$$= 50\%(804,25)$$

$$= 402,125 \quad \text{mm}^2$$

Pakai tulangan dengan diameter, $D = 13 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1D} = 132,37 \quad \text{mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1D} \times b}{A_{s'}}$$

$$= \frac{132,37 \times 1000}{402,125}$$

$$= 330 \text{ mm}$$

Pakai Tulangan D13 – Jarak 300

b) Tulangan Geser

Gaya aksial ultimit , V_u	= 46489,29	N
Tebal efektif beton, d	= 800	mm
Ditinjau Back Wall selebar, b	= 1000	mm
Faktor reduksi geser, ϕ	= 0,6	

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} . b . h$$

$$= 1/6 \sqrt{24,9} (1000)(800)$$

$$= 665331,99 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6(665331,99)$$

$$= 399199,19 \text{ N}$$

Cek, $\phi V_c \text{ max} > V_u \rightarrow$ tidak memerlukan tulangan geser

2) Back Wall Atas

Mutu beton	= K-300	
Mutu baja	= U – 39	
Kuat Tekan Beton	= 24,9 Mpa	
Dimensi Back Wall Atas :		
Lebar Back Wall, B_y	= 11,5	m
Tebal Back Wall, $h = b_1$	= 0,35	m
Momen Ultimate , M_u	= 144,19	kNm
Gaya Geser Ultimate, V_u	= 240,96	kN
ditinjau selebar b	= 1	m

maka :

Momen Ultimate Rencana, M_{ur}	= 12,54	kNm
Gaya Geser Ultimate Rencana, V_{ur}	= 20,95	kN

c) Tulangan Lentur

Mu	= 12,54	kNm
Tebal beton	= 350	mm
Jarak tul terhadap sisi luar beton, d'	= 50	mm
Modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	MPa
Modulus elastis baja, E_s	= 200000	MPa
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85	

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= (0,85)(0,85) \frac{24,9}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,127\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \rho_b \cdot f_y}{0,85 f'_c} \right] \\ &= 0,75(0,127)(390) \left[1 - \frac{1/2(0,75)(127)(390)}{0,85(24,9)} \right] \\ &= 4,596\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ	= 0,8	
Tebal efektif slab beton, d	= 350 – 50	
	= 300	mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m, b	= 1000	mm
Momen nominal rencana, M_n	= M_u/ϕ	
	= 12,54/ 0,8	
	= 15,67	kNm

Faktor tahanan momen, R_n

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\
 &= \frac{15,67 \times 10^6}{(1000)(300^2)} \\
 &= 0,1741 \quad \text{Mpa}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85 f'_c}{f_y \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2 R_n}{0,85 f'_c} \right]} \right]} \\
 &= \frac{0,85(24,9)}{390 \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2(0,1741)}{0,85(24,9)} \right]} \right]} \\
 &= 0,00044
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 25\% \cdot \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0009

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0009 (1000)(300) \\
 &= 314,10 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan dengan diameter, $D = 13 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1D} = 132,73 \quad \text{mm}^2$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{A_{s1D} \times b}{A_s} \\
 &= \frac{132,73 \times 1000}{314,10}
 \end{aligned}$$

$$= 422,57 \quad \text{mm, pakai Tulangan D13 Jarak 400}$$

Luas tulangan ada, A_s ada

$$\begin{aligned} A_{s_{\text{ada}}} &= \frac{A_s l D \times b}{s} \\ &= \frac{132,73 \times 1000}{400} \\ &= 331,83 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut, A_s' diambil 50% A_s

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% A_s \\ &= 50\%(331,83) \\ &= 165,92 \quad \text{mm}^2 \end{aligned}$$

