

BAB V

PERHITUNGAN STRUKTUR

Pada pembangunan jembatan sebelumnya harus diperhitungkan perencanaan struktur konstruksi jembatan secara matang. Dalam hal ini dimaksud agar struktur jembatan dapat dibangun sesuai dengan perencanaan awal baik dari segi mutu (kualitas bangunan), umur rencana, segi keamanan, kestabilan struktur dan alokasi biaya dalam pembangunan jembatan tersebut. Perencanaan pada jembatan berupa perhitungan-perhitungan elemen-elemen keseluruhan jembatan.

5.1 Perencanaan Struktur

Berdasarkan hasil analisa perencanaan yang dijabarkan pada bab sebelumnya maka diperoleh kesimpulan sebagai berikut:

- a. Bentang jembatan = 80 m
- b. Lebar jembatan = 1.00 m + 7.00 m + 1.00 m = 9.00 m
 - Lebar jalan = 7.00 m
 - Lebar trotoar kanan = 1.00 m
 - Lebar trotoar kiri = 1.00 m
- c. Bangunan atas
 - 1) Tiang sandaran
 - Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa
 - Mutu Baja (f_y) = 240 Mpa (BJTP 24)
 - Mutu baja *railing* mengikuti SK-SNI yang ada atau standar ASTM
 - 2) Trotoar jembatan dan Pelat lantai jembatan
 - Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa
 - Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)
 - 3) Diafragma
 - Mutu Beton (f_c') = 30 Mpa
 - Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)
 - 4) Gelagar Jembatan
 - Jenis Gelagar = Beton Prategang
 - Mutu Beton (f_c') = 60 Mpa
 - Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)

d. Bangunan bawah

1) *Abutment*

Mutu Beton (f_c') = 24.90 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)

2) Pondasi

Jenis Pondasi = Tiang Pancang

Diameter (\emptyset) = 500 mm

Mutu Beton (f_c') = 41.50 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)

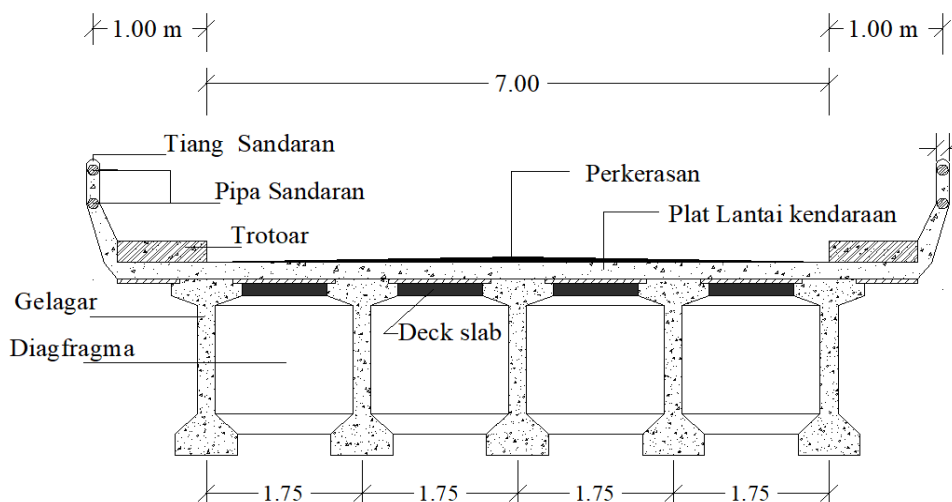
3) Pilar (*Pier*)

Mutu Beton (f_c') = 24.90 Mpa

Mutu Baja (f_y) = 400 Mpa (BJTD 40)

5.2 Perhitungan Bangunan Atas Jembatan

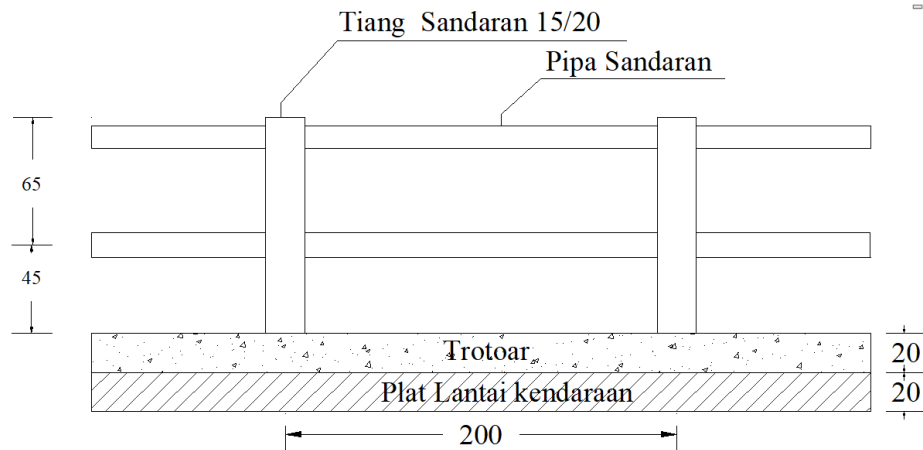
Bangunan atas jembatan adalah bagian jembatan yang menerima beban langsung akibat berat sendiri konstruksi bangunan atas, lalu lintas kendaraan, dan orang yang melewatinya. Bangunan atas sendiri secara umum terdiri dari tiang sandaran, trotoar, pelat lantai jembatan, balok gelagar, diafragma, elastomer/perletakan dan pelat injak. Dalam gambar berikut ini dapat dilihat rencana bangunan atas dalam perencanaan jembatan sungai Ciraja:



Gambar 5. 1 Rencana bangunan atas jembatan

5.2.1 Perhitungan Tiang Sandaran

Sandaran selain berfungsi sebagai pembatas juga berfungsi sebagai pengamanan bagi kendaraan maupun pejalan kaki. Sandaran jembatan terdiri dari pipa sandaran dan tiang sandaran.



Gambar 5. 2 Tampak depan sandaran jembatan

Bangunan tiang sandaran jembatan direncanakan sebagai berikut :

Mutu baja (F_y) = 240 Mpa

Mutu beton (F_c') = 30 Mpa

Diameter Pipa (\emptyset) = 3.00 inch
= 76.3 mm

Berat pipa sandaran = 5.77 kg/m

Ukuran tiang sandaran = 200 x 150 mm

Tinggi tiang sandaran = 1000 mm

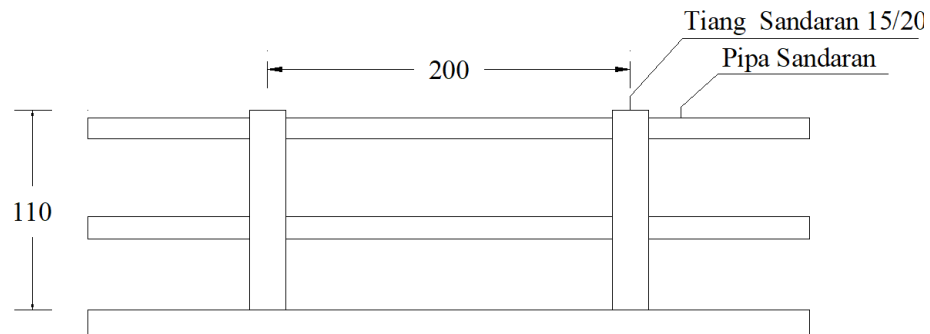
Jarak tiang = 2.00 m

γ Beton = 24 kN/m³

γ Besi tuang = 71 kN/m³

γ_{air} Air hujan = 9.80 kN/m

a. Data – data perencanaan



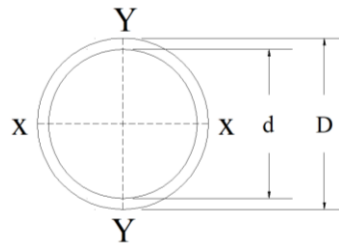
Gambar 5. 3 Rencana tiang railing

Jarak tiang sandaraan = 2 m

Tinggi sandaran = 1 m

Beban horizontal = 0.75 kN (SNI -02-2005 Pasal 12.5)

Bahan pipa railing = Baja galvanis Ø76.3 mm, BJ-37 ($\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$)



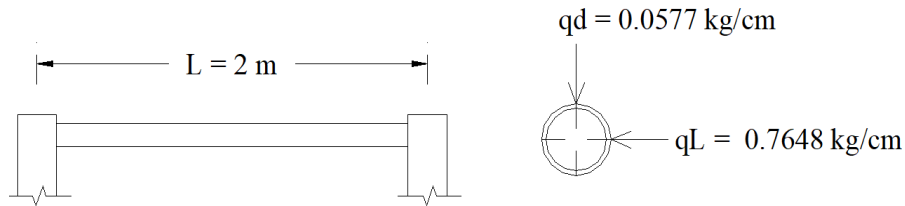
Gambar 5. 4 Penampang pipa

Data teknis profil $\rightarrow D = 7.63 \text{ cm}$	$I = 49.2 \text{ cm}^4$
$t = 0.32 \text{ cm}$	$A = 6.46 \text{ cm}^2$
$W = 11.5 \text{ cm}^3$	$G = 5.77 \text{ Kg/m}$

b. Kontrol kekuatan pipa

Beban terpusat horizontal (qL) = 0.75 kN/m
 = 0.7648 kg/cm

Beban berat sendiri railing (qd) = 5.77 Kg/m
 = 0.0577 kg/cm



Gambar 5. 5 Sketsa pembebanan pada pipa

c. Kontrol terhadap bahan dan tegangan

1) Kontrol lendutan pipa

$$E_{\text{baja}} = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2 \quad I = 49.2 \text{ cm}^4$$

$$W = 11.5 \text{ cm}^3 \quad L = 200 \text{ cm}$$

$$\text{Lendutan izin} = \frac{L}{300} = \frac{200}{300} = 0.667 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat beban terpusat (fx)} &= \frac{1}{48} \frac{qLx L^3}{E \times I} \\ &= \frac{1}{48} \frac{0.7648 \times 200^3}{(2.1 \times 10^6) \times 49.2} = 0.0012 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Akibat beban sendiri (fy)} &= \frac{5}{384} \frac{qd \times L^4}{E \times I} \\ &= \frac{5}{384} \frac{0.0577 \times 200^4}{(2.1 \times 10^6) \times 49.2} = 0.0166 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sqrt{fx^2 + fy^2} &= \sqrt{0.0012^2 + 0.0166^2} \\ &= 0.011 \text{ cm} \end{aligned}$$

0.011 cm < 0.667 cm → Kontrol lendutan OK

2) Kontrol kekuatan lentur

$$M_{ux} = 1/4 \times qy \times L = 1/4 \times 76.48 \times 2 = 38.24 \text{ kgm} = 3824 \text{ kg cm}$$

$$M_{uy} = 1/8 \times qx \times L^2 = 1/8 \times 5.77 \times 2^2 = 8.323 \text{ kgm} = 832 \text{ kg cm}$$

$$\begin{aligned} M_{nx} = M_{ny} &= 0.9 \times fy \times 2400 \times S_x \\ &= 0.9 \times 2400 \text{ kg/cm}^2 \times 11.5 \text{ cm}^2 \\ &= 24840 \text{ Kg/cm} \end{aligned}$$

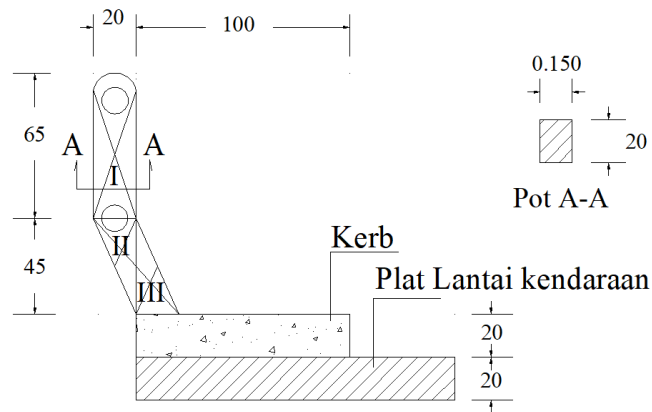
$$\frac{M_{uy}}{M_{ny}} = \frac{8323}{24840} = 0.154 \quad \frac{M_{ux}}{M_{ny}} = \frac{832}{24840} = 0.034$$

$$\frac{M_{uy}}{M_{ny}} + \frac{M_{ux}}{M_{ny}} \leq 1$$

$$0.154 + 0.0334 \leq 1$$

$$0.188 \leq 1 \rightarrow (\text{Aman})$$

d. Perhitungan tiang sandaran trotoar



Gambar 5. 6 Rencana tiang sandaran jembatan

1) Beban mati

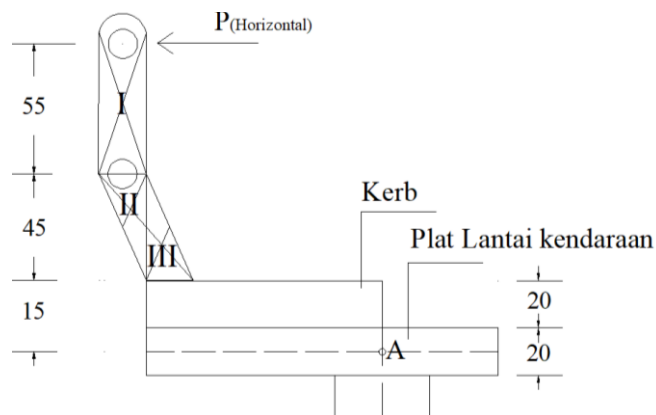
Tabel 5. 1 Beban mati pada tiang sandaran

Elemen berat sendiri	No	Faktor Bentuk	Dimensi /Volume (m)			Berat satuan material	Beban (kN)	Untuk 1 meter lebar (kN)
Sandaran	I	1	0.65	0.15	0.20	24 kN/m ³	0.468	0.792
	II	0.5	0.45	0.15	0.20	24 kN/m ³	0.162	
	III	0.5	0.45	0.15	0.20	24 kN/m ³	0.162	
railing	2 buah Pipa 3" → L = 2 x 2 = 4 m				0.057 kN/m	0.228	0.114	

2) Beban hidup

Beban P horizontal (P) = 0.75 kN(SNI -02-2005 Pasal 12.5)

3) Perhitungan Momen



Gambar 5. 7 Gaya - gaya yang bekerja pada tiang sandaran

Momen akibat beban hidup dan beban mati sendiri pada tiang sandaran adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 2 Momen pada tiang sandaran

Jenis Beban	Gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
Hidup (P)	0.75	$0.15 + 0.45 + 0.55 = 1.15$	0.863
Jumlah			M_{LL} 0.863
Berat sendiri I	0.468	$0.15 + 0.45 + (1/2 \times 0.55) = 0.875$	0.410
Berat sendiri II	0.162	$0.15 + (2/3 \times 0.45) = 0.450$	0.073
Berat sendiri III	0.162	$0.15 + (1/3 \times 0.45) = 0.300$	0.049
Berat 2 railing per 1m	0.114	$0.15 + 0.45 + (1/2 \times 0.55) = 0.875$	0.126
			M_{DL} 0.658

Faktor beban berat sendiri dan mati tambah (K_{MS}) = 1.3

Faktor beban berat hidup (K_{TP}) = 2

Momen akibat berat sendiri (M_{DL}) = 0.658 kNm

Momen akibat beban hidup (M_{LL}) = 0.863 kNm

Momen terfaktor :

$$\begin{aligned}
 M_u &= (K_{MS} \times M_{DL}) + (K_{TP} \times M_{LL}) \\
 &= 1.3 \times 0.658 + 2 \times 0.863 \\
 &= 0.855 + 1.276 \\
 &= 2.581 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

e. Penulangan tiang sandaran

Direncanakan :

$$\begin{aligned}
 \text{Momen rencana } (M_u) &= 2.581 \text{ kNm} \\
 &= 2.581 \times 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c) = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } (f_y) = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi penampang } (h) = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar penampang } (b) = 150 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton } (p) = 40 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } (d) = h - p = 200 - 40 = 160 \text{ mm}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{2.581 \times 10^6}{0.80} = 3.226 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{3.226 \times 10^6}{150 \times 160^2} = 0.840 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{240} \times \frac{600}{600 + 240} \\ &= 0.0645 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0645 \\ &= 0.0484 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c} \right) \\ &= 0.0484 \times 240 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0484 \times 240}{0.85 \times 30} \right) \\ &= 0.0484 \times 233.167 \\ &= 11.285 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 11.285 > 1.447 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.840}{0.85 \times 30}} \right) \\ \rho_{\text{perlu}} &= 0.00356 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\rho_{\min} = \frac{1.40}{F_y}$$

$$= \frac{1.40}{240} = 0.0058$$

Keadaan maksimal :

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{\min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0058 \times 150 \times 160$$

$$A_s = 140 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan dipakai sebagai berikut :

$$\text{Tulangan pokok } 4 \text{ } \varnothing 8 \rightarrow A_s = 201 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$$

$$\rightarrow 201 \text{ mm}^2 > 129.63 \text{ mm}^2 \quad \text{OK...!!}$$

$$\text{Tulangan bagi} = 20 \% \times \text{Tulangan pokok}$$

$$= 20 \% \times 201 \text{ mm}^2$$

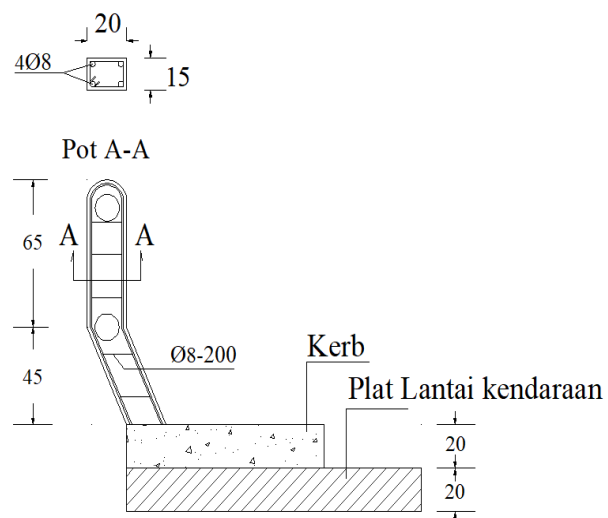
$$= 40.20 \text{ mm}^2$$

Diambil Tulangan bagi

$$\varnothing 8 - 200 \rightarrow A_s = 251.3 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$$

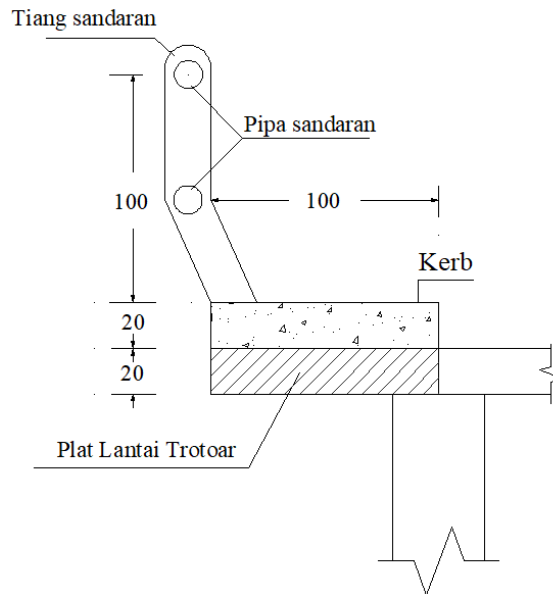
$$\rightarrow 251.3 \text{ mm}^2 > 40.20 \text{ mm}^2 \quad \text{OK...!!}$$



Gambar 5. 8 Penulangan tiang sandaran jembatan

5.2.2 Perhitungan Lantai Trotoar

Trotoar adalah prasarana yang diperuntukan bagi pejalan kaki. Dalam perencanaan ini trotoar berbentuk pertebalan dari pelat lantai *cantilever* yang terbuat dari beton tanpa tulangan dan berada di sisi sepanjang bentang jembatan.



Gambar 5. 9 Rencana trotoar

Bangunan perencanaan trotoar jembatan direncanakan sebagai berikut :

- Tebal pelat lantai = 20 cm
- Tebal trotoar = 20 cm
- Tebal kerb = 20 cm
- Mutu baja (F_y) = 400 Mpa
- Mutu beton (F_c') = 30 Mpa
- γ Beton = 24 kN/m³

a. Pembebanan Trotoar :

1) Beban terbagi rata, terdiri dari :

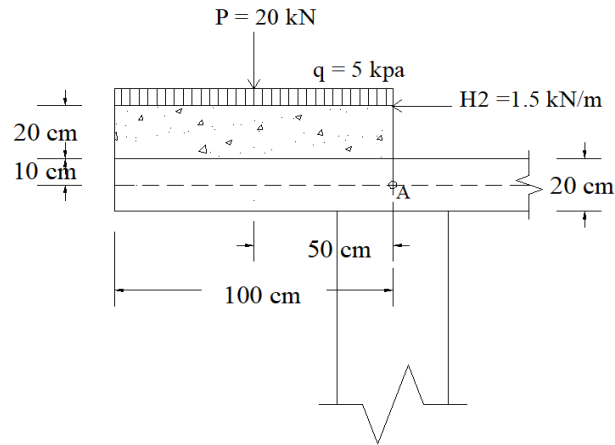
a) Beban hidup :

Beban hidup dan momen akibat beban hidup pada pelat trotoar per meter lebar tegak lurus bidang gambar adalah sebagai berikut :

Beban pejalan kaki (q) = 5 kPa (RSNI T-02-2005 pasal 6.9)

Beban hidup terpusat (p) = 20 kN (RSNI T-02-2005 pasal 6.9)

Beban hidup pada kerb (H_2) = 15 kN/m (RSNI T-02-2005 pasal 12.1)

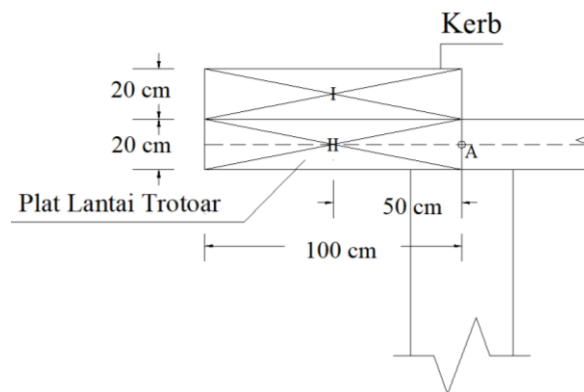


Gambar 5. 10 Sketsa beban hidup trotoar

Tabel 5. 3 Perhitungan momen akibat beban hidup

No	Jenis beban hidup	Beban / gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	H1	$1.5 \times 1 = 1.5$	0.3	0.4
2	P	20	0.5	10
3	q	$5 \times 1 \times 1$	0.5	2.5
Momen akibat beban hidup pada pedestrian			$M_{TP} =$	12.95

b) Beban mati sendiri :



Gambar 5. 11 Sketsa beban mati trotoar

Tabel 5. 4 Perhitungan momen akibat beban mati sendiri

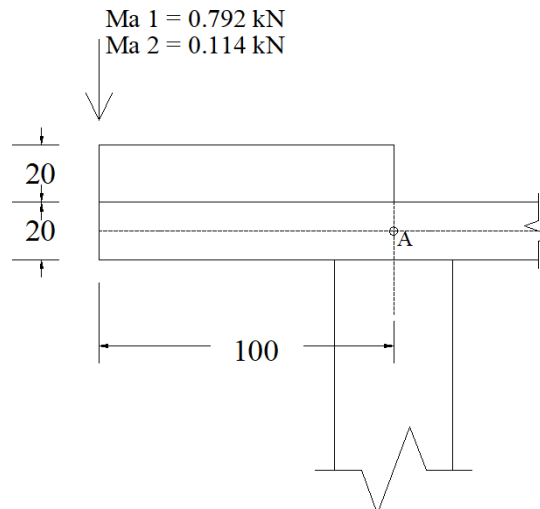
No	Faktor bentuk	Dimensi / Volume (m)	Berat satuan (kN/m^3)	Berat beban (kN)	Lengan momen terhadap titik A	Momen terhadap A (kNm)
I	1	$1 \times 0.2 \times 1$	24	4.8	$0.5 \times 1 = 0.5$	2.4
II	1	$1 \times 0.2 \times 1$	24	4.8	$0.5 \times 1 = 0.5$	2.4
Untuk 1 meter lebar			$P_{MS} =$	9.6	$M_{MS} =$	4.8

2) Mati tambahan (Ma)

Beban mati tambah berupa :

Berat tiang sandaran (MA1) = 0.792 kN

Beban 2 railing per 1 m (MA2) = 0.114 kN



Gambar 5. 12 Berat mati tambah trotoar

Tabel 5. 5 Perhitungan momen akibat beban mati tambah

No	Jenis beban mati tambah (Ma)	Beban / gaya (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)
1	Ma1	0.792	1	0.792
2	Ma2	0.114	1	0.114
Momen akibat beban mati tambah (Ma)			$M_{Ma} =$	0.906

b. Perhitungan momen

Faktor beban berat sendiri dan mati tambah (K_{MS}) = 1.3

Faktor beban berat hidup (K_{TP}) = 2

Momen akibat berat sendiri dan mati tambah (MMS) = 4.8 + 0.906
= 5.706 kNm

Momen akibat beban hidup (M_{TP}) = 12.95 kNm

Momen terfaktor :

$$\begin{aligned}
 M_u &= (K_{MS} \times MMS) + (K_{TP} \times M_{TP}) \\
 &= 1.3 \times 5.706 + 2 \times 12.950 \\
 &= 32.747 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c. Penulangan pelat trotoar

Direncanakan pelat trotoar sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana (Mu)} &= 32.747 \text{ kNm} \\ &= 32.747 \times 10^6 \text{ Nmm} \\ \text{Mutu beton (fc)} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu baja tulangan (fy)} &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal pelat (h)} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Lebar pelat (b)} &= 1000 \text{ mm} \\ \text{Tebal penutup beton (d)} &= 40 \text{ mm} \\ \text{Tebal efektif (d')} &= \text{Tebal pelat trotoar} - \text{selimut beton} \\ &= 200 - 40 = 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{32.747 \times 10^6}{0.80} = 40.934 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{40.934 \times 10^6}{1000 \times 160^2} \\ &= 1.559 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0325 \\ \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0325 \\ &= 0.0244 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
R_{\text{maks}} &= \rho_{\text{maks}} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\text{maks}} f_y}{0.85 f_y} \right) \\
&= 0.0244 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\
&= 0.0244 \times 394.263 \\
&= 9.614 \text{ Nmm}^2 \\
R_{\text{maks}} &> R_n = 9.614 > 1.559 \text{ Nmm}^2
\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\
\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.599}{0.85 \times 30}} \right) \\
\rho_{\text{perlu}} &= 0.00413
\end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{min}} &= \frac{1.40}{F_y} \\
&= \frac{1.40}{400} \\
&= 0.0035
\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{maks}}$ maka dipakai ρ_{min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00403 \times 1000 \times 160$$

$$A_s = 644.80 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan dipakai sebagai berikut :

$$\text{Tulangan pokok D 16 - 100} \rightarrow A_s = 2010.6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$$

$$\rightarrow 2010.6 \text{ mm}^2 > 644.80 \text{ mm}^2 \quad \text{OK...!!}$$

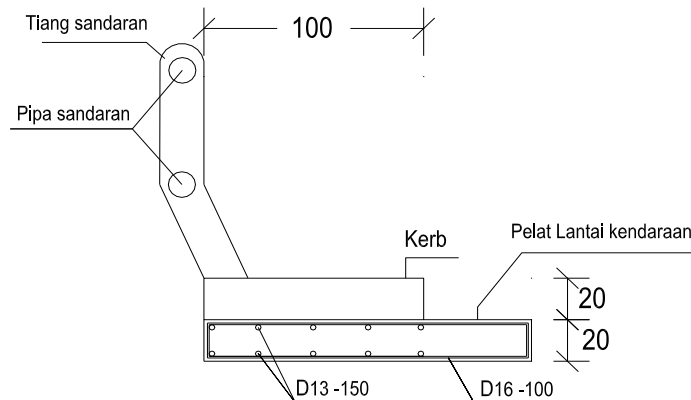
$$\begin{aligned}
\text{Tulangan bagi} &= 20 \% \times \text{Tulangan pokok} \\
&= 20 \% \times 2010.6 \text{ mm}^2 \\
&= 402.12 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Diambil tulangan bagi,

$$D 13 - 150 \rightarrow A_s = 884.90 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$$

$$\rightarrow 884.90 \text{ mm}^2 > 402.12 \text{ mm}^2$$



Gambar 5. 13 Penulangan lantai trotoar jembatan

5.2.3 Perhitungan Pelat Lantai Jembatan

Pelat lantai jembatan termasuk bagian dari bangunan atas pada konstruksi jembatan yang berada di atas balok *girder* sepanjang potongan melintang jembatan. Pelat lantai merupakan bagian yang menyatu dengan sistem struktur yang lain yang didesain untuk mendistribusikan beban - beban sepanjang bentang jembatan.

Data- data ketentuan teknik yang direncanakan :

$$\text{Mutu bahan beton pelat lantai}(f_c') = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tulangan baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jarak antar gelagar } (S_x) = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat } (h_{\text{pelat}}) = 20 \text{ m} = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Tebal } \textit{pavement} (h_{\text{aspal}}) = 5 \text{ cm} = 0.05 \text{ m}$$

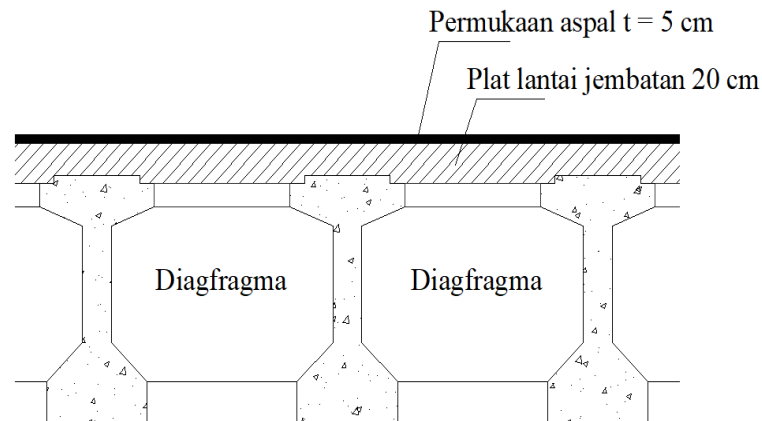
$$\text{Tinggi genangan air hujan} = 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m}$$

$$\text{Lebar trotoar} = 1 \text{ m}$$

$$\gamma_{\text{Beton}} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{Besi tuang}} = 71 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{air}} \text{ Air hujan} = 9.80 \text{ kN/m}$$



Gambar 5. 14 Pelat lantai jembatan

a. Analisa pembebanan pelat lantai :

Pembebanan pelat lantai kendaraan direncanakan sesuai dengan SNI 1725 : 2016.

1) Beban mati sendiri (MS)

Dihitung setiap 1 meter lebar (b) = 1 m

Faktor beban ultimit = 1.2

Tebal pelat (h_{pelat}) = 20 cm = 0.20 m

γ Beton = 24 kN/m³

Berat sendiri pelat :

$$QMS = h_{\text{pelat}} \times b \times \gamma \text{ Beton}$$

$$= 0.20 \times 1 \times 24$$

$$= 4.800 \text{ kN/m}$$

2) Beban mati tambah (MA):

a) Lapisan aspal dan *overlay*

Dihitung setiap 1 meter lebar (b)= 1 m

Faktor beban *ultimit* (KMA) = 1.2

Tebal *pavement* (h_{aspal}) = 5 cm = 0.05 m

γ_{air} lapisan aspal = 22 kN/m

Beban aspal dan *overlay* :

$$QMA_1 = h_{\text{aspal}} \times b \times \gamma_{\text{air}} \text{ lapisan aspal}$$

$$= 0.05 \times 1 \times 22$$

$$= 1.100 \text{ kN/m}$$

b) Genangan air hujan

Dihitung setiap 1 meter lebar (b) = 1 m

Tinggi genangan air hujan (t_h) = 10 cm = 0.10 m

γ_{air} Air hujan = 9.80 kN/m

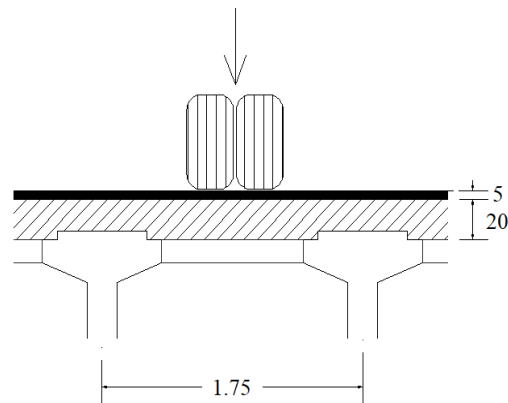
Beban genangan air hujan:

$$\begin{aligned} QMA_2 &= t_h \times b \times \gamma_{\text{air}} \text{ Air hujan} \\ &= 0.10 \times 1 \times 9.80 = 0.980 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

c) Total beban mati tambah (QMA) :

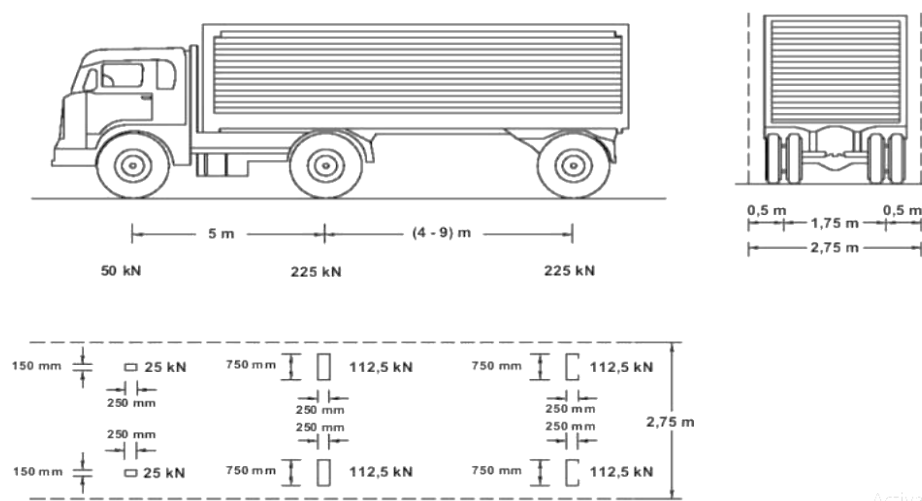
$$QMA = QMA_1 + QMA_2 = 1.100 + 0.980 = 2.080 \text{ kN/m}$$

3) Beban hidup



Gambar 5. 15 Sketsa pembebanan hidup truk

a) Beban truk "T"



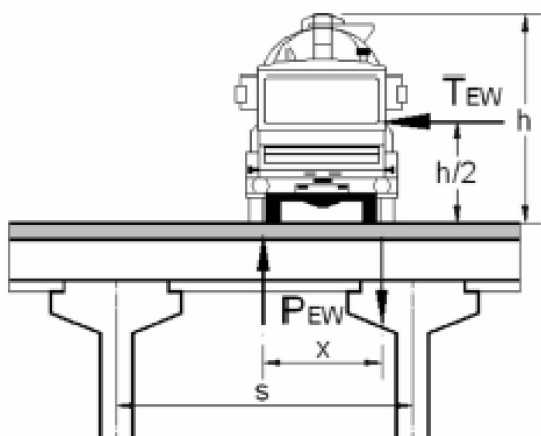
Gambar 5. 16 Beban truk T
(Sumber: SNI 1725 -2016)

$$\begin{aligned} \text{Beban T (beban roda)} &= 112.5 \text{ kN/m} \\ \text{Faktor beban ultimit (KTT)} &= 1.8 \\ \text{Faktor beban dinamis (DLA)} &= 0.4 \\ \text{Beban truk "T" (PTT)} &= (1+DLA) \\ &= (1 + 0.3) \times 112.5 = 146.25 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Beban angin (E_w)

$$\text{Faktor beban ultimit (KEW)} = 1.2$$

Beban angin yang bekerja pada samping kendaraan yang menimbulkan beban garis pada permukaan lantai jembatan.



Gambar 5. 17 Beban angin

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$P_{EW} = (1/2 \times h) / S_x \times T_{EW}$$

Dengan :

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1.2$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana} = 30 \text{ m/detik}$$

$$h = \text{Tinggi kendaraan} = 2 \text{ m}$$

$$S_x = \text{Jarak antar roda} = 1.75 \text{ m}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0.0012 \times 1.2 \times (30)^2 = 1.296 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{EW} &= (1/2 \times h) / S_x \times T_{EW} \\ &= (1/2 \times 2) / 1.75 \times 1.296 = 0.740 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Pengaruh temperatur (TE)

Faktor beban ultimit = 1.2

Dalam perhitungan tegangan dan deformasi struktur akibat pengaruh temperatur ditentukan berdasarkan perbedaan temperatur pada lantai jembatan yang besarnya adalah selisih antara temperatur maksimum rata - rata dan temperatur minimum rata - rata.

Temperatur maksimum rata - rata = 40°C

Temperatur minimum rata - rata = 15°C

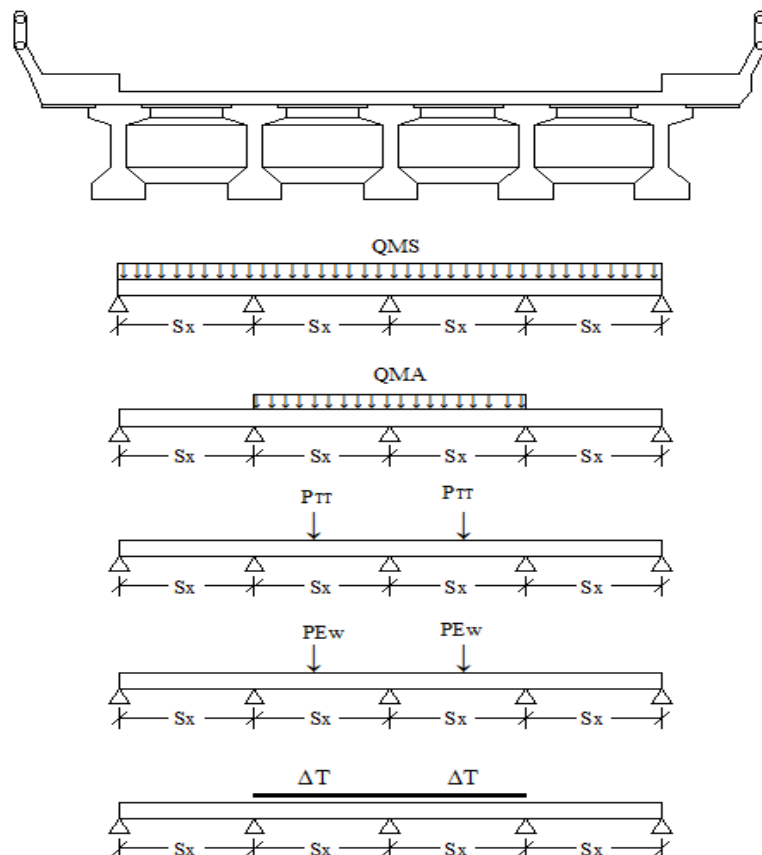
Mutu bahan beton pelat lantai(f_c') = 30 Mpa

Perbedaan temperatur pada jembatan = $(T_{\max} - T_{\min}) / 2$
 = $(40^{\circ}\text{C} - 15^{\circ}\text{C}) / 2 = 12.5^{\circ}\text{C}$

Koefisien muai panjang beton (α) = $0.00001 / ^{\circ}\text{C}$

Modulus elastisitas beton (E_c) = $4700 \sqrt{30} = 25742.960\text{ Mpa}$

b. Perhitungan momen pada lantai jembatan



Gambar 5. 18 Perletakan gaya yang bekerja pada pelat lantai

Momen maksimum pada pelat lantai jembatan dihitung berdasarkan metode *one way slab* (Plat satu arah). Momen akibat masing – masing beban :

Tabel 5. 6 Rekapitulasi beban lantai jembatan

No	Jenis beban	Beban	Satuan
1	Beban berat sendiri (Q _{Ms})	4.800	kN/m
2	Beban mati tambah (Q _{MA})	1.198	kN/m
3	Beban hidup (P _{TT})	146.25	kN
4	Beban angin (P _{EW})	0.74	kN
5	Pengaruh tempertur (ΔT)	12.5	°C

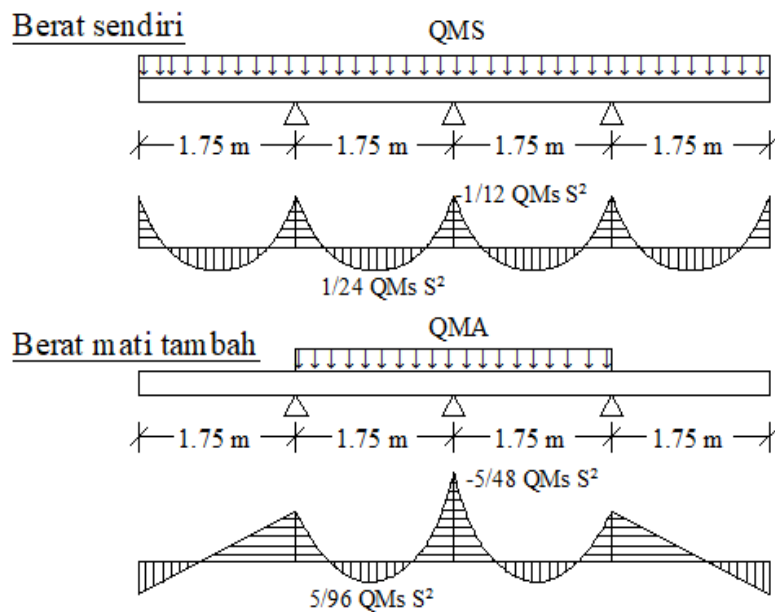
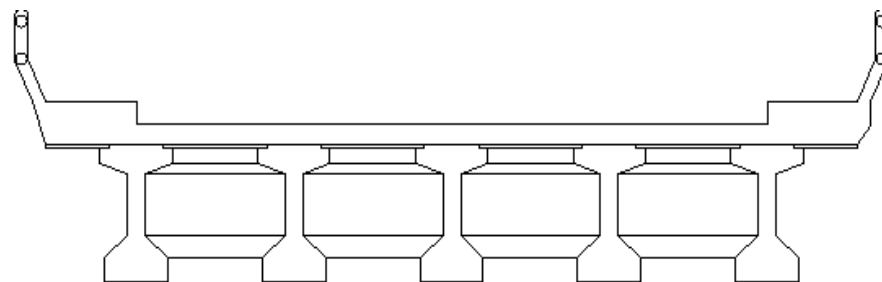
Perhitungan momen tumpuan dan lapangan untuk bentang terus menerus dengan beban terpusat dan merata dihitung dengan persamaan :

Untuk beban merata (Q), $M = k \times Q \times Sx^2$

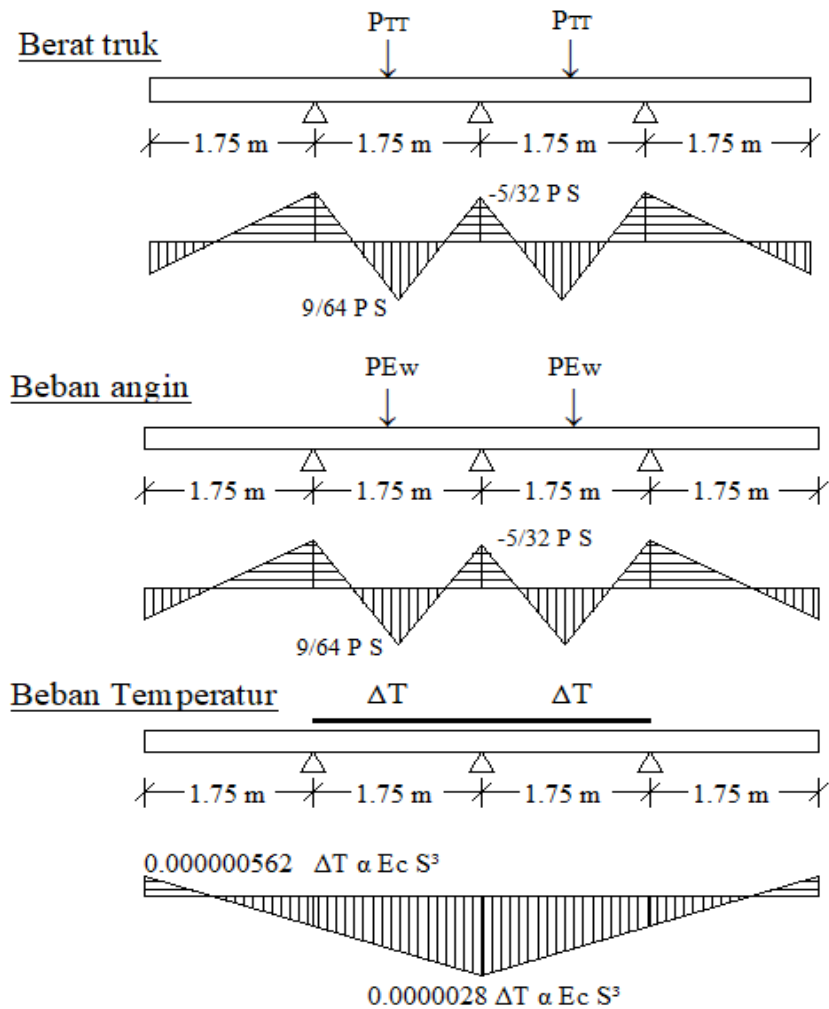
Untuk beban terpusat (P), $M = k \times P \times S$