Pakai tulangan dengan diameter, $\phi = 13 \quad \text{mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_s l D \times b}{A_s'} \\ &= \frac{132,73 \times 1000}{201,062} \\ &= 800 \quad \text{mm} \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D13 – Jarak 400

d) Tulangan Geser

Gaya aksial ultimit, V_u	= 20952,62	N
Tebal beton efektif	= 300	mm
Ditinjau Back Wall selebar, b	= 1000	mm
Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	= 0,6	
V_c	= $1/6 \sqrt{f'c} b.d$	
	= $1/6 \sqrt{24,9} (1000)(300)$	
	= 249499,50	N
ϕV_c	= 0,6(249499,50)	
	= 149699,6994	N

Cek, $\phi V_c > V_u \rightarrow$ tidak memerlukan tulangan geser

c. Corbel

Mutu beton = K - 300
 Mutu baja = U - 39
 Kuat Tekan Beton = 24,9 Mpa
 Dimensi Corbel :
 Lebar Corbel, B_y = 11,5 m

Tebal Corbel, h = $h_5 + h_6$
 = 1,8 m
 Eksentrisitas beban = 0,3 m
 Momen Ultimate, M_u = 6250,525 kNm
 Gaya Geser Ultimate, V_u = 20835,08 kN
 ditinjau selebar b = 1 m

maka :

Momen Ultimate Rencana, M_{ur} = 2538,44 kNm
 Gaya Geser Ultimate Rencana, V_{ur} = 2538,44 kN

1) Tulangan Lentur

M_u = 761,53 kNm
 Tebal beton = 1800 mm
 Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d' = 100 mm
 tebal efektif beton, d = $h - d'$
 = 1700 mm
 Faktor distribusi tegangan beton, β_1 = 0,85

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= (0,85)(0,85) \frac{24,9}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,127 \end{aligned}$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \rho_b \cdot f_y}{0,85 f'_c} \right]$$

$$= 0,75(0,127)(390) \left[1 - \frac{1/2(0,75)(127)(390)}{0,85(24,9)} \right]$$

$$= 4,596$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Ditinjau slab beton selebar 1 m, $b = 1000$ mm

$$\text{Momen nominal rencana, } M_n = M_u / \phi$$

$$= 761,53 / 0,8$$

$$= 951,92 \text{ kNm}$$

$$\text{Faktor tahanan momen, } R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2}$$

$$= \frac{951,92 \times 10^6}{(1000)(1650^2)}$$

$$= 0,33 \text{ MPa}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2 R_n}{0,85 f'_c} \right]} \right]}$$

$$= \frac{0,85(24,9)}{390 \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2(0,33)}{0,85(24,9)} \right]} \right]}$$

$$= 0,00085$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 25\% \cdot \frac{1,4}{390}$$

$$= 0,0009$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0009

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0009 (1000)(1700)$$

$$= 1525,64 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan dengan diameter, $\phi = 19 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, $A_{s1\phi}$

$$A_{s1\phi} = 0,25 \pi D^2$$

$$= 0,25 \pi (25)^2$$

$$= 283,84 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1D} \times b}{A_s}$$

$$= \frac{283,53 \times 1000}{1525,64}$$

$$= 185,84 \text{ mm, pakai Tulangan D19 Jarak 150}$$

Luas tulangan ada, $A_{s\text{ada}}$

$$A_{s\text{ada}} = \frac{A_{s1D} \times b}{s}$$

$$= \frac{283,64 \times 1000}{150}$$

$$= 1890,19 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut, $A_{s'}$ diambil 50% A_s

$$A_{s'} = 50\% A_s$$

$$= 50\% (1890,19)$$

$$= 945,10 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan dengan diameter, $\phi = 19 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1\phi} \times b}{A_{s'}}$$

$$= \frac{283,53 \times 1000}{945,1}$$

$$= 300 \text{ mm, pakai Tulangan D19 – Jarak 300}$$

2) Tulangan Geser

$$\text{Gaya aksial ultimit, } V_u = 2538444,66 \text{ N}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tebal beton efektif, } d &= 1700 \quad \text{mm} \\
 \text{Ditinjau Back Wall selebar, } b &= 1000 \quad \text{mm} \\
 Vu.d/Mu &= 2538444,66 \cdot 1700 / 761,53 \cdot 10^6 \\
 &= 5,67 > 1 \text{ maka diambil } 1 \\
 \text{Rasio tulangan lentur, } \rho &= As_{\text{ada}} / bd \\
 &= 1890,2 / (1000)(1650) \\
 &= 0,00056
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$\begin{aligned}
 Vc &= 1/6 \sqrt{f'c} b.d \\
 &= 1/6 \sqrt{24,9} (1000)(1700) \\
 &= 1413830,49 \text{ N} \\
 Vc &= \frac{[\sqrt{f'c} + 120\rho(Vu.d / Mu)] b.d}{7} \\
 &= \frac{[\sqrt{24,9} + 120(0,00056)(2538444,66)](1000)(1700)}{7} \\
 &= 1303664,015 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

$$\text{pakai } Vc = 1303664,015 \quad \text{N}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\begin{aligned}
 \phi Vc &= 0,6(1303664,015) \\
 &= 782198,41 \quad \text{N}
 \end{aligned}$$

Cek, $\phi Vc < Vu \rightarrow$ memerlukan tulangan geser

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan, Vs

$$\begin{aligned}
 \phi Vs &= Vu - \phi Vc \\
 &= 2538444,66 - 782198,41 \\
 &= 1756246,25 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Vs &= \phi Vs / \phi \\
 &= 1756246,25 / 0,6 \\
 &= 2927077,08 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\text{digunakan diameter tul, } d = 13 \quad \text{mm}$$

$$\text{ambil jarak arah } y = 300 \quad \text{mm}$$

luas tulangan geser, Av

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{0,25\pi D^2 b}{S_y} \\
 &= \frac{0,25\pi (13^2)(1000)}{300} \\
 &= 442,44 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x) S_x

$$\begin{aligned}
 S_x &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\
 &= \frac{(442,4)(390)(1700)}{2927077,08} \\
 &= 167,03 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D13 S_x -300 S_y -150

d. Wing Wall

1) Tinjauan Arah Vertikal

Mutu beton = K-300

Mutu baja = U – 39

Kuat Tekan Beton = 24,9

Dimensi *Wing Wall*

Lebar Wing Wall, h_x = 3,4 m

Tebal Wing, h_w = 0,5 m

Momen Ultimate, M_{u_y} = 799,00 kNm

Gaya Geser Ultimate, V_u = 994,54 kN

ditinjau selebar b = 1 m

maka :

Momen Ultimate Rencana, M_{ur} = 799,00 kNm

Gaya Geser Ultimate Rencana, V_{ur} = 292,51 kN

a) Tulangan Lentur

M_u = 799,00 kNm

Tebal beton = 500 mm

Jarak tul. terhadap sisi luar beton, d'	= 50	mm
tebal efektif, d	= $h-d'$	
	= 450	
Modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	MPa
Modulus elastis baja, E_s	= 200000	MPa
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85	

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= (0,85)(0,85) \frac{24,9}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,127\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \rho_b \cdot f_y}{0,85 f'_c} \right] \\ &= 0,75(0,127)(390) \left[1 - \frac{1/2(0,75)(127)(390)}{0,85(24,9)} \right] \\ &= 4,596\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ	= 0,8	
Ditinjau slab beton selebar 1 m, b	= 1000	mm
Momen nominal rencana, M_n	= M_u/ϕ	
	= 799,00/ 0,8	
	= 365,64	kNm