Untuk beban temperatur (ΔT), $M = k \times \alpha \times \Delta T \times Ec \times Sx^2$

Untuk besaraan nilai (k) koefisien dapata dilihat di gambar berikut :



Gambar 5. 19 Distribusi momen pada pelat lantai jembatan



Gambar 5. 19 Distribusi momen pada pelat lantai jembatan (Lanjutan)

- 1) Momen akibat beban sendiri (MS)

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan, } M_{MS} &= k \times Q_{MS} \times Sx^2 \\ &= 1/12 \times 4.800 \times 1.75^2 = 1.225 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan, } M_{MS} &= k \times Q_{MS} \times Sx^2 \\ &= 1/24 \times 4.800 \times 1.75^2 = 0.162 \text{ kNm} \end{aligned}$$

- 2) Momen akibat beban mati tambah (MA)

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan, } M_{MA} &= k \times Q_{MA} \times Sx^2 \\ &= 5/48 \times 1.198 \times 1.75^2 = 0.382 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan, } M_{MA} &= k \times Q_{MA} \times Sx^2 \\ &= 5/96 \times 1.198 \times 1.75^2 = 0.191 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Momen akibat beban Truk (TT)

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan, } M_{TTL} &= k \times P_{TT} \times Sx \\ &= 5/32 \times 146.25 \times 1.75 = 39.990 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen Lapangan, } M_{LTL} &= k \times P_{TT} \times Sx \\ &= 9/64 \times 146.25 \times 1.75 = 35.991 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Momen akibat beban angin (P_{EW})

$$\begin{aligned} \text{Momen tumpuan, } M_{TEW} &= k \times P_{EW} \times Sx \\ &= 5/32 \times 0.74 \times 1.75 = 0.202 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen lapangan, } M_{LEW} &= k \times P_{EW} \times Sx^2 \\ &= 9/64 \times 0.74 \times 1.75 = 0.182 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Momen akibat beban temperatur

Momen tumpuan,

$$\begin{aligned} M_{TMA} &= k \times \alpha \times \Delta T \times E_c \times Sx^3 \\ &= 0.000000562 \times 0.00001 \times 12.5 \times 25742960.20 \times 1.75^3 \\ &= 0.0096 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lapangan,

$$\begin{aligned} M_{LMA} &= k \times \alpha \times \Delta T \times E_c \times Sx^3 \\ &= 0.0000028 \times 0.00001 \times 12.5 \times 25742.960.20 \times 1.75^3 \\ &= 0.048 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Berikut hasil rekapitulasi perhitungan momen tumpuan dan lapangan:

Tabel 5. 7 Rekapitulasi momen lantai jembatan

No	Jenis beban	Faktor beban	keadaan <i>Ultimit</i>	Momen tumpuan (kNm)	Momen lapangan (kNm)
1	Beban berat sendiri	KMS	1.2	1.225	0.162
2	Beban mati tambah	KMA	1.2	0.382	0.191
3	Beban <i>truck</i>	KTT	1.2	39.990	35.991
4	Beban angin	KEW	1.2	0.202	0.182
5	Pengaruh tempertur	KΔT	1.2	0.0096	0.048

c. Kombinasi pembebanan

Dalam kombinasi pembebanan dalam perencanaan jembatan diambil kombinasi beban sebagai berikut :

1) Kombinasi I

Tabel 5. 8 Kombinasi 1 momen lantai jembatan

No	Jenis beban	keadaan Ultimit	Momen tumpuan (kNm)	Momen lapangan (kNm)	Momen tumpuan (kNm)	Momen lapangan (kNm)
1	Beban sendiri	1.3	1.225	0.162	1.593	0.211
2	Beban tambah	2.0	0.382	0.191	0.764	0.382
3	Beban <i>truck</i>	2.0	39.990	35.991	79.980	71.982
4	Beban angin	1	0.202	0.182	0.202	0.182
5	Pengaruh temperatur	1	0.0096	0.048	0.010	0.048
Total momen ultimit (Mu)					82.548	72.805

2) Kombinasi 2

Tabel 5. 9 Kombinasi 2 momen lantai jembatan

No	Jenis beban	keadaan Ultimit	Momen tumpuan (kNm)	Momen lapangan (kNm)	Momen tumpuan (kNm)	Momen lapangan (kNm)
1	Beban sendiri	1.2	1.225	0.162	1.470	0.194
2	Beban tambah	2	0.382	0.191	0.764	0.382
3	Beban <i>truck</i>	1	39.990	35.991	39.99	35.991
4	Beban angin	1.2	0.202	0.182	0.2424	0.2184
5	Pengaruh temperatur	1.2	0.0096	0.048	0.01152	0.0576
Total momen ultimit (Mu)					42.478	36.843

d. Penulangan pelat lantai jembatan

Tulangan tumpuan dan lapangan akan disamakan sehingga momen yang digunakan diambil yang terbesar dari hasil kombinasi momen yang telah dihitung.

Momen rencana tumpuan (Mu) = 82.548 kNm

Kuat tekan kareteristik beton (f_c) = 30 Mpa

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan leleh baja (fy)} &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal pelat (h)} &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Tebal selimut beton (d')} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Modulus elastisitas baja (Es)} &= 200000 \text{ Mpa} \\
 \text{Tinggi efektif (d)} &= h - d' \\
 &= 200 - 40 = 160 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor bentuk distribusi tegangan beton } (\beta_1) = 0.85$$

$$\text{Ditinjau pelat lantai jembatan per 1 meter (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1.40}{F_y} \\
 &= \frac{1.40}{400} \\
 &= 0.0035
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \Phi \frac{f_c' \beta_1}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= 0.75 \times 0.85 \times \frac{30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0.0244
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{M_u}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{82.548 \times 10^6}{0.80 \times 1000 \times 160^2} = 4.030 \\
 \rho_{\text{akt}} &= \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2.36 \times \frac{f_y^2}{f_c} \times k}}{1.18 \times \frac{f_y^2}{f_c}} \\
 &= \frac{400 - \sqrt{400^2 - 2.36 \times \frac{400^2}{30} \times 4.117}}{1.18 \times \frac{400^2}{30}} \\
 &= \frac{400 - 328.910}{6293.333} \\
 &= 0.01103
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka dipakai ρ_{\min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.01103 \times 1000 \times 160 = 1764.80 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan dipakai sebagai berikut :

Tulangan pokok D16 – 100

$$\rightarrow A_s = 2010.6 \text{ mm}^2$$

$$\rightarrow A_s \text{ pasang} > A_s \text{ perlu}$$

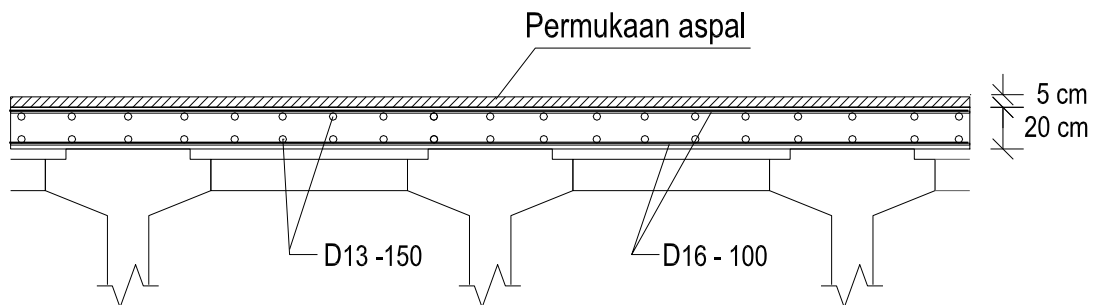
$$\rightarrow 2010.6 \text{ mm}^2 > 1764.80 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi = 20 % x Tulangan pokok

$$= 20 \% \times 2010.6 \text{ mm}^2$$

$$= 402.12 \text{ mm}^2$$

Diambil Tulangan bagi D13 – 150 $\rightarrow A_s = 884.9 \text{ mm}^2$ ($884.9 \text{ mm}^2 > 402.12 \text{ mm}^2$)



Gambar 5. 20 Penulangan plat lantai

5.2.4 Perhitungan *Deck Slab*

Deck slab merupakan elemen non struktural yang digunakan sebagai lantai kerja pada pelat lantai jembatan. Dalam hal ini *deck slab* berfungsi menyalurkan beban yang diterima pelat lantai jembatan ke balok *girder*.

Data - data perencanaan :

Tebal (h) = 7 cm

Panjang (L) = 100 cm

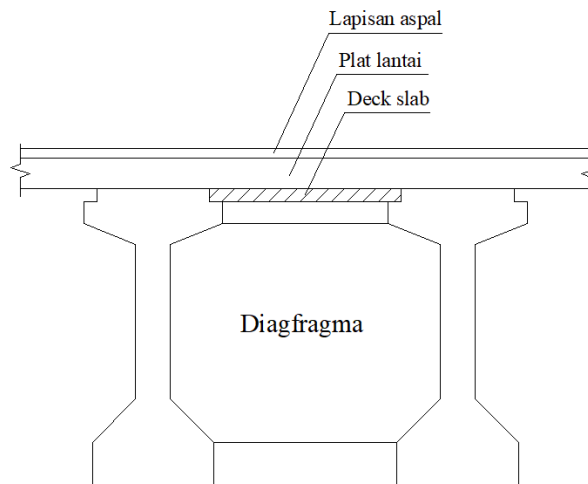
Lebar (b) = 175 cm

Mutu beton (f_c) = 30 Mpa

Mutu tulangan (f_y) = 240 Mpa

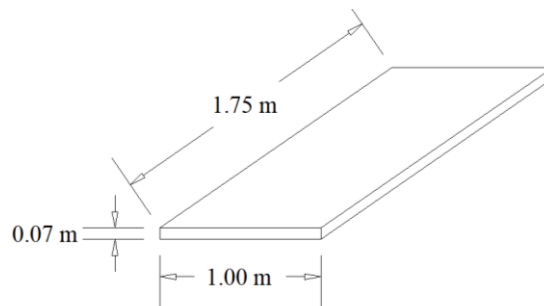
γ Beton = 24 kN/m³

γ Aspal = 22 kN/m³



Gambar 5. 21 Deck slab jembatan

a. Analisa pembebanan pelat lantai :



Gambar 5. 22 Dimensi deck slab

1) Beban mati sendiri

$$\begin{aligned}
 \text{Berat sendiri deck slab} &= 0.07 \times 24 = 1.68 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat aspal} &= 0.05 \times 22 = 1.10 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Berat lantai jembatan} &= 0.20 \times 24 = \underline{4.80 \text{ kN/m}^2} \\
 \text{Berat total (Wd)} &= 7.58 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Beban terfaktor :

$$\begin{aligned}
 \text{WUD} &= 1.2 \times \text{Wd} \\
 &= 1.2 \times 7.58 \\
 &= 9.906 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

2) Beban hidup

$$\text{Beban pekerja dan peralatan kerja} = 100 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{WUL} &= 1.6 \times \text{WL} \\
 &= 1.6 \times 1 \\
 &= 1.6 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

3) Total beban pada *deck slab*

$$\begin{aligned} W_u &= WUD + WUL \\ &= 9.09 + 1.60 \\ &= 10.69 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

b. Perhitungan momen

Momen – momen ditentukan sesuai tabel pada $\frac{L_y}{L_x} = 1.75$, menurut tabel

Gideon sebagai berikut :

$$\begin{aligned} M_{lx} &= 0.001 \times W_u \times L_x^2 \times 65.50 \\ &= 0.001 \times 10.69 \times 1^2 \times 65.50 \\ &= 0.700 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= 0.001 \times W_u \times L_x^2 \times 20.50 \\ &= 0.001 \times 10.69 \times 1^2 \times 20.50 \\ &= 0.219 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{tx} &= -0.001 \times W_u \times L_x^2 \times 111.25 \\ &= -0.001 \times 10.69 \times 1^2 \times 111.25 \\ &= -1.189 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ty} &= -0.001 \times W_u \times L_x^2 \times 77 \\ &= -0.001 \times 10.69 \times 1^2 \times 77 \\ &= -0.823 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Penulangan *deck slab*

$$\text{Mutu beton (f}_c\text{)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu tulangan (f}_y\text{)} = 240 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan utama } (\varnothing) = 8 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut beton (p)} = 20 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d)} &= h - p - 1/2 \varnothing \\ &= 70 - 20 - (1/2 \times 8) \\ &= 46 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\min} &= \frac{1.4}{f_y} \\
 &= \frac{1.4}{240} \\
 &= 0.0058 \\
 \rho_b &= \beta_1 \times 0.85 \times \left(\frac{f_c}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \right) \\
 &= 0.75 \times 0.85 \times \left(\frac{30}{240} \times \frac{600}{600+240} \right) \\
 &= 0.0569 \\
 \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0287 \\
 &= 0.0427 \\
 K &= \frac{Mu}{\phi b d^2} \\
 &= \frac{1.189 \times 10^6}{0.85 \times 1000 \times 46^2} \\
 &= 0.661 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{fy - \sqrt{fy^2 - 2.36 \left(\frac{fy^2}{fc} \right) k}}{1.18 \times \left(\frac{fy^2}{fc} \right)} \\
 &= \frac{240 - \sqrt{240^2 - 2.36 \left(\frac{240^2}{30} \right) 0.661}}{1.18 \times \left(\frac{fy^2}{fc} \right)} \\
 &= 0.00795
 \end{aligned}$$

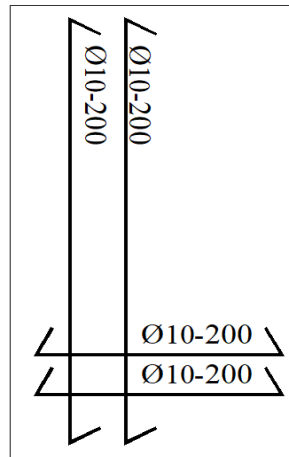
Karena $\rho_{\max} > \rho_{\min}$ maka dipakai ρ_{\min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0058 \times 1000 \times 160$$

$$A_s = 268.333 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan pokok $\emptyset 10 - 200 \rightarrow A_s = 392.70 \text{ mm}^2 > 268.33 \text{ mm}^2$



Gambar 5. 23 Tulangan Deck slab

5.2.5 Perhitungan Pelat Injak

Pelat injak adalah konstruksi beton pada jalan di ujung bibir jembatan yang berfungsi untuk meratakan beban akibat kendaraan di bibir jembatan sehingga mengurangi tekanan tanah terhadap *abutment*.

Data- data perencanaan :

Tebal pelat injak (h) = 0.20 m

Tebal lapisan aspal (ta) = 0.05 m

Lebar pelat injak (L) = 7 m

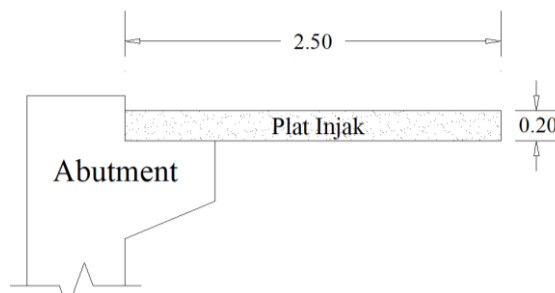
Mutu baja tulangan (fy) = 400 Mpa

Mutu beton (fc) = 30 Mpa

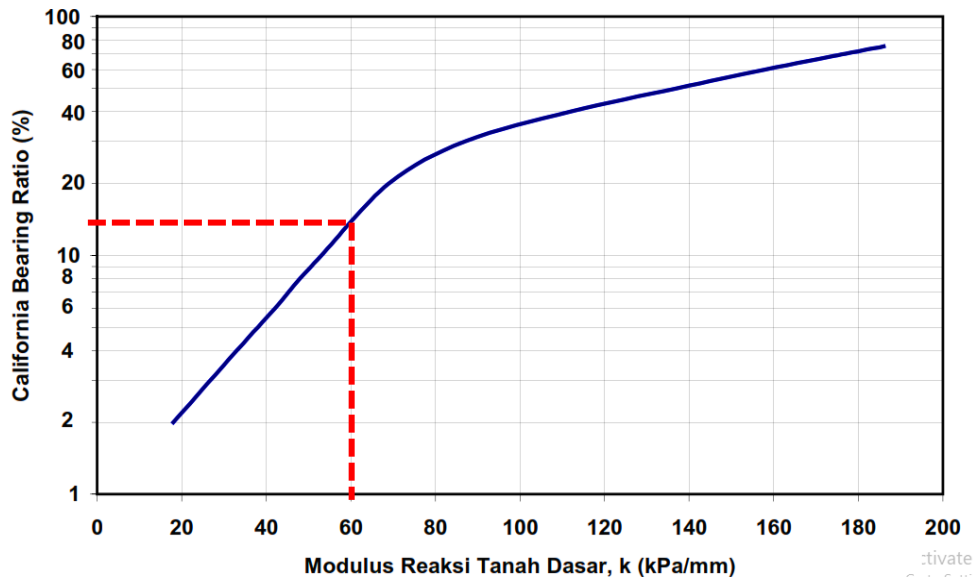
Angka poisson beton (v) = 0.2 (SNI T12 – 2004)

Modulus elastisitas (E) = $4700 \sqrt{f_c} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742.960$ Mpa

Nilai CBR tanah dasar = 18 %



Gambar 5. 24 Rencana pelat injak



Gambar 5. 25 Hubungan antara CBR dan modulus reaksi tanah dasar
(Sumber: Perencanaan perkerasan jalan beton pd-T14-2003)

a. Pelat injak arah melintang

1) Beban truk (TT)

$$\text{Faktor beban ultimit (KTT)} = 1.8$$

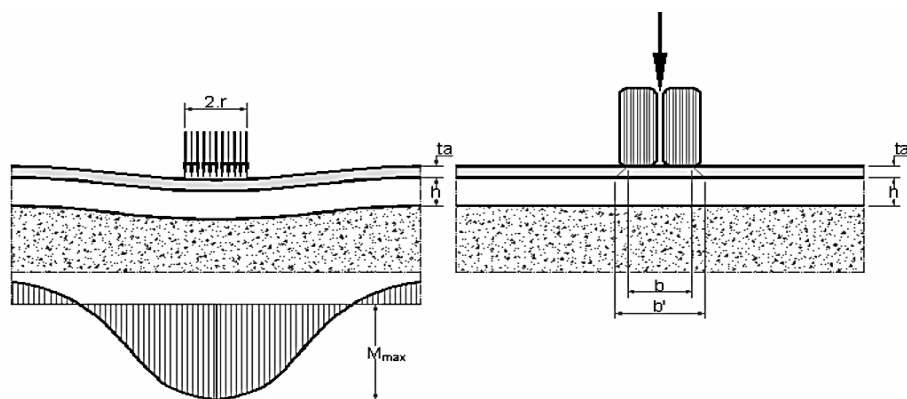
$$\text{Faktor beban dinamis (DLA)} = 40\% \text{ (SNI-1725 : 2016)}$$

$$\text{Beban roda gandaan truk (T)} = 112.5 \text{ KN}$$

$$\text{Beban truk "T" (T}_{TT}) = (1 + \text{DLA})$$

$$= (1 + 40\%) \times 112.5 = 157.5 \text{ kN}$$

2) Perhitungan momen



Gambar 5. 26 Pelat injak melintang jembatan

$$\begin{aligned}
 \text{Poisson rasio } (\nu) &= 0.15 \text{ (SNI T12 – 2004)} \\
 \text{Tebal pelat injak } (h) &= 0.20 \text{ m} \\
 \text{Beban truk "T" } (T_{TT}) &= 157.5 \text{ kN} \\
 \text{Lebar bidang kontak roda } (b) &= 0.75 \text{ m} \\
 b' = b + 2 \times t_a &= 0.75 + 2 \times 0.05 = 0.85 \text{ m} \\
 \text{Lebar penyebaran beban terpusat } (r) &= b' \times 1/2 \\
 &= 0.85 \times 1/2 = 0.425 \text{ kN} \\
 \text{Nilai CBR tanah dasar} &= 18 \% \\
 \text{Standart modulus of soil reaction } (K) &= 62 \text{ kPa/mm} \\
 &= 6.2 \text{ Kg/cm}^3 \\
 &= 62000 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Modulus elastisitas beton sebesar } (E_c) &= 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30} \\
 &= 25742.960 \text{ Mpa} \\
 &= 2574296 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Nilai λ dihitung dengan,

$$\begin{aligned}
 \lambda &= ((E_c \times h^3) / (12 \times (1 - \nu^2) \times k))^{0.25} \\
 &= ((2574296 \times 0.20^3) / (12 \times (1 - 0.15^2) \times 62000))^{0.25} \\
 &= 0.414 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen maksimal pada pelat injak :