Faktor tahanan momen, R_n

$$\begin{aligned}R_n &= \frac{M_n}{b \cdot d^2} \\ &= \frac{365,64 \times 10^6}{(1000)(450^2)} \\ &= 1,81 \quad \text{MPa}\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\rho = \frac{0,85 f'_c}{f_y \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2 R_n}{0,85 f'_c} \right]} \right]}$$

$$= \frac{0,85(24,9)}{390 \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2(1,81)}{0,85(24,9)} \right]} \right]}$$

$$= 0,0048$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\rho_{\min} = 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y}$$

$$= 25\% \cdot \frac{1,4}{390}$$

$$= 0,0009$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0048

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d$$

$$= 0,0048 (1000)(450)$$

$$= 2180,78 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan dengan diameter, $D = 19 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, A_{s1D}

$$A_{s1D} = 0,25 \pi D^2$$

$$= 0,25 \pi (19)^2$$

$$= 283 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1D} \times b}{A_s}$$

$$= \frac{283 \times 1000}{2180,78}$$

$$= 130 \text{ mm}$$

Pakai Tulangan D19 Jarak 150

Luas tulangan ada, $A_{s\text{ada}}$

$$A_{s\text{ada}} = \frac{A_{s1D} \times b}{s}$$

$$= \frac{283 \times 1000}{100}$$

$$= 2835,29 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan susut, A_s' diambil 50% A_s

$$A_s' = 50\% A_s$$

$$= 50\%(2835,29)$$

$$= 1417,64 \text{ mm}^2$$

Pakai tulangan dengan diameter, $D = 19 \text{ mm}$

Luas satu tulangan, A_{s1D}

$$A_{s1D} = 0,25 \pi (D)^2$$

$$= 0,25 \pi (19)^2$$

$$= 283,53 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$s = \frac{A_{s1D} \times b}{A_s'}$$

$$= \frac{283,53 \times 1000}{1417,64}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

Pakai Tulangan D19 – Jarak 200

b) Tulangan Geser

$$\text{Gaya aksial ultimit, } V_u = 292510,60 \text{ N}$$

$$\text{Tebal beton, } h = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau } Wing \text{ Wall sebarang, } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,6$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'c} b.d$$

$$= 1/6 \sqrt{24,9} (1000)(450)$$

$$= 374249,25 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6(374249,25)$$

$$= 224549,55 \text{ N}$$

$\phi V_c \max < V_u \rightarrow$ memerlukan tulangan geser

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan, V_s

$$\begin{aligned}\phi V_s &= V_u - \phi V_c \\ &= 292510,60 - 224549,55 \\ &= 67961,05 \quad \text{N}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}V_s &= \phi V_s / \phi \\ &= 67961,05 / 0,6 \\ &= 113268,41 \quad \text{N}\end{aligned}$$

digunakan diameter tul, $d = 13 \quad \text{mm}$

ambil jarak arah $Y = 250 \quad \text{mm}$

luas tulangan geser, A_v

$$\begin{aligned}A_v &= \frac{0,25\pi D^2 b}{S_y} \\ &= \frac{0,25\pi (13^2)(1000)}{250} \\ &= 530,93 \quad \text{mm}^2\end{aligned}$$

jarak tulangan geser yang diperlukan (arah x) S_x

$$\begin{aligned}S_x &= \frac{A_v \cdot f_y \cdot d}{V_s} \\ &= \frac{(530)(240)(450)}{113268,41} \\ &= 318 \quad \text{mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser D13 S_x -250 S_y -300

2) Tinjauan Arah Horizontal

Kuat Tekan Beton, f_c'	= 24,9	Mpa
Lebar Wing Wall, h_y	= 5,7	m
Tebal Wing, h_w	= 0,5	m
Momen Ultimate, M_{u_x}	= 905,87	kNm

Gaya Geser Ultimate, V_u	= 994,54	kN
ditinjau selebar b	= 1	m
maka :		
Momen Ultimate Rencana, M_u	= 158,92	kNm
Gaya Geser Ultimate Rencana, V_u	= 174,48	kN

a) Tulangan Lentur

M_u	= 158,92	kNm
Tebal beton	= 500	mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, d'	= 50	mm
Modulus elastis beton, E_c	= 23452,95	MPa
Modulus elastis baja, E_s	= 200000	MPa
Faktor distribusi tegangan beton, β_1	= 0,85	