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= T_{TT} / 2 \times \left[1 - \left(r \times \sqrt{2} / \lambda \right)^{0.6} \right] \\
 &= 157.5 / 2 \times \left[1 - \left(0.425 \times \sqrt{2} / 0.414 \right)^{0.6} \right] \\
 &= 19.623 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Momen *ultimit* pelat injak arah melintang :

$$M_u = K_{TT} \times M_{\max} = 1.8 \times 19.623 = 35.321 \text{ kNm}$$

3) Penulangan pelat injak arah melintang

$$\begin{aligned}
 \text{Momen rencana } (M_u) &= 35.321 \text{ kNm} \\
 &= 35.321 \times 10^6 \text{ Nmm} \\
 \text{Mutu beton } (f_c) &= 30 \text{ Mpa} \\
 \text{Mutu baja tulangan } (f_y) &= 400 \text{ Mpa} \\
 \text{Tebal pelat } (h) &= 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar pelat (b)} &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Tebal penutup beton (d)} &= 40 \text{ mm} \\
 \text{Tebal efektif (d')} &= \text{Tebal pelat injak – selimut beton} \\
 &= 200 - 20 \\
 &= 180 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned}
 M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\
 &= \frac{35.321 \times 10^6}{0.80} \\
 &= 44.151 \times 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\
 &= \frac{44.151 \times 10^6}{1000 \times 160^2} \\
 &= 1.363 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0.0325
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.0325 \\
 &= 0.0244
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c'} \right) \\
 &= 0.0244 \times 400 \left(1 - \frac{0.5 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 30} \right) \\
 &= 0.0244 \times 394.263 \\
 &= 9.614 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$R_{\text{maks}} > R_n = 9.614 > 1.363 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.363}{0.85 \times 30}} \right) \\ &= 0.00350 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned} \rho_{\text{min}} &= \frac{1.40}{F_y} \\ &= \frac{1.40}{400} \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{min}} < \rho_{\text{max}}$ maka dipakai ρ_{min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0035 \times 1000 \times 180$$

$$A_s = 630 \text{ mm}^2$$

Diambil diameter tulangan pokok (D) = 13 mm

Jarak antara tulangan untuk lebar (b) = 1000 mm

$$S = \frac{0.25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} = \frac{0.25 \times 3.14 \times 13^2 \times 1000}{630} = 210.58 \approx 200 \text{ mm}$$

Tulangan utama yang dipasang = D13 – 200

Luas penampang tulangan terpasang,

$$A_s = \frac{0.25 \times \pi \times D^2 \times b}{S} = \frac{0.25 \times 3.14 \times 13^2 \times 1000}{200} = 663.33 \text{ mm}^2 > 630 \text{ mm}^2$$

b. Pelat injak arah memanjang

1) Beban truk (TT)

$$\text{Faktor beban ultimit (KTT)} = 1.8$$

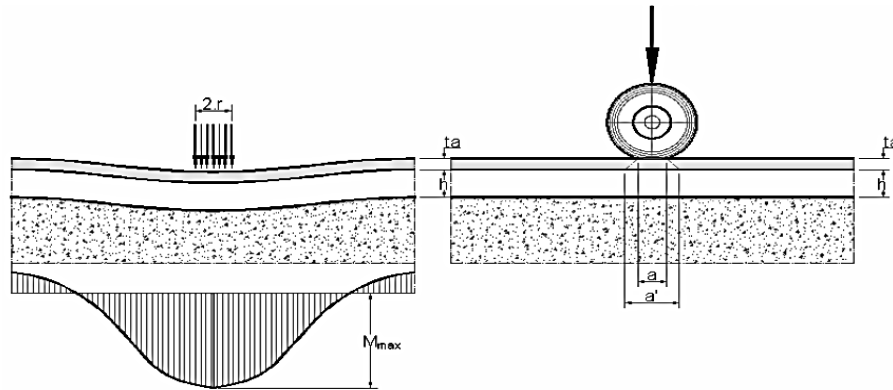
$$\text{Faktor beban dinamis (DLA)} = 40\% \text{ (SNI-1725;2016)}$$

$$\text{Beban roda gandaan truk (T)} = 112.5 \text{ KN}$$

$$\text{Beban truk "T" (T}_{\text{TT}}) = (1 + \text{DLA})$$

$$= (1 + 40\%) \times 112.5 = 157.5 \text{ kN}$$

2) Perhitungan momen



Gambar 5. 27 Pelat injak memanjang jembatan

$$\text{Poisson rasio } (\nu) = 0.15 \text{ (SNI T12 - 2004)}$$

$$\text{Tebal pelat injak } (h) = 0.20 \text{ m}$$

$$\text{Beban truk "T" } (T_{TT}) = 157.5 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar bidang kontak roda } (a) = 0.25 \text{ m}$$

$$a' = b + 2 \times ta = 0.25 + 2 \times 0.05 = 0.35 \text{ m}$$

$$\text{Lebar penyebaran beban terpusat } (r) = a' \times 1/2$$

$$= 0.35 \times 1/2 = 0.175 \text{ m}$$

$$\text{Standart modulus of soil reaction } (K) = 62 \text{ kPa/mm}$$

$$= 6.2 \text{ Kg/cm}^3 = 62000 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Modulus elastisitas beton sebesar } (E_c) = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{30}$$

$$= 25742.960 \text{ Mpa}$$

$$= 2574296 \text{ kN/m}^2$$

Nilai λ dihitung dengan,

$$\lambda = ((E_c \times h^3) / (12 \times (1 - \nu^2) \times k))^{0.25}$$

$$= ((25742.960 \times 0.20^3) / (12 \times (1 - 0.15^2) \times 62000))^{0.25}$$

$$= 0.414 \text{ m}$$

Momen maksimal pada pelat injak :

$$M_{\max} = T_{TT} / 2 \times [1 - (r \times \sqrt{2} / \lambda)^{0.6}]$$

$$= 157.5 / 2 \times [1 - (0.175 \times \sqrt{2} / 0.414)^{0.6}]$$

$$= 20.985 \text{ kNm}$$

Momen ultimit pelat injak arah memanjang :

$$M_u = K_{TT} \times M_{\max} = 1.8 \times 20.985 = 37.773 \text{ kNm}$$

3) Penulangan pelat injak arah memanjang

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana (Mu)} &= 37.773 \text{ kNm} \\ &= 37.773 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton (fc)} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal pelat (h)} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar pelat (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal penutup beton (d)} = 40 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif (d')} &= \text{Tebal pelat trotoar} - \text{selimut beton} \\ &= 200 - 20 \\ &= 180 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{37.773 \times 10^6}{0.80} \\ &= 47.217 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{47.217 \times 10^6}{1000 \times 180^2} = 1.457 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $fc' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 fc' \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0325 \\ &= 0.0244\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c}\right) \\ &= 0.0244 \times 240 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400}\right) \\ &= 0.0244 \times 394.263 \\ &= 9.614 \text{ Nmm}^2\end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 9.614 > 1.457 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}}\right) \\ \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times 30}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.457}{0.85 \times 30}}\right)\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.00375$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1.40}{F_y} \\ &= \frac{1.40}{400} \\ &= 0.0035\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{\min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.00375 \times 1000 \times 180$$

$$A_s = 675.677 \text{ mm}^2$$

Diambil diameter tulangan pokok $D = 16 \text{ mm}$

Jarak antara tulangan untuk lebar (b) = 1000 mm

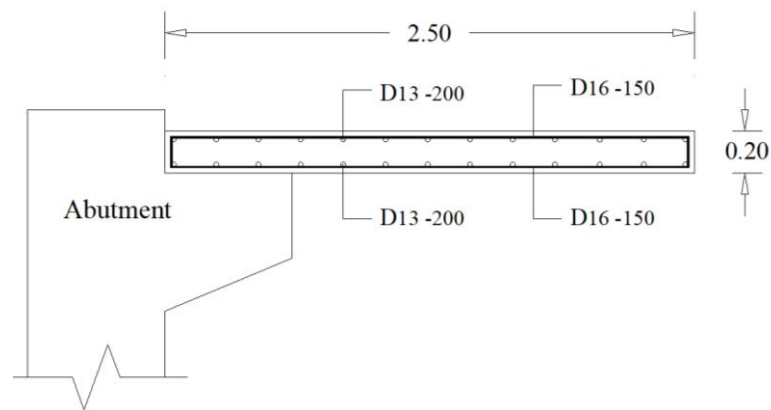
$$S = \frac{0.25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s} = \frac{0.25 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000}{675.677} = 297.42$$

Tulangan utama yang dipasang = D16 – 150

Luas penampang tulangan terpasang,

$$A_s = \frac{0.25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$= \frac{0.25 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000}{150} = 1339.733 \text{ mm}^2 > 675.677 \text{ mm}^2$$



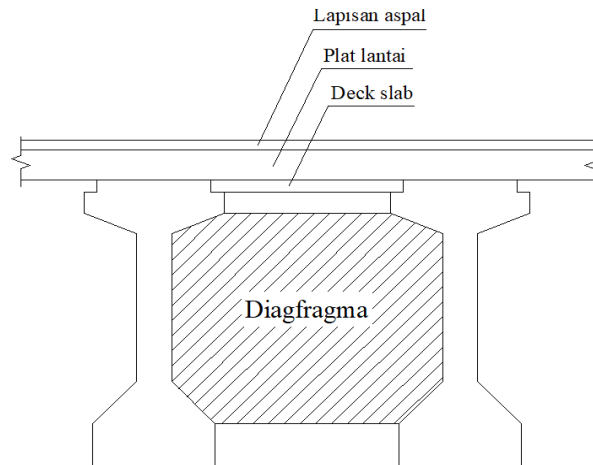
Gambar 5. 28 Penulangan pelat injak

5.2.6 Perhitungan Diafragma (*Cross Beam*)

Diafragma adalah elemen struktur yang berfungsi untuk memberikan ikatan antar gelagar PCI *Girder* supaya kesetabilan antar gelagar terjaga dalam arah horizontal. Dalam perhitungan diafragma menggunakan cara *cross beam* yaitu diafragma dianggap berat sendiri sehingga hanya menerima berat sendiri.

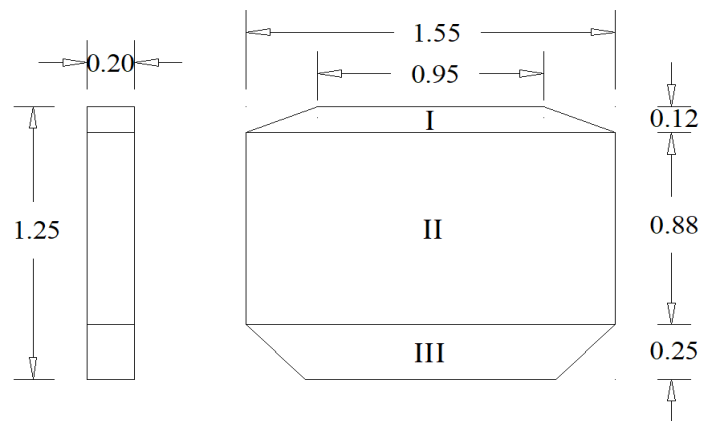
Data – data perencanaan :

Panjang (L)	= 1.55 m
Tebal (b)	= 0.20 m
Tinggi (h)	= 1.25 m
Mutu beton (f_c)	= 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	= 400 Mpa
γ Beton (w_c)	= 24 kN/m ³



Gambar 5. 29 Balok diafragma

a. Perhitungan pembebanan



Gambar 5. 30 Dimensi balok diafragma

$$\begin{aligned}
 \text{Luas bidang I} &= \frac{1}{2} \times 0.12 \times (0.95 + 1.55) = 0.150 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bidang II} &= 0.88 \times 1.55 = 1.364 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas bidang III} &= \frac{1}{2} \times 0.25 \times (0.95 + 1.55) = \underline{0.312 \text{ m}^2} + \\
 \text{Luas total} &= 1.826 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan momen dan gaya lintang

Diafragma dianggap di dua tumpuan untuk menghitung besaran momen yang terjadi yang diperhitungkan hanya momen lapangan, karena momen tumpuan nol.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban balok sendiri (q)} &= 0.2 \times 1.826 \times 24 \\
 &= 8.764 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen maksimal} &= 1/8 \times q \times L^2 \\ &= 1/8 \times 8.764 \times 1.75^2 = 3.354 \text{ kNm} \\ \text{Gaya lintang maksimal} &= 1/2 \times q \times L \\ &= 1/2 \times 8.764 \times 1.75 = 7.668 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Perhitungan tulangan diafragma

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana (Mu)} &= 3.354 \text{ kNm} \\ &= 3.354 \times 10^6 \text{ Nmm} \\ \text{Gaya lintang (Vu)} &= 7.668 \text{ kN} \\ \text{Mutu beton (fc)} &= 30 \text{ Mpa} \\ \text{Mutu baja tulangan (fy)} &= 400 \text{ Mpa} \\ \text{Tebal pelat (b)} &= 200 \text{ mm} \\ \text{Lebar pelat (h)} &= 1250 \text{ mm} \\ \text{Tulangan utama (D)} &= 16 \text{ mm} \\ \text{Tebal penutup beton (d)} &= 35 \text{ mm} \\ \text{Tebal efektif (d')} &= h - d \\ &= 1250 - 35 \\ &= 1215 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{3.354 \times 10^6}{0.80} \\ &= 4.192 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{4.192 \times 10^6}{200 \times 1215^2} = 0.014 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 30 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0325 \\ &= 0.0244\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c}\right) \\ &= 0.0244 \times 240 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400}\right) \\ &= 0.0244 \times 394.263 \\ &= 9.614 \text{ Nmm}^2\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times 30}{240} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.014}{0.85 \times 30}}\right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.0000355$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= \frac{1.40}{F_y} \\ &= \frac{1.40}{400} \\ &= 0.0035\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{\min} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

$$A_s = \rho b d$$

$$A_s = 0.0035 \times 200 \times 1215$$

$$A_s = 850.50 \text{ mm}^2$$

Diambil tulangan pokok 8D 13 $\rightarrow (1061.8 \text{ mm}^2 > 850.50 \text{ mm}^2)$

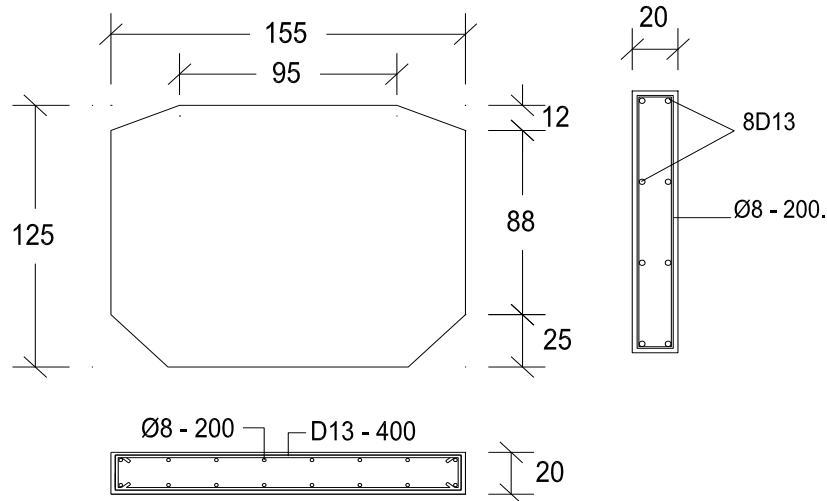
Analisa tulangan geser (Perencanaan Struktur beton bertulang untuk jembatan No 009/BM/2009).

Kuat geser,

$$\begin{aligned}V_c &= (1/6 \times \sqrt{f_c}) \times b_w \times d' \\ &= (1/6 \times \sqrt{30}) \times 1.55 \times 1.215 = 54.364 \text{ kN} \\ 1/2 \times \emptyset \times V_c &= 1/2 \times 0.7 \times V_c \\ &= 19.027 \text{ kN}\end{aligned}$$

Diperoleh bahwa $V_u = 12.136 \text{ kN} < 1/2 \times \phi \times V_c = 19.027$,

Maka tidak perlu tulangan geser hanya dipasang tulangan praktis sebagai pengikat dengan dipakai tulangan $\phi 8 - 200 \text{ mm}$.

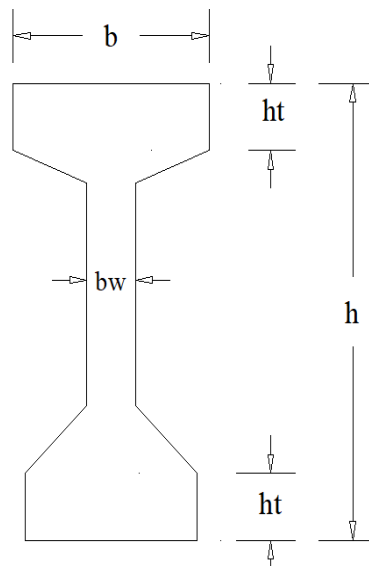


Gambar 5. 31 Penulangan balok diafragma

5.2.7 Perhitungan Balok *Prestressed*

Panjang jembatan yang direncanakan 80 meter dengan menggunakan 1 pilar.

Maka dari itu di ambil bentang balok prestressed $L = 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$.



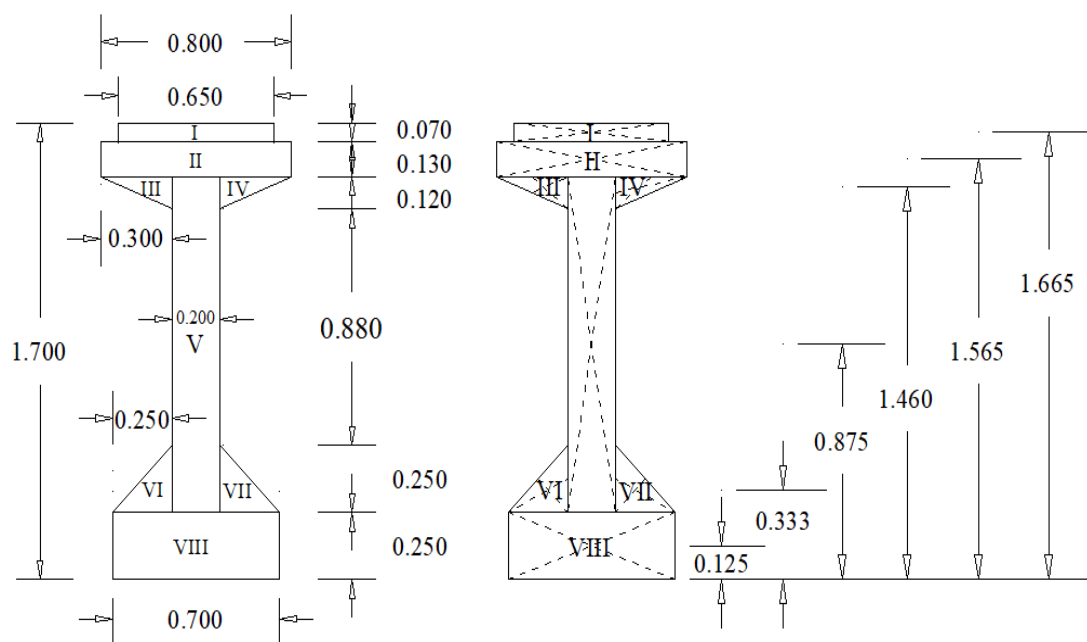
Gambar 5. 32 Penampang balok *prestressed*

Menurut Andi Budiarsih dalam “Buku Desain Praktis Beton Prategang struktur beton pratekan” unsur – unsur untuk perkiraan dimensi balok pratekan sebagai berikut :

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi balok (h)} &= 1/25 L \text{ s/d } 1/17L \\
 &= 1/25 \times 40000 \text{ s/d } 1/17 \times 40000 \\
 &= 1600 \text{ mm s/d } 2352.94 \text{ mm,} \quad \rightarrow \text{Diambil } h = 1700 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi efektif (d)} &= 0.85 h \text{ s/d } 0.95 h \\
 &= 0.85 \times 1700 \text{ s/d } 0.95 \times 1700 \\
 &= 1445 \text{ mm s/d } 1615 \text{ mm,} \quad \rightarrow \text{Diambil } d = 1500 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi Flent (ht)} &= 0.15 d \text{ s/d } 0.25 d \\
 &= 0.15 \times 1500 \text{ s/d } 0.25 \times 1500 \\
 &= 225 \text{ mm s/d } 375 \text{ mm,} \quad \rightarrow \text{Diambil } ht = 250 \text{ mm} \\
 \text{Lebar Flens (b)} &= 0.40 d \text{ s/d } 0.60 d \\
 &= 0.40 \times 1500 \text{ s/d } 0.60 \times 1500 \\
 &= 600 \text{ mm s/d } 900 \text{ mm,} \quad \rightarrow \text{Diambil } b = 800 \text{ mm} \\
 \text{Tebal badan (bw)} &= 0.20 b \text{ s/d } 0.30 b \\
 &= 0.20 \times 800 \text{ s/d } 0.30 \times 800 \\
 &= 160 \text{ mm s/d } 240 \text{ mm,} \quad \rightarrow \text{Diambil } bw = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

a. Analisa penampang balok

1) Sebelum komposit



Gambar 5. 33 Dimensi dan jarak lengan momen terhadap sisi bawah

a) Menghitung letak titik berat dengan statis momen terhadap sisi bawah

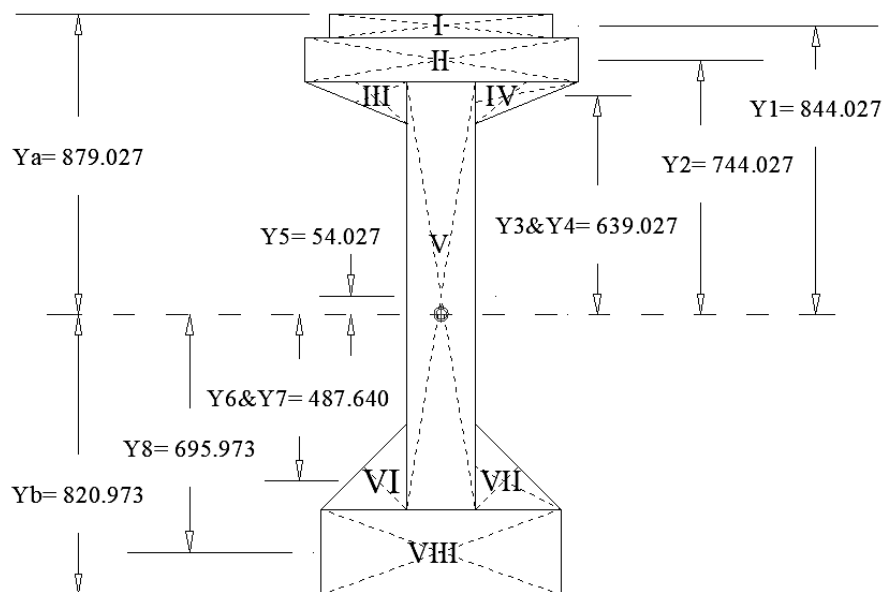
Tabel 5. 10 Perhitungan statis momen balok terhadap sisi bawah