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \cdot 0,85 \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \\ &= (0,85)(0,85) \frac{24,9}{390} \cdot \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,127\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot \left[1 - \frac{1/2 \cdot 0,75 \rho_b \cdot f_y}{0,85 f'_c} \right] \\ &= 0,75(0,127)(390) \left[1 - \frac{1/2(0,75)(127)(390)}{0,85(24,9)} \right] \\ &= 4,596\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur ϕ	= 0,8	
Tebal efektif slab beton, d	= 500 – 50	
	= 450	mm
Ditinjau slab beton selebar 1 m, b	= 1000	mm
Momen nominal rencana, M_n	= M_u/ϕ	
	= 158,92/ 0,8	

$$\begin{aligned}
 &= 218,10 \quad \text{kNm} \\
 \text{Faktor tahanan momen, } R_n &= \frac{Mn}{b.d^2} \\
 &= \frac{218,10 \times 10^6}{(1000)(450^2)} \\
 &= 1,08 \quad \text{MPa}
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan, ρ

$$\begin{aligned}
 \rho &= \frac{0,85f'c}{f_y \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2R_n}{0,85f'c} \right]} \right]} \\
 &= \frac{0,85(24,9)}{390 \left[1 - \sqrt{1 - \left[\frac{2(1,08)}{0,85(24,9)} \right]} \right]} \\
 &= 0,0028
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum, ρ_{\min}

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= 25\% \cdot \frac{1,4}{f_y} \\
 &= 25\% \cdot \frac{1,4}{390} \\
 &= 0,0009
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ pakai = 0,0028

Luas tulangan yang diperlukan, A_s

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \cdot b \cdot d \\
 &= 0,0028 (1000)(450) \\
 &= 1417,86 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan dengan diameter, $D = 16 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, A_{s1D}

$$\begin{aligned}
 A_{s1D} &= 0,25 \pi D^2 \\
 &= 0,25 \pi (16)^2 \\
 &= 201,06 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{As1\phi \times b}{As} \\
 &= \frac{201,06 \times 1000}{1417,86} \\
 &= 141,81 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D16-100

Luas tulangan ada, As_{ada}

$$\begin{aligned}
 As_{ada} &= \frac{As1\phi \times b}{s} \\
 &= \frac{201 \times 1000}{100} \\
 &= 2010,62 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Luas tulangan susut, As' diambil 50% As

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\%As \\
 &= 50\%(2010,62) \\
 &= 603,19 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Pakai tulangan dengan diameter, $D = 13 \quad \text{mm}$

Luas satu tulangan, $As1D$

$$\begin{aligned}
 As1D &= 0,25 \pi (D)^2 \\
 &= 0,25 \pi (13)^2 \\
 &= 132,73 \quad \text{mm}^2
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan yang diperlukan, s

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{As1\phi \times b}{As'} \\
 &= \frac{132,73 \times 1000}{603,19} \\
 &= 220 \quad \text{mm}
 \end{aligned}$$

Pakai Tulangan D13 – Jarak 200

b) Tulangan Geser

Gaya aksial ultimit , V_u	= 174480,00	N
Tebal efektif beton, d	= 500	mm
Ditinjau <i>Wing Wall</i> selebar, b	= 1000	mm
Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ	= 0,6	

$$\begin{aligned}
 V_c &= 1/6\sqrt{f'_c}b.d \\
 &= 1/6\sqrt{24,9}(1000)(450) \\
 &= 374249,25 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi V_c &= 0,6(374249,25) \\
 &= 224549,55 \text{ N}
 \end{aligned}$$

Cek, $\phi V_c > V_u \rightarrow$ tidak perlu tulangan geser