Section	Luas penampang (A) (mm ²)	Jarak Terhadap Alas (mm)	Statis momen (mm ³)
I	650 x 70 = 45500	1665	75757500
II	800 x 130 = 104000	1565	162760000
III	1/2 x 120 x 300 = 18000	1460	26280000
IV	1/2 x 120 x 300 = 18000	1460	26280000
V	200 x 1250 = 250000	875	218750000
VI	1/2 x 250 x 250 = 31250	333	10406250
VII	1/2 x 250 x 250 = 31250	333	10406250
VIII	700 x 250 = 175000	125	21875000
	ΣF_{balok} = 673000	$\Sigma fy =$	552515000

b) Menghitung letak titik statis momen terhadap balok

$$Y_b = \frac{\Sigma Fy}{\Sigma F_{balok}} = \frac{552515000}{673000} = 820.973 \text{ mm (dari sisi bawah)}$$

$$Y_a = 1700 - 820.973 = 879.027 \text{ mm (dari sisi atas)}$$



Gambar 5. 34 Gambar letak statis momen terhadap balok

$$\begin{aligned}
Y1 &= Y_a - \frac{1}{2} h_I &= 879.027 - \frac{1}{2} \times 70 &= 844.027 \text{ mm} \\
Y2 &= Y_a - h_I - \frac{1}{2} h_{II} &= 879.027 - 70 - \frac{1}{2} \times 13 &= 744.027 \text{ mm} \\
Y3 &= Y_a - h_I - h_{II} - \frac{1}{3} h_{III} &= 879.027 - 70 - 130 - \frac{1}{3} \times 120 &= 639.027 \text{ mm} \\
Y4 &= Y_a - h_I - h_{II} - \frac{1}{3} h_{III} &= 879.027 - 70 - 130 - \frac{1}{3} \times 120 &= 639.027 \text{ mm} \\
Y5 &= Y_a - h_{VIII} - \frac{1}{2} h_V &= 879.027 - 70 - 130 - \frac{1}{2} \times 1250 &= 54.027 \text{ mm} \\
Y6 &= Y_b - h_{VII} - \frac{1}{3} h_{VI} &= 820.973 - 250 - \frac{1}{3} \times 250 &= 487.640 \text{ mm} \\
Y7 &= Y_b - h_{VII} - \frac{1}{3} h_{VI} &= 820.973 - 250 - \frac{1}{3} \times 250 &= 487.640 \text{ mm} \\
Y8 &= Y_b - \frac{1}{2} h_{VIII} &= 820.973 - \frac{1}{2} \times 250 &= 695.973 \text{ mm}
\end{aligned}$$

c) Menghitung momen inersia

Tabel 5. 11 Perhitungan momen inersia

Section	Uraian	Momen inersia (mm ⁴)
I	$(1/12 \times b \times h^3) + A_I \times Y1^2$ $(1/12 \times 650 \times 70^3) + 455000 \times 844.027^2$	32431940908
II	$(1/12 \times b \times h^3) + A_{II} \times Y2^2$ $(1/12 \times 120 \times 300^3) + A_{II} \times 744.027^2$	57718389046
III	$(1/36 \times b \times h^3) + A_{III} \times Y3^2$ $(1/36 \times 120 \times 300^3) + A_{III} \times 639.027^2$	7440399121
IV	$(1/36 \times b \times h^3) + A_{IV} \times Y4^2$ $(1/36 \times 120 \times 250^3) + A_{IV} \times 639.027^2$	7440399121
V	$(1/12 \times b \times h^3) + A_V \times Y5^2$ $(1/12 \times 200 \times 1250^3) + A_V \times 54.027^2$	33281812516
VI	$(1/36 \times b \times h^3) + A_{VI} \times Y6^2$ $1/36 \times 250 \times 250^3) + A_{VI} \times 487.640^2$	7539530994
VII	$(1/36 \times b \times h^3) + A_{VII} \times Y7^2$ $1/36 \times 250 \times 250^3) + A_{VII} \times 487.640^2$	7539530994
VIII	$(1/12 \times b \times h^3) + A_{VIII} \times Y8^2$ $1/12 \times 700 \times 250^3) + A_{VIII} \times 695.973^2$	85677681261
ΣI_{balok}		239069683962

d) Menghitung Statis momen wa dan wb minimum penampang

$$W_a = \frac{\Sigma I_{balok}}{Y_a} = \frac{239069683962}{879.027} = 271970808.59 \text{ mm}^3$$

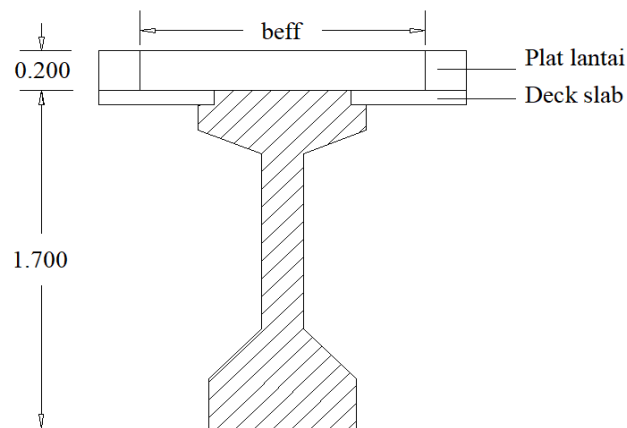
$$W_b = \frac{\Sigma I_{balok}}{Y_b} = \frac{239069683962}{820.973} = 291202767.90 \text{ mm}^3$$

e) Menghitung batas inti(*kern*) pada balok

$$K_a = \frac{W_b}{\Sigma F} = \frac{291202767.90}{673000} = 432.694 \text{ mm}$$

$$K_b = \frac{W_a}{\Sigma F} = \frac{271970808.59}{673000} = 404.118 \text{ mm}$$

2) Sesudah komposit



Gambar 5. 35 Posisi pelat terhadap balok prategang

a) Menghitung lebar efektif komposit

$$\text{Mutu beton pelat lantai (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu beton balok prategang (fc')} = 60 \text{ Mpa}$$

$$\text{Jarak antara gelagar prategang (be)} = 1750 \text{ mm}$$

Menurut SK-SNI 03-2874-2002 sub bab 10.5 (disandur dari struktur beton bertulang, Istimawan Dipohusodo, Hal 9), Bahwa:

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c'}$$

Dimana,

$$E_c = \text{Modulus elastisitas beton}$$

$$F_c' = \text{Mutu beton}$$

Jadi modulus elastisitas pelat lantai dan gelagar,

$$E_{c30} = 4700 \sqrt{30} = 25742.96 \text{ Mpa}$$

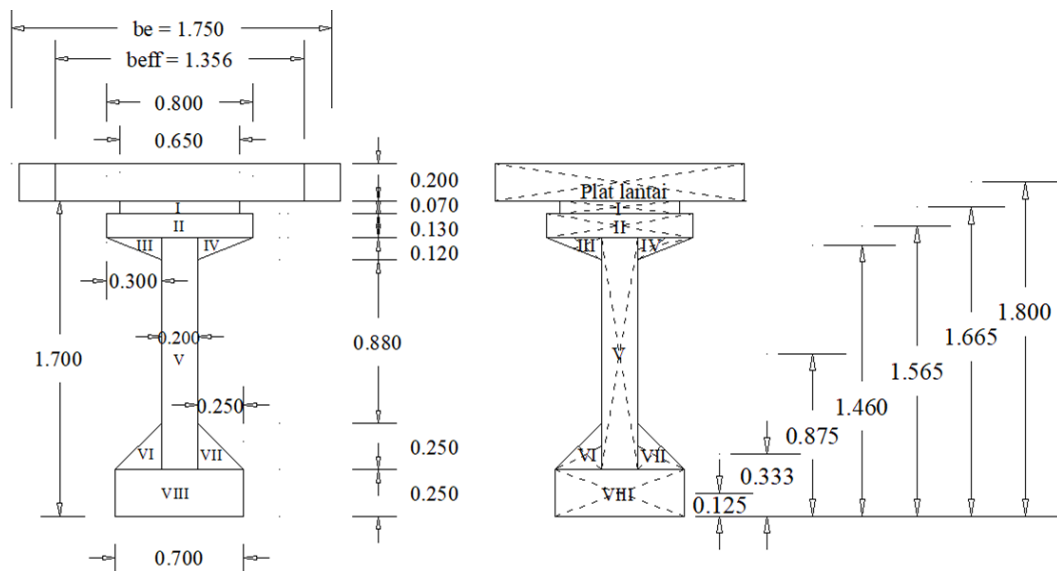
$$E_{c60} = 4700 \sqrt{60} = 29725.41 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus ratio } (\eta) = \frac{E_{c30}}{E_{c60}} = \frac{25742.96}{36406.04} = 0.775$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif balok komposit (beff)} &= \eta \times b_e \\ &= 0.775 \times 1750 = 1515.5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk tebal pelat di ambil (h)} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia pelat (} I_{\text{plat}} \text{)} &= 1/12 \times \text{beff} \times h^3 \\ &= 1/12 \times 1515.5 \times 200^3 \\ &= 1010333333.3 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$



Gambar 5. 36 Dimensi dan jarak lengan momen terhadap sisi bawah setelah komposit

b) Menghitung letak titik berat dengan statis momen terhadap sisi bawah

Tabel 5. 12 Perhitungan statis momen balok terhadap sisi bawah

Section	Luas penampang (A) (mm ²)	Jarak Terhadap Alas (mm)	Statis momen (mm ³)
I	650 x 70 = 455000	1665	75757500
II	800 x 130 = 104000	1565	162760000
III	1/2 x 120 x 300 = 1800	1460	26280000
IV	1/2 x 120 x 300 = 1800	1460	26280000

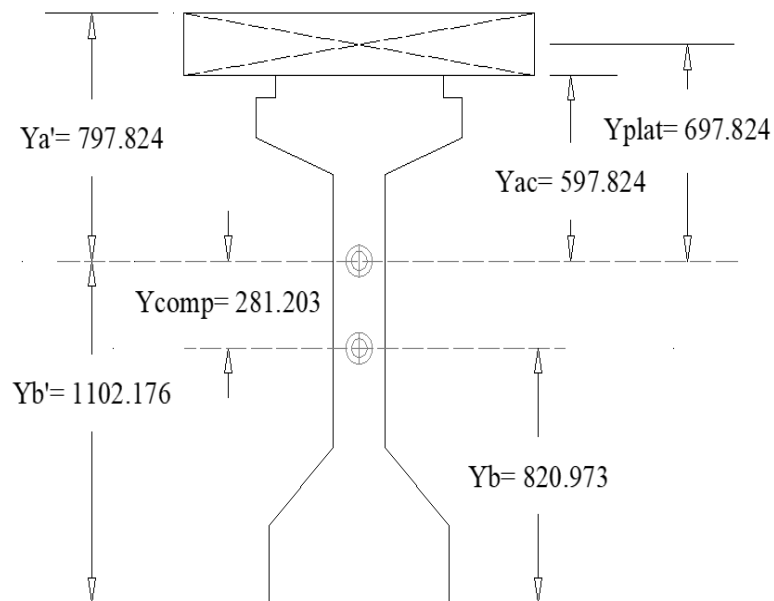
Tabel 5. 12 Perhitungan statis momen balok terhadap sisi bawah (Lanjutan)

Section	Luas penampang (A) (mm ²)	Jarak Terhadap Alas (mm)	Statis momen (mm ³)
V	200 x 1250 = 250000	875	218750000
VI	1/2 x 250 x 250 = 31250	333	10406250
VII	1/2 x 250 x 250 = 31250	333	10406250
VIII	700 x 250 = 175000	125	21875000
F _{Plat}	1356 x 200 = 271200	1800	488160000
	ΣF _{komposit} = 944200	Σfy _{komposit} =	1040675000

c) Menghitung letak titik statis momen terhadap balok

$$Y_{b'} = \frac{\Sigma Fy_{Komposit}}{\Sigma F_{Komposit}} = \frac{1040675000}{944200} = 1102.176 \text{ mm (dari sisi bawah)}$$

$$Y_{a'} = 1900 - 1102.176 = 797.824 \text{ mm (dari sisi atas)}$$

**Gambar 5. 37 Kondisi komposit antara balok dan pelat lantai**

$$Y_{plat} = Y_{a'} - \frac{1}{2} h_{plat} = 797.824 - \frac{1}{2} \times 200 = 697.824 \text{ mm}$$

$$Y_{ac} = Y_{a'} - h_{plat} = 797.824 - 200 = 597.824 \text{ mm}$$

$$Y_{comp} = Y_{b'} - y_b = 1102.176 - 820.973 = 281.203 \text{ mm}$$

d) Menghitung momen inersia balok komposit

$$\begin{aligned} I_{ko} &= (\Sigma I_{balok} + \Sigma F_{balok} \times Y_{comp}^2) + (I_{Plat} + F_{Plat} \times Y_{plat}^2) \\ &= (239069683962 + 673000 \times 281.203^2) + (1010333333.3 + 271200 \times 697.824^2) \\ &= 292287320273.53 + 133073433778.79 \\ &= 425360754052.32 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

e) Menghitung statis momen wa dan wb minimum penampang dari balok komposit

$$W_a' = \frac{I_{ko}}{Y_{a'}} = \frac{425254663085.64}{797.824} = 533151113.59 \text{ mm}^3$$

$$W_b' = \frac{I_{ko}}{Y_{b'}} = \frac{425254663085.64}{1102.176} = 385928158.53 \text{ mm}^3$$

f) Menghitung batas inti balok (*kern*) balok komposit

$$K_a' = \frac{W_b}{\Sigma F_{komp}} = \frac{385831746.59}{944200} = 408.735 \text{ mm}$$

$$K_b' = \frac{W_a}{\Sigma F_{komp}} = \frac{533018138.19}{944200} = 564.659 \text{ mm}$$

5.2.8 Analisa Pembebanan Struktur

a. Akibat beban mati

1) Balok *girder* prategang (Ms)

$$\text{Panjang (L)} = 40 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang PCI } \textit{girder} = 673000 \text{ mm}^2 = 0.673 \text{ m}^2$$

$$\text{Berat sendiri } \textit{girder} \text{ (qbs)} = 0.673 \times 24 = 16.152 \text{ kN/m}$$

2) Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times q_{bs} \times L^2 \\ &= 1/8 \times 16.152 \times 40^2 = 3230.40 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Gaya geser maksimum

$$\begin{aligned} D_{\max} &= 1/2 \times q_{bs} \times L \\ &= 1/2 \times 16.152 \times 40 = 323.04 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Akibat beban mati tambahan (Ma)

1) Beban perkerasan dan pelat lantai

$$\text{Berat perkerasan} = 0.05 \times 1.75 \times 22 = 1.925 \text{ kN/m}$$

$$\text{Berat pelat lantai} = 0.20 \times 1.75 \times 24 = \underline{8.400 \text{ kN/m} +}$$

$$\text{Berat total (qtotal)} = 10.325 \text{ kN/m}$$

2) Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times qMa \times L^2 \\ &= 1/8 \times 10.325 \times 40^2 \\ &= 2065 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Gaya geser maksimum

$$\begin{aligned} D_{\max} &= 1/2 \times qMa \times L \\ &= 1/2 \times 10.325 \times 40 \\ &= 206.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Akibat beban air hujan (Ma')

1) Beban air hujan

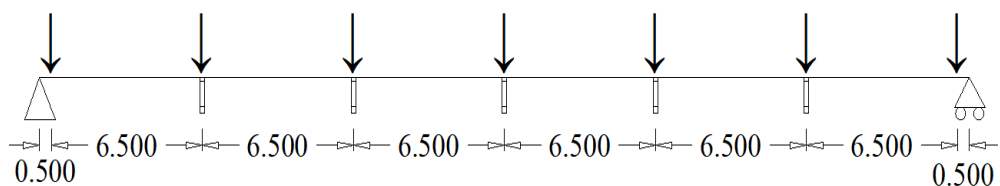
$$\begin{aligned} \gamma_{\text{air}} \text{ Air hujan} &= 0.980 \text{ kN/m}^3 \\ \text{Tinggi genangan air hujan} &= 10 \text{ cm} = 0.10 \text{ m} \\ \text{Beban air hujan} &= 0.10 \times 1.75 \times 9.80 = 0.1715 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

2) Momen maksimum

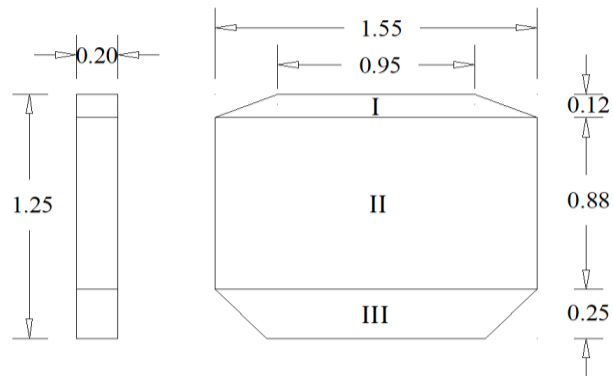
$$\begin{aligned} M_{\max} &= 1/8 \times qMa' \times L^2 \\ &= 1/8 \times 0.1715 \times 40^2 \\ &= 34.30 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Gaya geser maksimum

$$\begin{aligned} D_{\max} &= 1/2 \times qMa' \times L \\ &= 1/2 \times 0.1715 \times 40 \\ &= 3.43 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Akibat beban diafragma (*Cross beams*)

Gambar 5. 38 Mekanika beban diafragma bentang memanjang



Gambar 5. 39 Dimensi balok diafragma

1) Berat diafragma

$$\text{Luas bidang I} = 1/2 \times 0.12 \times (0.95 + 1.55) = 0.150 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas bidang II} = 0.88 \times 1.55 = 1.364 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas bidang III} = 1/2 \times 0.25 \times (0.95 + 1.55) = 0.312 \text{ m}^2 +$$

$$\text{Luas total} = 1.826 \text{ m}^2$$

$$\text{Tebal diafragma} = 0.20 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma} &= 1.826 \times 0.20 \times 1.75 \times 24 \\ &= 15.338 \text{ kN} \end{aligned}$$

Direncanakan akan dipasang 7 buah diafragma

$$\begin{aligned} \text{Berat diafragma, P} &= 7 \times 15.338 \\ &= 107.716 \text{ kNm} \end{aligned}$$

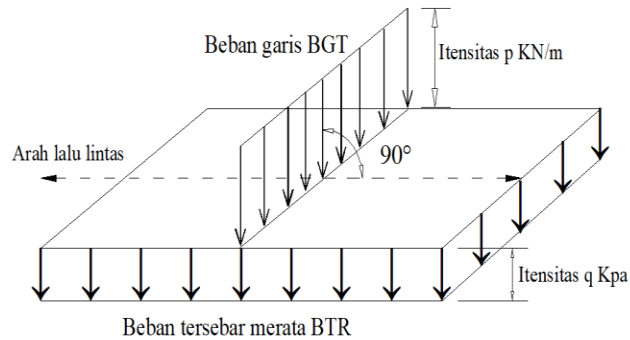
2) Momen maksimum

$$\begin{aligned} M_{\text{Diafragma}} &= 1/4 \times P \times L \\ &= 1/4 \times 107.716 \times 40 \\ &= 1077.160 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Reaksi perletakan

$$\begin{aligned} V_a = V_b &= P \times 0.5 \\ &= 107.716 \times 0.5 \\ &= 53.858 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Beban lajur “D”



Gambar 5. 40 Beban lajur “D”
(Sumber: SNI 1725:2016)

Beban lajur “D” terdiri dari beban rata (BTR) dan beban garis (BGT) atau *Knife Edge Load (KEL)*. BTR mempunyai intensitas q (Kpa) yang besarnya tergantung pada panjang bidang L yang dibebani.

$$\text{Jika } L \geq 30 \text{ m} : q = 9 \text{ kPa} \left(0.5 + \frac{15}{L} \right)$$

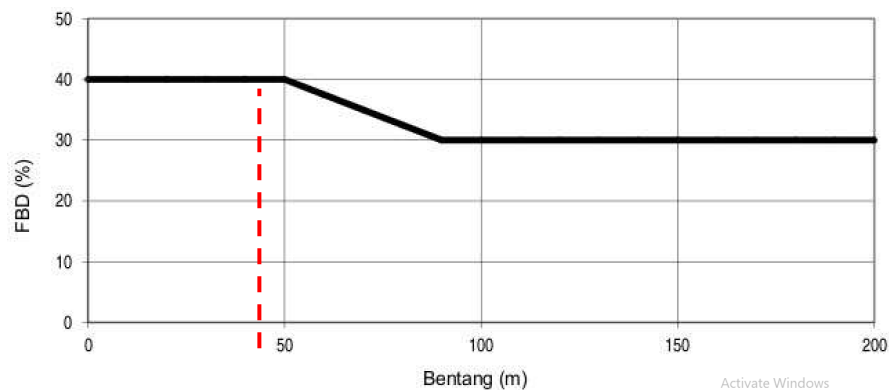
1) Data – data perhitungan :

a) Beban merata

$$\begin{aligned} \text{Beban BTR balok} &= 9 \times \left(0.5 + \frac{15}{40} \right) \\ &= 7.875 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban merata (} Q_{TD} \text{)} &= \text{BTR} \times s \\ &= 7.875 \times 1.75 \\ &= 13.781 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

b) Beban dinamis



Gambar 5. 41 Faktor beban dinamis
(Sumber: SNI 1725:2016)

$L = 40 \text{ m}$, maka $FBD = 0.4$

Beban garis (P) = 49 kN/m

$S = 1.75$

Beban terpusat pada balok (P_{TD}) = $(1 + FBD) \times P \times S$

$$= (1 + 0.4) \times 49 \times 1.75 = 120.05 \text{ kN}$$

2) Momen maksimum akibat beban jalur "D"

$$M_D = 1/8 \times Q_{TD} \times L^2 + 1/4 \times P_{TD} \times L$$

$$= 1/8 \times 13.781 \times 40^2 + 1/4 \times 120.05 \times 40$$

$$= 3956.70 \text{ kNm}$$

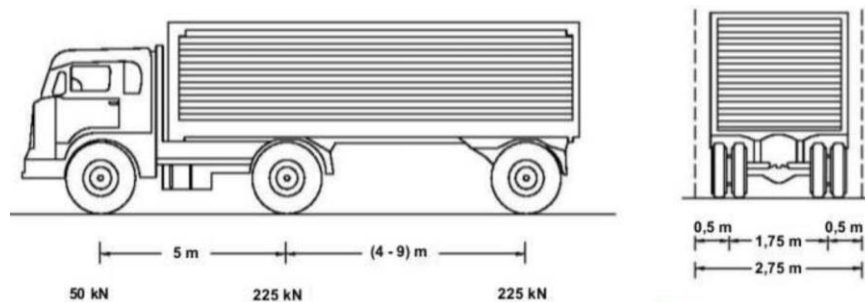
3) Reaksi Perletakan

$$V_a = V_b = 1/2 \times Q_{TD} \times L + 1/2 \times P_{TD}$$

$$= 1/2 \times 13.781 \times 40 + 1/2 \times 120.05$$

$$= 335.645 \text{ kN}$$

f. Gaya pengaruh rem (TB)



Gambar 5. 42 Beban gandar kendaraan

(Sumber: SNI 1725:2016)

Pengaruh gaya rem dianggap horizontal pada arah sumbu jembatan dengan titik tangkap setinggi 180 cm di atas permukaan lantai kendaraan dengan besaran gaya diambil yang terbesar dari 25% dari berat gandar truk desain atau 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR (SNI 1725: 2016, hal 46).

Data – data perhitungan :

Jumlah gelagar (n_{balok}) = 5 buah

Jumlah lajur (n_{lajur}) = 2 buah

Lebar jalan (W_{jalan}) = 7 m

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang gelagar (} L_{\text{balok}} \text{)} &= 40 \text{ m} \\
 \text{Beban terbagi rata (} q_{\text{BTR}} \text{)} &= 13.781 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Beban lajur terbagi rata (} P_{\text{BTR}} \text{)} &= q_{\text{BTR}} \times W_{\text{jalan}} \times L_{\text{balok}} \\
 &= 13.781 \times 7 \times 40 \\
 &= 3858.68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

1) 25 % dari berat truk desain

Untuk mendapatkan pengaruh maksimum menggunakan nilai berat gandar terbesar, perhitungan ini digunakan gandar belakang:

Berat gandar truk belakang (W_{truk}) = 225 kN

$$\begin{aligned}
 \text{TB1} &= 25 \% \times \frac{n_{\text{lajur}} \times W_{\text{truk}}}{n_{\text{balok}}} \\
 &= 25 \% \times \frac{2 \times 225}{5} \\
 &= 22.50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

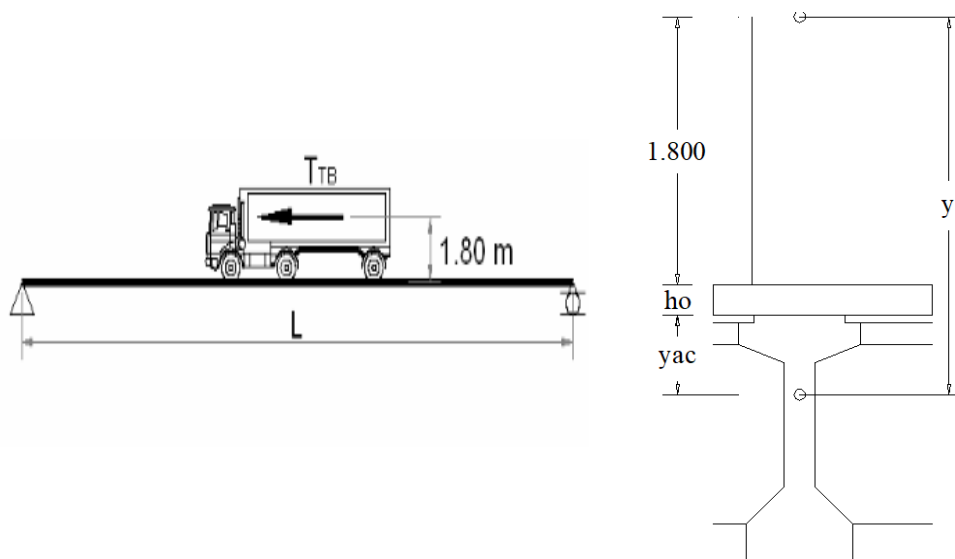
2) 5 % dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata (BTR)

Beban truk rencana (P_T) = 500 kN

$$\begin{aligned}
 \text{TB1} &= 5 \% \times \frac{P_T \times n_{\text{lajur}} + P_{\text{BTR}}}{n_{\text{balok}}} \\
 &= 5 \% \times \frac{500 \times 2 + 3858.68}{5} \\
 &= 48.58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Maka diambil gaya rem yang paling besar (T_{TB}) = 48.58 kN

3) Momen akibat gaya rem



Gambar 5. 43 Gambar gaya akibat beban rem (TB)

$$\begin{aligned}
 \text{Lengan terhadap titik berat balok } y &= 1.80 + h_o + Y_{ac} \\
 &= 1.80 + 0.20 + 0.598 \\
 &= 2.598 \text{ m}
 \end{aligned}$$

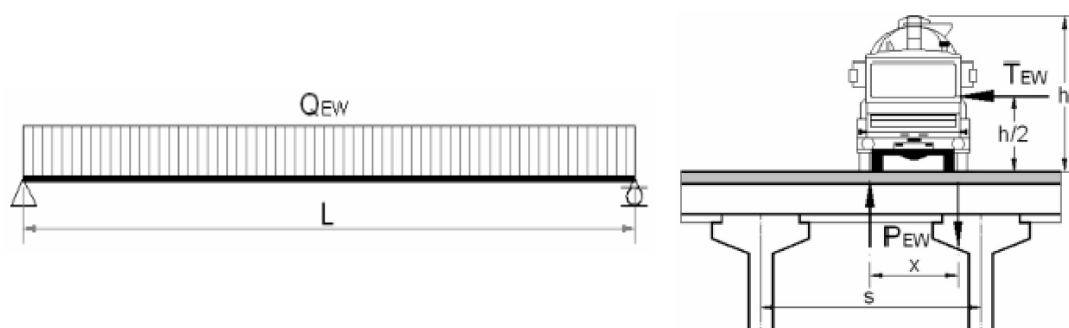
Momen akibat gaya rem

$$M_R = T_{TB} \times y = 48.58 \times 2.598 = 126.21 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat rem

$$V_R = M_R / L = 126.21 / 40 = 3.155 \text{ kN}$$

g. Gaya akibat beban angin (EW)



Gambar 5. 44 Pembebanan akibat beban angin

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

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$P_{EW} = (1/2 \times h) / S_x \times T_{EW}$$

Dengan :

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1.2$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana} = 30 \text{ m/detik}$$

$$h = \text{Tinggi kendaraan} = 2 \text{ m}$$

$$S_x = \text{Jarak antar roda} = 1.75 \text{ m}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 T_{EW} &= 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\
 &= 0.0012 \times 1.2 \times (30)^2 \\
 &= 1.296 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 m diatas lantai jembatan.

Tinggi diatas permukaan lantai (h) = 2.00 m

Jarak antara roda kendaraan (S_x) = 1.75 m

Untuk transfer beban angin ke lantai jembatan sebesar :

$$P_{EW} = (1/2 \times h) / S_x \times T_{EW}$$

$$= (1/2 \times 2) / 1.75 \times 1.296 = 0.740 \text{ kN}$$

Momen akibat beban angin,

$$ML = 1/8 \times P_{EW} \times L$$

$$= 1/8 \times 0.741 \times 40 = 148.114 \text{ kNm}$$

Gaya geser akibat angin

$$VL = 1/2 \times P_{EW} \times L$$

$$= 1/2 \times 0.741 \times 40 = 14.811 \text{ kN}$$

h. Rekapitulasi momen dan gaya akibat pembebanan struktur

Tabel 5. 13 Momen dan gaya geser akibat beban mati

No	Jenis beban mati	Gaya geser (kN)	Momen (kNm)
1	Gelagar prategang	323.04	3230.40
2	Air hujan	3.43	34.30
3	Diafragma	53.858	1077.160
4	Pelat lantai dan aspal	206.5	2065
Total akibat beban mati		263.788	6406.860

Tabel 5. 14 Momen dan gaya geser akibat beban hidup

No	Jenis beban hidup	Gaya geser (kN)	Momen (kNm)
1	Beban 'D'	335.645	3956.70
2	Traksi dan rem	3.155	126.21
3	Angin	14.811	148.114
Total akibat beban hidup		353.611	4231.024

5.2.9 Perhitungan Gaya Prategang

Mutu beton yang digunakan (f_c') = 60 Mpa.

Gaya prategang dihitung melalui gaya prategang yang timbul saat awal dan saat hilangnya gaya prategang menurut SK SNI 03-2874-2002. (Disandur dari buku andri budiadi, hal 52).

a. Pada keadaan awal

Tegangan ijin tarik di bagian atas :

$$\leq 0.25 \sqrt{f_c'} = 0.25 \sqrt{60} = 1.936 \text{ Mpa}$$

Tegangan ijin di bagian bawah:

$$\leq 0.60 \times f_c' = 0.60 \times 60 = 36 \text{ Mpa}$$

b. Pada keadaan akhir

Tegangan ijin tarik di bagian atas :

$$\leq 0.45 \times f_c' = 0.45 \times 60 = 27 \text{ Mpa}$$

Tegangan ijin dibagian bawah :

$$\leq 0.50 \times \sqrt{f_c'} = 0.50 \times \sqrt{60} = 3.873 \text{ Mpa}$$

1) Gaya Prategang awal (Sumber : Desain struktur beton prategang, T.Y.Lin & Ned H. Burns, hal 167).

Dalam penentuan gaya prategang awal dihitung dengan cara sebagai berikut:

a) Apabila M_g jauh lebih besar dari 20 % - 30 % M_t :

$$F = \frac{M_t}{0.65 h}$$

b) Apabila M_g jauh lebih kecil dari 20 % - 30 % M_t :

$$F = \frac{M_t}{0.50 h}$$

Dengan,

F = Gaya parategang awal

h = Tinggi penampang

MG = Momen akibat beban girder

Mt = Momen total

Penentuan nilai persentase M_g terhadap M_t :

$$MG = 3230.40 \text{ kNm}$$

$$Mt = 6406.860 + 4231.024 = 10637.88 \text{ kNm}$$

$$\frac{MG}{Mt} = \frac{3230.40}{10637.88} \times 100 = 30.36 \%$$

Sehingga gaya prategang awal :

$$F = \frac{Mt}{0.65 h} = \frac{10637.88}{0.65 \times 1.70} = 9627.044 \text{ kN}$$

Perkiraan kehilangan prategang ditaksir sebesar = 20 %.

$$F_0 = F / \eta$$

Dengan,

$$\eta = 0.80 - 0.85$$

(Sumber: Desain praktis beton prategang, Andri budiadi hal 243)

Sehingga untuk tegangan besaran tegangan awal menjadi :

$$F_0 = \frac{F}{0.80} = \frac{9627.044}{0.80} = 12033.805 \text{ kN}$$

2) Menentukan titik berat prategang *eksentrisitas* (CGS)

$e = kb + e1 + e2$ (Sumber: Winarni struktur beton prategang, hal 107)

$$\sigma_{bp} = 1/2 \sqrt{f'c'} \text{ (Sumber: SK SNI 03-2874-2002)}$$

$$\sigma_{bp} = 1/2 \sqrt{40} = 3.162 \text{ Mpa}$$

$$e1 = \frac{\sigma_{bp} \times I}{Y_a \times F_0} = \frac{3.162 \times 239069683962}{879.027 \times (12033.805 \times 1000)} = 71.46 \text{ mm}$$

$$e2 = \frac{MG}{F_0} = \frac{3230.40}{12033.805} = 0.268 \text{ m} = 268 \text{ mm}$$

$$kb = 404.118 \text{ mm}$$

Nilai e sebesar:

$$\begin{aligned} e &= kb + e1 + e2 \\ &= 404.118 + 268 + 71.46 \\ &= 744.024 \text{ mm} < Y_b = 820.973 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan tendon terletak 10 cm dari tepi bawah , jadi:

$$\begin{aligned} e &= Y_b - 100 \\ &= 820.973 - 100 \\ &= 720.973 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F &= \frac{MT}{e+kb} \\ &= \frac{10637.88}{0.721+0.404} = 9455.132 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perkiraan kehilangan prategang ditaksir sebesar = 20 %.

$$F_o = F / \eta$$

Dengan,

$$\eta = 0.80 - 0.85$$

(Sumber: Desain praktis beton prategang, Andri budiadi hal 243)

$$\begin{aligned} F_o &= \frac{F}{0.80} \\ &= \frac{9455.132}{0.80} \\ &= 11818.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kontrol penampang

Apabila A_c pra-rencana lebih besar dari a_c rencana maka penampang dapat digunakan (Gunawam T dan Margaret S. "Konstruksi Beton Pratekan", hal 183.)

$$\begin{aligned} A_c &= \frac{F \times h}{(0.45 \times f_c \times y_b) - (0.5 \times \sqrt{f_c} \times y_a)} \\ &= \frac{(9455.132 \times 10^2) \times 1.70}{[(0.45 \times 60 \times 10^2) \times 82.0973] - [(0.5 \times \sqrt{60} \times 10^2) \times 87.9027]} \\ &= 856.725 \leq 6730 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Maka berdasarkan analisa perhitungan kontrol penampang di atas, penampang propertis dapat digunakan.

4) Kontrol tegangan

Keadaan awal:

Tegangan serat atas,

$$\begin{aligned} \sigma_a &= -\frac{F_o}{A} + \frac{F_o \times e \times y_a}{I} - \frac{M_g \times y_a}{I} \\ &= -\frac{11818.915 \times 10^3}{673000} + \frac{11818.915 \times 10^3 \times 720.973 \times 879.027}{239069683962} - \frac{3230.40 \times 10^6 \times 879.027}{239069683962} \\ &= -17.562 + 31.331 - 11.878 \\ &= 1.892 \leq 1.94 \text{ Mpa } (0.25 \sqrt{f_{ci}'}) \dots\dots\dots (\text{Memenuhi}) \end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F_o}{A} - \frac{F_o \times e \times y_b}{I} + \frac{M_g \times y_b}{I} \\ &= -\frac{11818.915 \times 10^3}{673000} - \frac{11818.915 \times 10^3 \times 720.973 \times 820.973}{239069683962} + \frac{3230.40 \times 10^6 \times 820.973}{239069683962} \\ &= -17.562 - 29.262 + 11.093 \\ &= -35.730 \leq 36 \text{ Mpa (0.60 fci')} \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Setelah kehilangan tegangan awal keadaan akhir:

Tegangan serat atas,

$$\begin{aligned}\sigma_a &= -\frac{F}{A} + \frac{F \times e \times y_a}{I} - \frac{M_g \times y_a}{I} \\ &= -\frac{9455.132 \times 10^3}{673000} + \frac{9455.132 \times 10^3 \times 720.973 \times 879.027}{239069683962} - \frac{3230.40 \times 10^6 \times 879.027}{239069683962} \\ &= -14.049 + 25.065 - 11.878 \\ &= -0.862 \leq 27 \text{ Mpa (0.45 fci')} \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e \times y_b}{I} + \frac{M_g \times y_b}{I} \\ &= -\frac{9455.132 \times 10^3}{673000} - \frac{9455.132 \times 10^3 \times 720.973 \times 820.973}{239069683962} + \frac{3230.40 \times 10^6 \times 820.973}{239069683962} \\ &= -14.049 - 23.409 + 11.093 \\ &= -26.365 \leq 3.87 \text{ Mpa (0.5 } \sqrt{\text{fci'}}) \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Tegangan setelah pelat selesai dicor (Beton muda):

Tegangan serat atas,

$$\begin{aligned}\sigma_a &= -\frac{F}{A} + \frac{F \times e \times y_a}{I} - \frac{MDL \times y_a}{I} \\ &= -\frac{9455.132 \times 10^3}{673000} + \frac{9455.132 \times 10^3 \times 720.973 \times 879.027}{239069683962} - \frac{6406.86 \times 10^6 \times 879.027}{239069683962} \\ &= -14.049 + 25.065 - 23.557 \\ &= -12.542 \leq 27 \text{ Mpa (0.45 fci')} \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Tegangan serat bawah,

$$\begin{aligned}\sigma_b &= -\frac{F}{A} - \frac{F \times e \times y_b}{I} + \frac{MDL \times y_b}{I} \\ &= -\frac{9455.132 \times 10^3}{673000} - \frac{9455.132 \times 10^3 \times 720.973 \times 820.97}{239069683962} + \frac{3230.40 \times 10^6 \times 820.973}{239069683962} \\ &= -14.049 - 23.409 + 22.001 \\ &= -15.457 \leq 3.87 \text{ Mpa } (0.5 \sqrt{f_{ci}'}) \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Tegangan akhir setelah dimuati beban hidup dan beban luar:

$$\begin{aligned}\sigma_{aa} &= -\frac{MLL \times y_a'}{I_{comp}} \\ &= -\frac{(4321.024 \times 10^6) \times 797.824}{425360754052.32} \\ &= -7.936 \text{ Mpa} \\ \sigma_{bb} &= +\frac{MLL \times y_b'}{I_{comp}} \\ &= +\frac{(4321.024 \times 10^6) \times 1102.176}{425360754052.32} \\ &= +10.963 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}(y_a' - t) &= 797.824 - 200 \\ &= 597.824 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_a &= -\frac{y_a' - t}{y_a'} \sigma_{aa} \\ &= -\frac{597.824}{797.824} \times -7.936 \\ &= -5.964 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_a \text{ total} &= \sigma_a (\text{beton muda}) + \sigma_a \\ &= -12.542 + -5.946 \\ &= -18.488 \text{ Mpa} \leq 27 \text{ Mpa } (0.45 f_{ci}') \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_b \text{ total} &= \sigma_b (\text{beton muda}) + \sigma_{bb} \\ &= -15.457 + 10.963 \\ &= -4.494 \text{ Mpa} \leq 3.87 \text{ Mpa } (0.5 \sqrt{f_{ci}'}) \dots\dots\dots (\text{Memenuhi})\end{aligned}$$

Diagram tegangan pada keadaan awal,

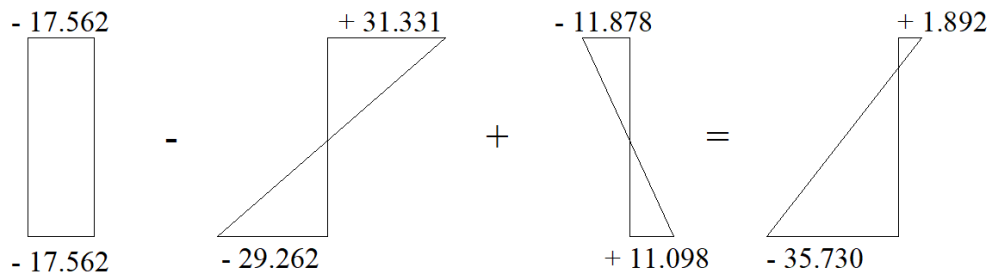


Diagram tegangan setelah kehilangan tegangan awal,

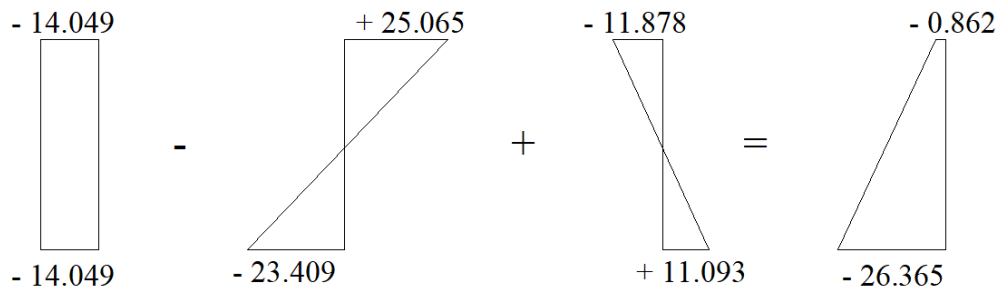


Diagram kehilangan tegangan setelah pelat dicor (beton muda),

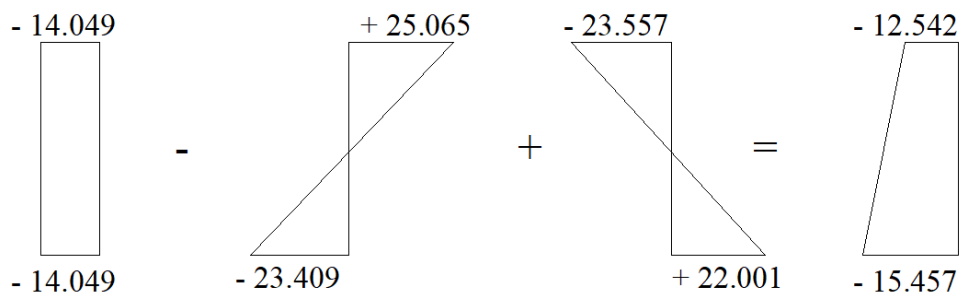
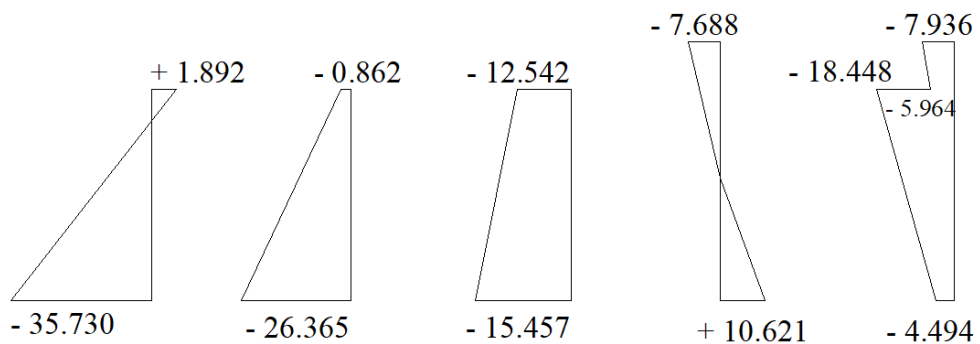


Diagram tegangan akhir setelah dimuati beban hidup dan beban luar,



Gambar 5. 45 Gambar diagram tegangan beton prategang

5.2.10 Perencanaan Kabel Tendon

Direncanakan menggunakan kabel VSL dengan spesifikasi dibawah ini :

Tabel 5. 15 Data *strands* kabel

Jenis <i>strand</i>	Untaian 7 kawat super <i>strands</i> ASTM A-146 grade 270
Diameter baja	12.70 mm
Luas tampang 1 <i>strand</i>	100 mm ²
Kuat putus 1 <i>strand</i>	184 kN
Kuat tarik 1 <i>strand</i>	1840 Mpa
Modulus elastisitas	195 x 10 ³ Mpa

(Sumber : Buku beton prategang, Andri budiadi hal. 16)

Diketahui :

Gaya prategang (F_o) = 11818.92 kN

Gaya prategang pada baja mutu tinggi dengan kekuatan putus *strand* = 184 kN,

a. Gaya prategang awal = 184 x 80% = 147.20 kN

b. Gaya prategang akhir = 184 x 70% = 128.80 kN

(Sumber : Beton prategang edisi II, Krisna raju hal : 25)

Maka jumlah *strand* yang digunakan:

$$\begin{aligned} n &= F_o / 147.20 \\ &= 11818.92 / 147.20 \\ &= 80.29 \approx 80 \text{ buah } \textit{strand} \text{ } \varnothing 12.70 \text{ mm} \end{aligned}$$

Direncanakan menggunakan 4 buah tendon, maka jumlah *strand* untuk satu tendon adalah:

$$\text{Jumlah } \textit{strand} \text{ per 1 Tendon} = \frac{80}{4} = 20 \text{ untai kawat}$$

$$\text{Luas tendon} = 20 \times 100 = 2000 \text{ mm}^2$$

5.2.11 Daerah Aman, Letak dan Perjalanan Kabel Tendon

Letak kabel prategang dalam beton *prestressed* mengikuti lengkung parabola agar konstruksi aman, maka titik berat konstruksi kabel harus terletak pada daerah aman kabel.

a. Daerah aman kabel

Diketahui :

$$F_o = 11818.92 \text{ kN}$$

$$M_g = 3230.40 \text{ kNm}$$

$$MDL = 6406.860 \text{ kNm}$$

Bagian bawah (dari kb ke bawah),

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{3230.40 \times 10^3}{11818.92} \\ &= 273.324 \text{ mm} \end{aligned}$$

Bagian atas (dari ka ke bawah),

$$\begin{aligned} e_a &= \frac{6406.80 \times 10^3}{11818.92} \\ &= 542.085 \text{ mm} \end{aligned}$$

Batas bawah dan atas pada bagian tengah dan tepi menjadi,

Pada bagian tengah :

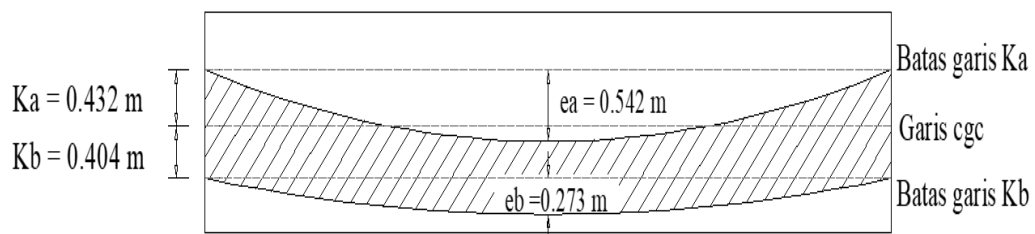
$$\begin{aligned} \text{Batas bawah} &= Y_b - (K_b + e_b) \\ &= 820.973 - (404.118 + 273.324) = 143.531 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas atas} &= Y_b + (K_a - e_a) \\ &= 820.973 + (432.694 - 542.085) = 711.582 \text{ mm} \end{aligned}$$

Pada bagian tepi :

$$\begin{aligned} \text{Batas bawah} &= Y_b - K_b \\ &= 820.973 - 404.118 = 416.855 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Batas atas} &= Y_b + K_a \\ &= 820.973 + 432.694 = 1253.667 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 46 Daerah aman kabel

b. Menentukan posisi tendon

Perjalanan kabel tendon berupa lintasan tendon yang berbentuk parabola dan untuk mengetahui posisi tendon digunakan persamaan garis lengkung. Perhitungan ditinjau setengah bentang dengan jarak interval setiap 2.5 m dan menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$Y_i = \frac{4 \cdot f \cdot x_i (L - x_i)}{L^2}$$

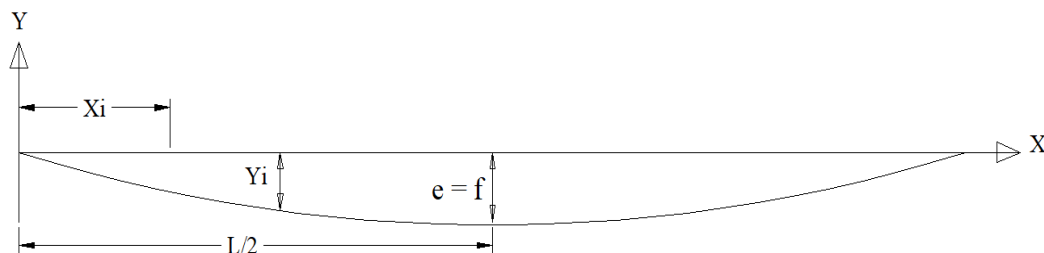
Dimana,

Y_i = Ordinat tendon yang ditinjau

X_i = Absis tendon yang di tinjau

L = Panjang bentang

f = Tinggi puncak parabola maksimum



Gambar 5. 47 Persamaan garis parabola

Tendon yang direncanakan letaknya dibuat sedemikian rupa supaya berada pada lintasan inti tendon. Penentuan lintasan inti tendon dihitung dengan menggunakan persamaan di atas, dimana $e = f = 720.973$ mm dan $L = 40000$ mm.

1) Perhitungan lintasan inti tendon

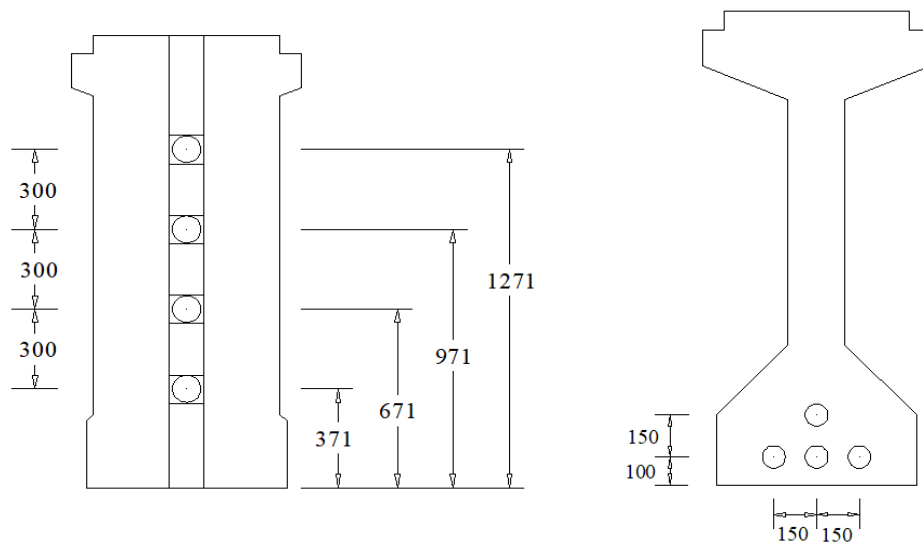
Jarak dari tepi bawah = $Y_b - Y_i$

$$\begin{aligned} &= 820.973 - \left(\frac{4 \cdot f \cdot x_i (L - x_i)}{L^2} \right) \\ &= 820.973 - \left(\frac{4 \times 720,973 \times 2500 (40000 - 2500)}{40000^2} \right) \\ &= 6851.995 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tabel 5. 16 Lintasan inti tendon

No	Lintasan inti tendon	
	Jarak tinjau Xi (mm)	Jarak dari tepi bawah Yi (mm)
1	0	820.973
2	2500	651.995
3	5000	505.547
4	7500	381.630
5	10000	280.243
6	12500	201.387
7	15000	145.061
8	17500	111.265
9	20000	100.000

2) Menentukan garis perjalanan kabel tendon



Penampang pada ujung balok

Penampang pada tengah balok

Gambar 5. 48 Posisi tendon balok

Dalam perhitungan menggunakan persamaan umum parabola sebagai berikut:

$$Y = \frac{4 \cdot f_x \cdot x \cdot (L-x)}{L^2}$$

Dimana,

X = Absis tendon yang ditinjau

Y = Ordinat tendon yang ditinjau

L = Panjang bentang

f_x = Tinggi puncak parabola maksimum

a) Tendon 1

Dimana : $L = 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$

$$f1 = Yb + 450 - 250$$

$$= 820.973 + 450 - 250 = 1020.97 \text{ mm}$$

Persamaan umum parabola,

$$X = 0 \text{ mm},$$

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 1020.973 \times 0 (40000-0)}{40000^2} = 0 \text{ mm}$$

$$X = 20000 \text{ mm},$$

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 1020.973 \times 20000 (40000-20000)}{40000^2} = 1020.973 \text{ mm}$$

Jarak tendon dari tepi bawah,

$$X = 0 \text{ mm},$$

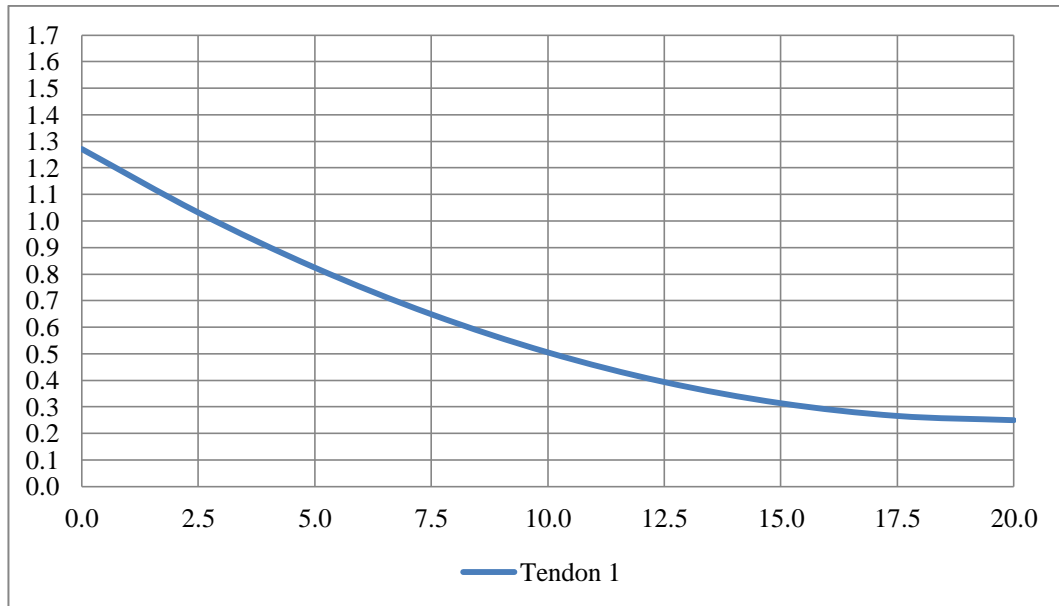
$$\text{Jarak tendon} = 1271 - 0 = 1271 \text{ mm}$$

$$X = 20 \text{ mm},$$

$$\text{Jarak tendon} = 1271 - 1020.973 = 250.027 \text{ mm}$$

Tabel 5. 17 Lintasan tendon 1

No	Jarak tinjau X (mm)	Y (mm)	Jarak dari tepi bawah (mm)
1	0	0	1271
2	2500	239.291	1031.709
3	5000	446.676	824.324
4	7500	622.155	648.845
5	10000	765.730	505.270
6	12500	877.399	393.601
7	15000	957.162	313.838
8	17500	1005.020	265.980
9	20000	1020.973	250.027



Gambar 5. 49 Lintasan tendon 1

b) Tendon 2

Dimana : $L = 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} f_1 &= Y_b + 150 - 100 \\ &= 820.973 + 150 - 100 \\ &= 870.973 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persamaan umum parabola,

$X = 0 \text{ mm}$,

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 870.973 \times 0 (40000-0)}{40000^2} = 0 \text{ mm}$$

$X = 20000 \text{ mm}$,

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 870.973 \times 20000 (40000-20000)}{40000^2} = 870.973 \text{ mm}$$

Jarak tendon dari tepi bawah,

$X = 0 \text{ mm}$,

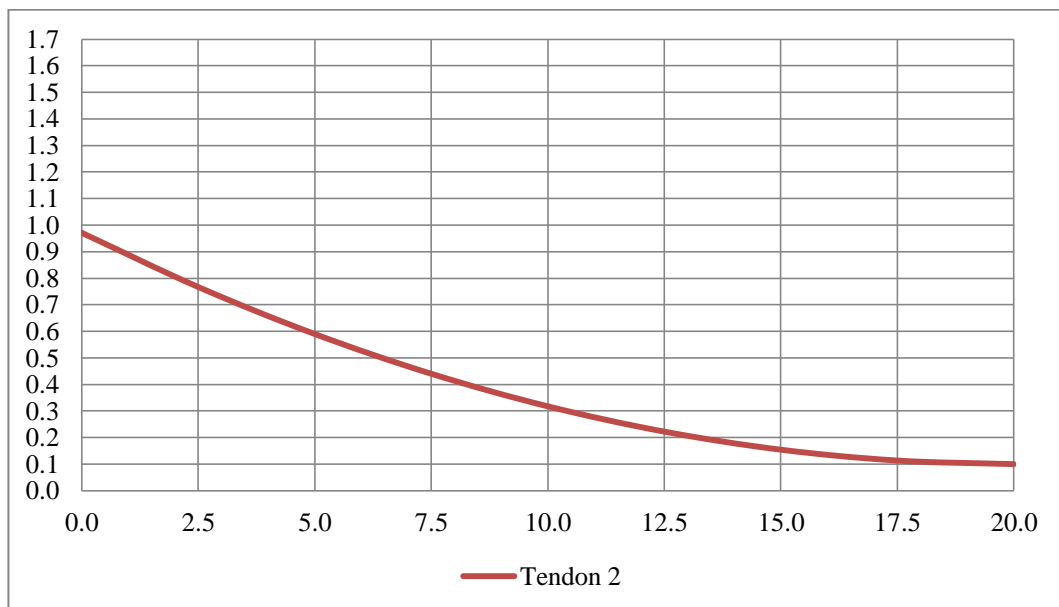
$$\text{Jarak tendon} = 971 - 0 = 971 \text{ mm}$$

$X = 20 \text{ mm}$,

$$\text{Jarak tendon} = 971 - 870.973 = 100.027 \text{ mm}$$

Tabel 5. 18 Lintasan tendon 2

No	Jarak tinjau X (mm)	Y (mm)	Jarak dari tepi bawah (mm)
1	0	0	971
2	2500	204.134	766.866
3	5000	381.051	589.949
4	7500	530.749	440.251
5	10000	653.230	317.770
6	12500	748.492	222.508
7	15000	816.537	154.463
8	17500	857.364	113.636
9	20000	870.973	100.027

**Gambar 5. 50 Lintasan tendon 2**

c) Tendon 3

Dimana : $L = 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 f1 &= Yb - 150 - 100 \\
 &= 820.973 - 150 - 100 \\
 &= 570.973 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Persamaan umum parabola,

$$X = 0 \text{ mm,}$$

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 570.973 \times 0 (40000-0)}{40000^2} = 0 \text{ mm}$$

$$X = 20000 \text{ mm,}$$

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 570.973 \times 20000 (40000-20000)}{40000^2} = 570.973 \text{ mm}$$

Jarak tendon dari tepi bawah,

$$X = 0 \text{ mm,}$$

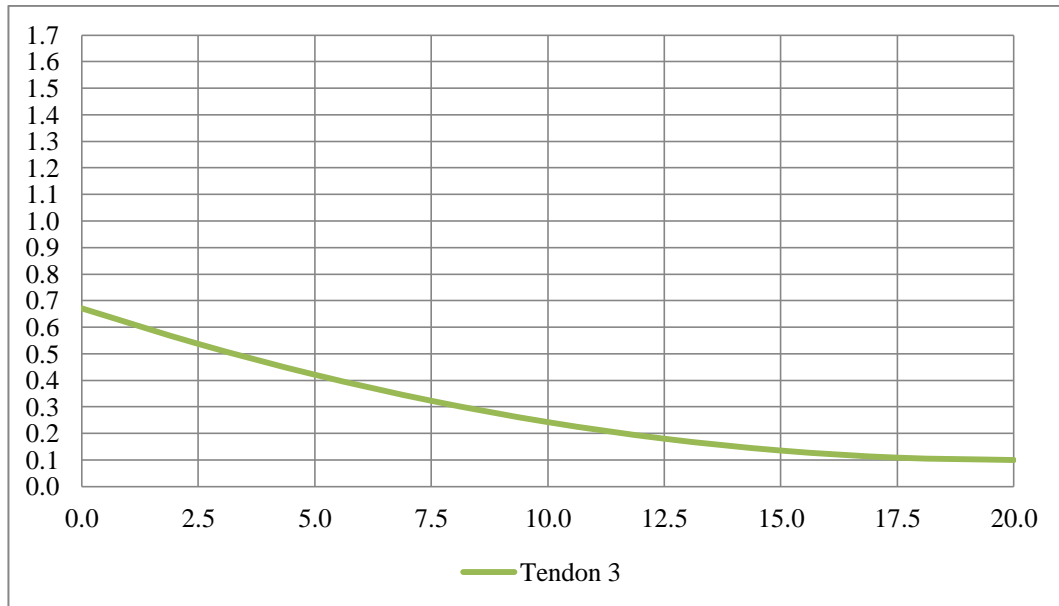
$$\text{Jarak tendon} = 671 - 0 = 371 \text{ mm}$$

$$X = 20 \text{ mm,}$$

$$\text{Jarak tendon} = 671 - 570.973 = 100.027 \text{ mm}$$

Tabel 5. 19 Lintasan tendon 3

No	Jarak tinjau X (mm)	Y (mm)	Jarak dari tepi bawah (mm)
1	0	0	671
2	2500	133.822	537.178
3	5000	249.801	421.199
4	7500	347.937	323.063
5	10000	428.230	242.770
6	12500	490.680	180.320
7	15000	535.287	135.713
8	17500	562.052	108.948
9	20000	570.973	100.027



Gambar 5. 51 Lintasan tendon 3

d) Tendon 4

Dimana : $L = 40 \text{ m} = 40000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} f_1 &= Y_b - 450 - 150 \\ &= 820.973 - 450 - 150 \\ &= 270.973 \text{ mm} \end{aligned}$$

Persamaan umum parabola,

$X = 0 \text{ mm}$,

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 270.973 \times 0 (40000-0)}{40000^2} = 0 \text{ mm}$$

$X = 20000 \text{ mm}$,

$$Y = \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot x (L-x)}{L^2} = \frac{4 \times 270.973 \times 20000 (40000-20000)}{40000^2} = 270.973 \text{ mm}$$

Jarak tendon dari tepi bawah,

$X = 0 \text{ mm}$,

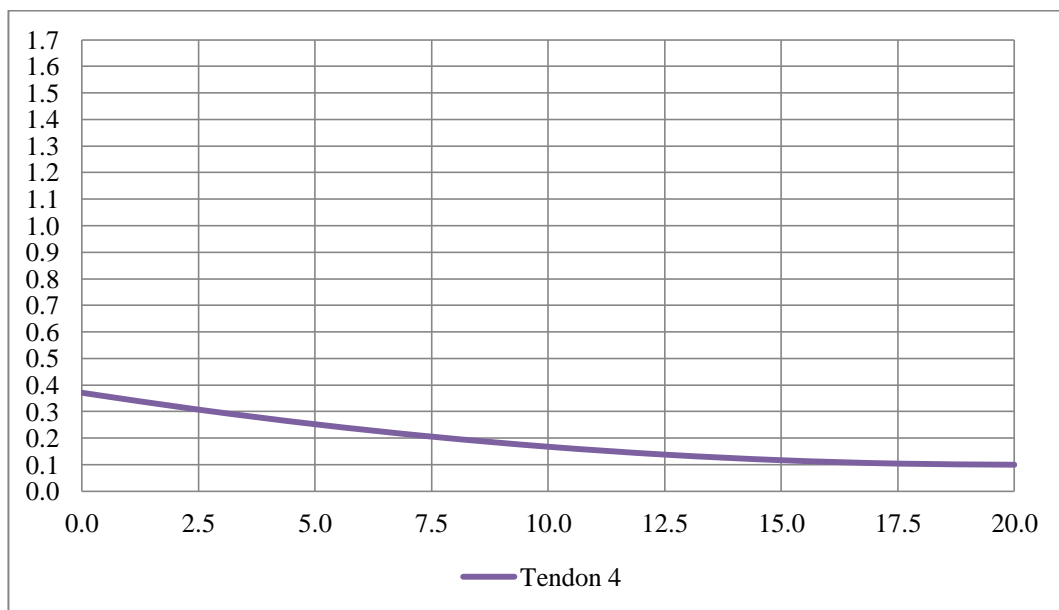
$$\text{Jarak tendon} = 371 - 0 = 1271 \text{ mm}$$

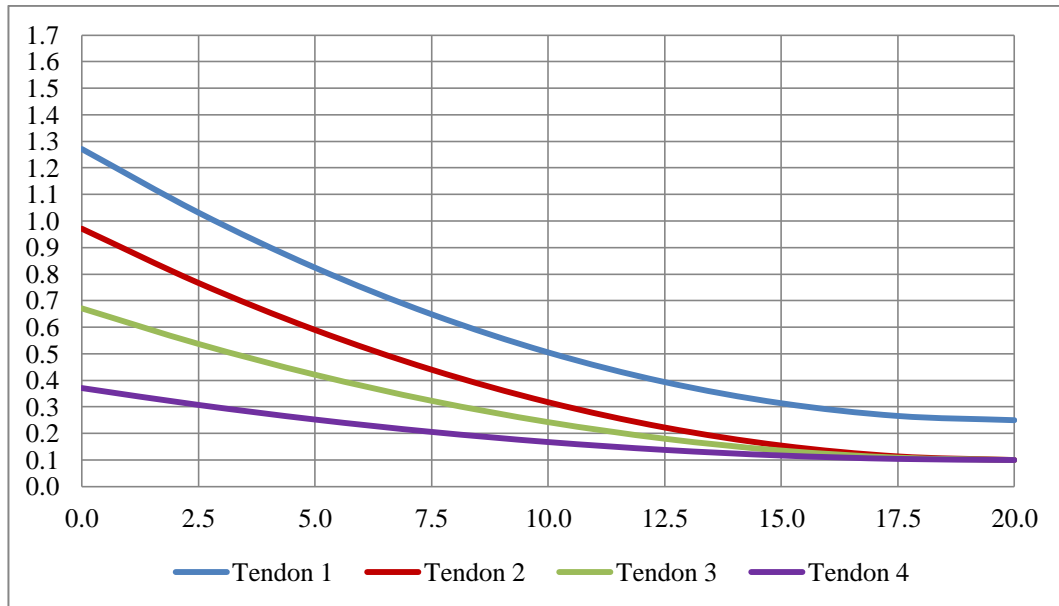
$X = 20 \text{ mm}$,

$$\text{Jarak tendon} = 370 - 270.973 = 100.027 \text{ mm}$$

Tabel 5. 20 Lintasan tendon 4

No	Jarak tinjau X (mm)	Y (mm)	Jarak dari tepi bawah (mm)
1	0	0.000	371
2	2500	63.509	307.491
3	5000	118.551	252.449
4	7500	165.124	205.876
5	10000	203.230	167.770
6	12500	232.867	138.133
7	15000	254.037	116.963
8	17500	266.739	104.261
9	20000	270.973	100.027

**Gambar 5. 52 Lintasan tendon 4**



Gambar 5.53 Perjalanan lintasan tendon

5.2.12 Kehilangan Tegangan

Pada perencanaan jembatan bentang 80 meter ini diperhitungkan kehilangan tegangan menggunakan rumus-rumus dan ketentuan pada “Desain struktur beton prategang”, T.Y.Lin & Ned H. Burns. Kehilangan tegangan dapat diakibatkan oleh beton maupun tendonnya (bajanya). Jenis – jenis kehilangan tegangan adalah sebagai berikut :

a. Akibat deformasi elastis beton

Dari hasil perhitungan sebelumnya diperoleh :

$$A_g = 673000 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 2000 \text{ mm}^2$$

$$F_o = 11818.92 \text{ kN}$$

$$E_s = 200000 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \sqrt{60} = 36406.04 \text{ Mpa}$$

$$\text{Rasio modular } (\eta) = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{36406.04} = 5.494$$

$$\text{Tegangan pada tendon } (f_o) = \frac{F_o}{n A_s} = \frac{11818.92 \times 10^3}{4 \times 2000} = 1477.365 \text{ Mpa}$$

Gaya – gaya yang menyebabkan perpedekan adalah :

$$\text{Tendon ditarik : } f_4 = 3 \times A_s \times f_o = 3 \times 2000 \times 1477.365 = 8864190 \text{ N}$$

$$\text{Tendon ditarik : } f_3 = 2 \times A_s \times f_o = 2 \times 2000 \times 1477.365 = 5909460 \text{ N}$$

$$\text{Tendon ditarik : } f_2 = 1 \times A_s \times f_o = 1 \times 2000 \times 1477.365 = 2954730 \text{ N}$$

$$\text{Tendon ditarik : } f_1 = 0 \times A_s \times f_o = 0 \times 2000 \times 1477.365 = 0 \text{ N}$$

Kehilangan tegangan rata – rata untuk keempat tendon adalah :

$$Es_4 = \frac{n f_4}{A_g} = \frac{5.494 \times 8864190}{673000} = 72.357 \text{ Mpa}$$

$$Es_3 = \frac{n f_3}{A_g} = \frac{5.494 \times 5909460}{673000} = 48.238 \text{ Mpa}$$

$$Es_2 = \frac{n f_2}{A_g} = \frac{5.494 \times 2954730}{673000} = 24.119 \text{ Mpa}$$

$$Es_1 = \frac{n f_1}{A_g} = \frac{5.494 \times 0}{673000} = 0 \text{ Mpa}$$

Kehilangan rata - rata untuk ke empat tendon adalah:

$$Es = \frac{Es_4 + Es_3 + Es_2 + Es_1}{4} = \frac{72.357 + 48.238 + 24.119 + 0}{4} = 36.178 \text{ Mpa}$$

Persentase kehilangan tegangan akibat perpendekan elastis adalah:

$$\begin{aligned} \% Es &= \frac{Es}{f_o} \times 100 \\ &= \frac{36.178}{1477.365} \times 100 \\ &= 2.449 \% \end{aligned}$$

b. Akibat rangkai beton (*Creep Losses*)

Diketahui :

$$F_o = 11818.92 \text{ kN}$$

$$A_g = 673000 \text{ mm}^2$$

$$I_g = 239069683962 \text{ mm}^4$$

$$e = 720.973 \text{ mm}$$

$$Es = 200000 \text{ Mpa}$$

$$Ec = 4700 \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \sqrt{60} = 36406.04 \text{ Mpa}$$

$$\text{Momen akibat beban mati (MDL)} = 6406.86 \text{ kNm}$$

$$= 6406.86 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$\text{Tegangan pada tendon } (f_o) = \frac{F_o}{n A_s} = \frac{11818.92 \times 10^3}{4 \times 2000} = 1477.365 \text{ Mpa}$$

$$\text{Rasio modular } (\eta) = \frac{E_s}{E_c} = \frac{200000}{36406.04} = 5.494$$

Besarnya kehilangan tegangan akibat rangkai beton (*Creep Losses*) menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$CR = K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} (f_{ci} - f_{cd})$$

Dimana,

K_{cr} = Koefisien rangkai, 2.0 untuk pratarik dan 1.6 untuk pascatarik

f_{ci} = Tegangan pada beton pada level baja sesaat setelah transfer

: f_{cd} = tegangan pada beton pusat berat tendon akibat beban mati

E_s = Modulus elastisitas tendon prategang

E_c = Modulus elastisitas beton umur 28 hari yang bersesuaian dengan f_c'

$$\begin{aligned} f_{ci} &= \frac{F_o}{A_g} + \frac{F_o \times e^2}{A_g} - \frac{MDL \times e}{A_g} \\ &= \frac{11818.92 \times 10^3}{673000} + \frac{(11818.92 \times 10^3) \times 720.97^2}{239069683962} - \frac{(11818.92 \times 10^6) \times 720.97}{239069683962} \\ &= 17.562 + 25.698 - 19.321 \\ &= 23.938 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_{cd} &= \frac{MDL \times e}{A_g} \\ &= \frac{(11818.92 \times 10^6) \times 720.97}{239069683962} \\ &= 19.321 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Besarnya kehilangan tegangan akibat rangkai beton (*Creep Losses*):

$$\begin{aligned} CR &= K_{cr} \times \frac{E_s}{E_c} (f_{ci} - f_{cd}) \\ &= 1.6 \times 5.494 (23.938 - 19.321) \\ &= 50.719 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan tegangan akibat rangkai beton (*Creep Losses*) adalah:

$$\% CR = \frac{CR}{f_o} \times 1000 = \frac{50.719}{1477.365} \times 100 = 3.433 \%$$

c. Akibat susut beton (*Shrinkenage*)

Diketahui :

Jenis prategang = *Presstension*

Jenis *curing* = *Moist curing*

Waktu setelah *curing* (t) = 7 hari

Kelembaban relatif (Rh) = 70 (%)

Modulus elastisitas (Es) = 200000 Mpa

Asumsi : S = 1 (Luas permukaan yang terekspos)

$$V = 2S = 2 \times 1 = 2 \text{ (Volume beton)}$$

Tabel 5. 21 Nilai koefisien susut Ksh

Waktu antara (hari)	1	3	5	7	10	20	30	60
K _{sh}	0.92	0.85	0.80	0.77	0.73	0.64	0.58	0.45

Dari tabel nilai koefisien susut Ksh untuk t = 7 didapat Ksh = 0.77

$$\begin{aligned} SH &= 8.2 \times 10^{-6} \times K_{sh} \times E_s (1 - 0.006 V/S) \times (100 - Rh) \\ &= 8.2 \times 10^{-6} \times 0.77 \times 200000 (0.006 \times 2) \times (100 - 70) \\ &= 37.429 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan tegangan akibat susut beton:

$$\begin{aligned} \%SH &= \frac{SH}{f_o} \times 100 \% \\ &= \frac{37.429}{1477.365} \times 100 \% \\ &= 2.534 \% \end{aligned}$$

d. Akibat relaksasi baja

Relaksasi baja terjadi pada baja prategang dengan perpanjangan tetap selama suatu periode yang mengalami pengurangan gaya prategang dan balok prategang juga mengalami perubahan regangan baja yang konstan di dalam tendon bila terjadi rangkai yang tergantung pada waktu. Besarnya kehilangan tegangan akibat relaksasi baja menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$RE = C [K_{re} - J (SH+CR+ES)]$$

Dimana:

C = Nilai konstanta dari perbandingan $f_{pi}/f_{pu} = 0.75$

K_{re} = Nilainya yang tergantung tipe tendon, *strand* relaksasi-rendah derajat 1860 Mpa dengan nilai K_{re} sebesar 35 Mpa

J = Faktor waktu yang tergantung tipe tendon, *strand* relaksasi-rendah derajat 1860 Mpa dengan nilai J sebesar 0.040

SH = Kehilangan tegangan akibat susut beton sebesar 37.429 Mpa

CR = Kehilangan tegangan akibat rangkai beton sebesar 50.719 Mpa

ES = Kehilangan tegangan akibat deformasi elastis beton sebesar 36.178 Mpa

Relaksasi yang terjadi :

$$\begin{aligned} RE &= C [K_{re} - J (SH+CR+ES)] \\ &= 0.75 [35 - 0.040 (37.429 + 50.719 + 36.178)] \\ &= 22.520 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Persentase kehilangan tegangan akibat relaksasi baja:

$$\%RE = \frac{RE}{f_o} \times 100 \% = \frac{22.520}{1477.365} \times 100 \% = 1.524 \%$$

Kehilangan tegangan total :

1. Akibat deformasi elastis beton = 2.449 %
2. Akibat rangkai beton = 3.433 %
3. Akibat susut beton = 2.534 %
4. Akibat relaksasi baja = 1.524 % +
9.940 %

Jadi kehilangan total sebesar 9.940 % < 20 % → (AMAN)

Dalam pembahasan di atas disyaratkan *Loss off prestressed* diperkirakan sebesar 20 % maka kehilangan total tegangan diatas masih memenuhi persyaratan

5.2.13 Penulangan Balok *Prestressed*

a. Perencanaan tulangan pokok balok *girder*

Pembesian *prestressed* karena momen yang bekerja :

$$M_{DL} = 6406.860 \text{ kNm}$$

$$M_{LL} = 4231.024 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1.2 M_{DL} + 1.6 M_{LL} \\ &= 1.2 \times 6406.860 + 1.6 \times 4231.024 \\ &= 14601.870 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \times \rho_p \times f_{pu}}{\beta_1 \times f_c} \right)$$

(Sumber data: istimewa hal 417)

Keterangan :

f_{ps} = Tegangan dalam tulangan prategang bila momen M_n dicapai.

A_{ps} = Luas penampang baja prategang
 $= 2000 \times 4 = 8000 \text{ mm}^2$

ρ_p = Rasio penulangan penampang komponen prategang
 $= \frac{A_{ps}}{b \times d} = \frac{8000}{800 \times 1700} = 0.0058$

f_{pu} = 1840 Mpa (kuat tarik baja prategang)

f_{py} = kuat luluh baja prategang sebesar 0.85 f_{pu}
 $= 0.85 \times f_{pu} = 0.85 \times 1840 = 1564 \text{ Mpa}$

(Sumber data : RSNI T- 12-2004 hal 19)

γ_p = $\frac{f_{py}}{f_{pu}} = \frac{1564}{1840} = 0.85$ dengan nilai $\gamma_p = 0.40$

(Sumber data : Istimawan hal 417)

f_c' = $0.8 \times 60 = 48 \text{ Mpa}$

β_1 = konstanta yang merupakan fungsi kelas mutu beton
 $= 0.85 - 0.008 (f_c' - 30) = 0.85 - 0.008 (48 - 30) = 0.71$

(Sumber data : RSNI T- 12-2004 Sub bab 4.4.3.1.1)

Nilai tegangan sewaktu kuat nominal dicapai sebesar :

$$\begin{aligned} f_{ps} &= f_{pu} \left(1 - \frac{\gamma_p \times \rho_p \times f_{pu}}{\beta_1 \times f_c'} \right) \\ &= 1840 \left(1 - \frac{0.40 \times 0.0058 \times 1840}{0.71 \times 48} \right) = 1606.252 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Pemeriksaan daktilitas penulangan balok *prestressed*,

$$\begin{aligned} \omega_p &= \frac{\rho_p \times f_{ps}}{f_c'} \leq 0.36 \beta_1 \\ &= \frac{0.0058 \times 1606.252}{48} \leq 0.36 \times 0.71 \\ &= 0.196 \leq 0.256 \dots\dots\dots (\text{Aman}) \end{aligned}$$

Perhitungan momen nominal (internal/dalam)

$$N_D = N_T$$

$$N_T = A_{ps} \times F_{ps}$$

$$N_D = 0.85 \times f_c \times b \times a$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{A_{ps} \times f_{ps}}{0.85 \times f_c \times b} \\ &= \frac{8000 \times 1606.252}{0.85 \times 48 \times 800} \\ &= 393.689 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} z &= d - 1/2 a \\ &= 1700 - 1/2 \times 393.689 \\ &= 1503.155 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat momen nominal :

$$\begin{aligned} M_n &= N_T \times z \\ &= (8000 \times 1606.252 \times 1503.155) / 1000000 \\ &= 19315.575 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Pemeriksaan terhadap beban yang bekerja :

$$\begin{aligned} M_n \text{ perlu} &= M_u \times \phi \\ &= 14601.870 \times 0.8 = 11681.496 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_n \text{ perlu} < M_n$

$$11681.496 < 19315.575 \dots \dots \dots \text{ (Aman)}$$

Tulangan untuk memanjang pada balok digunakan besi diameter D13 mm.

$$\text{Luas penampang tulangan, } A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 = \frac{3.14}{4} \times 16^2 = 132.76 \text{ mm}^2$$

1) Bagian atas balok

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang bagian atas, } A_{\text{atas}} &= 4550 + 104000 + 18000 + 18000 \\ &= 185500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagian atas, } A_{s_{\text{atas}}} &= 0.5\% \times A_{\text{atas}} \\ &= 0.5\% \times 185500 \\ &= 927.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang dipakai} &= \frac{A_{s_{\text{atas}}}}{A_s} \\ &= \frac{927.50}{132.76} = 6.98 \text{ buah} \approx 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 8 D 13

2) Bagian tengah balok

$$\text{Luas tampang bagian tengah, } A_{\text{tengah}} = 250000 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagian tengah, } A_{S_{\text{tengah}}} &= 0.5\% \times A_{\text{tengah}} \\ &= 0.5\% \times 250000 \\ &= 1250 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang dipakai} &= \frac{As_{\text{atas}}}{As} \\ &= \frac{1250}{132.76} = 9.415 \text{ buah} \approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 10 D 13

3) Bagian bawah balok

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang bagian bawah, } A_{\text{bawah}} &= 31250 + 31250 + 175000 \\ &= 237500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan bagian bawah, } A_{S_{\text{bawah}}} &= 0.5\% \times A_{\text{atas}} \\ &= 0.5\% \times 237500 \\ &= 1187.50 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang dipakai} &= \frac{As_{\text{atas}}}{As} \\ &= \frac{1187.50}{132.76} = 8.9 \text{ buah} \approx 10 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 10 D 13

b. Perencanaan tulangan geser *girder*

Gaya geser yang ditahan oleh tendon

$$F_o = 11818.92 \text{ kN}$$

$$L = 40000 \text{ mm}$$

$$f = Y_b - e = 820.973 - 720.973 = 100 \text{ mm}$$

$$y = \frac{4 \cdot f \cdot x (L-x)}{L^2}$$

$$V_p = \frac{y F_o}{x}$$

Dengan titik yang ditinjau di $x = 1000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} y_1 &= \frac{4 \cdot f \cdot x (L-x)}{L^2} \\ &= \frac{4 \times 100 \times 1000 (40000 - 1000)}{40000^2} = 9.75 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{p1} &= \frac{y \cdot F_o}{x} \\
 &= \frac{9.75 \times 11818.92}{1000} \\
 &= 115.234 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dengan titik yang ditinjau di $x = 2000 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}
 y_2 &= \frac{4 \cdot f \cdot x \cdot (L-x)}{L^2} \\
 &= \frac{4 \times 100 \times 2000 \cdot (40000 - 2000)}{400000^2} \\
 &= 19 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{p2} &= \frac{y \cdot F_o}{x} \\
 &= \frac{19 \times 11818.92}{2000} \\
 &= 112.280 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh tendon ($V_c = 0$)

Gaya geser normal (V_n)

$$V_n = \frac{V_u}{\phi}, \text{ dimana } \phi = 0.85$$

Dengan nilai V_u sebesar $= 1.5 V$

Pembebanan :

1) Beban mati

- a) Berat sendiri gelagar $= 0.673 \times 24 = 16.152 \text{ kN/m}$
 - b) Berat perkerasan $= 0.05 \times 1 \times 22 = 1.100 \text{ kN/m}$
 - c) Berat pelat lantai $= 0.20 \times 1 \times 24 = \underline{4.800 \text{ kN/m}}$
- Berat total (Q_d) $= 22.052 \text{ kN/m}$

2) Beban hidup

- a) Beban merata (Q_{TD}) $= BTR \times s$
 $= 7.875 \times 1.75$
 $= 13.781 \text{ kN/m}$
- b) Beban terpusat (PTD) $= (1 + FBD) \times P \times S$
 $= (1 + 0.4) \times 49 \times 1.75$
 $= 120.05 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lintang (V)} &= (Q_d + Q_{TD}) \times L + P_{TD} \\ &= (22.052 + 13.781) \times 40 + 120.05 \\ &= 1553.370 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lintang tiap meter} &= \frac{V}{L} = \frac{1553.37}{40} \\ &= 38.834 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya lintang di tumpuan} &= \frac{V}{2} = \frac{1553.37}{2} \\ &= 776.685 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser normal (Vn)

$$V_n = \frac{Vu}{\phi}$$

$$V_{n1} = \frac{1.50 \times 38.834 \times 20}{0.85} = 1370.621 \text{ kN}$$

$$V_{n2} = \frac{1.50 \times 38.834 \times 19}{0.85} = 1302.090 \text{ kN}$$

Gaya geser yang ditahan oleh sengkang (Vs) = Vn - Vp

$$V_s = V_n - V_p$$

$$V_{s1} = V_{n1} - V_{p1} = 1370.621 - 115.234 = 1255.386 \text{ kN}$$

$$V_{s2} = V_{n2} - V_{p2} = 1302.090 - 112.280 = 1189.810 \text{ kN}$$

Tabel 5. 22 Nilai Vp,Vn dan Vs

No	x (mm)	Y (mm)	Vp (kN)	Vn (kN)	Vs (kN)
1	1000	9.75	115.234	1370.621	1255.386
2	2000	19.00	112.280	1302.090	1189.810
3	3000	27.75	109.325	1233.559	1124.234
4	4000	36.00	106.370	1165.028	1058.657
5	5000	43.75	103.416	1096.496	993.081
6	6000	51.00	100.461	1027.965	927.505
7	7000	57.75	97.506	959.434	861.928
8	8000	64.00	94.551	890.903	796.352
9	9000	69.75	91.597	822.372	730.776
10	10000	75.00	88.642	753.841	665.199
11	11000	79.75	85.687	685.310	599.623
12	12000	84.00	82.732	616.779	534.047
13	13000	87.75	79.778	548.248	468.471

Tabel 5. 22 Nilai V_p, V_n dan V_s (Lanjutan)

14	14000	91.00	76.823	479.717	402.894
15	15000	93.75	73.868	411.186	337.318
16	16000	96.00	70.914	342.655	271.742
17	17000	97.75	67.959	274.124	206.165
18	18000	99.00	65.004	205.593	140.589
19	19000	99.75	62.049	137.062	75.013
20	20000	100	59.095	68.531	9.436

c. Jarak tulangan sengkang

$$\text{Jarak sengkang (S)} = \frac{A \times f_y \times d}{V_s}$$

Keterangan:

S = Jarak sengkang (mm)

A = Luas tulangan sengkang (m^2)

f_y = Tegangan *ultimit* baja tulangan = 400 Mpa

d = Tinggi balok = 1700 mm

V_s = gaya geser yang diterima sengkang (N)

Direncanakan dengan sengkang D13 mm

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2 \\ &= 132.786 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Potongan 1 (Pada jarak 0 – 5000 mm)

$$V_s 1 = 993.081 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{A \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{132.786 \times 400 \times 1700}{993.081 \times 1000} = 90.923 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

Potongan 2 (Pada jarak 6000 – 10000 mm)

$$V_s 2 = 665.199 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{A \times f_y \times d}{V_s} \\ &= \frac{132.786 \times 400 \times 1700}{665.199 \times 1000} = 135.740 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

Potongan 3 (Pada jarak 11000 – 15000 mm)

$$V_s 3 = 468.471 \text{ kN}$$

$$S_1 = \frac{A x f_y x d}{V_s}$$

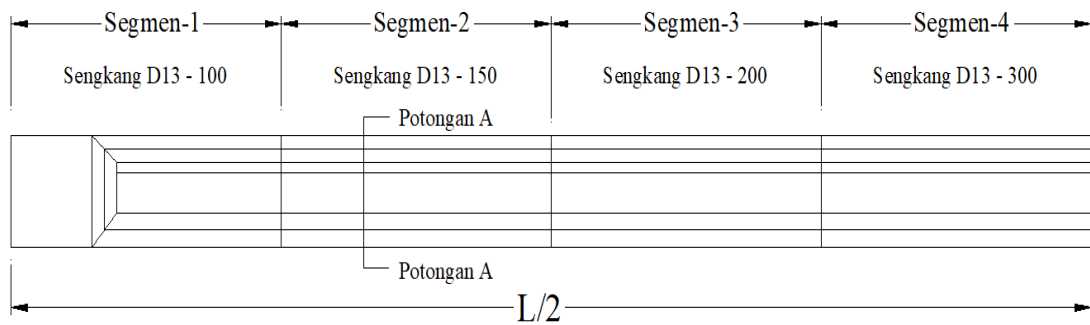
$$= \frac{132.786 x 400 x 1700}{468.471 x 1000} = 192.743 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

Potongan 4 (Pada jarak 16000 – 20000 mm)

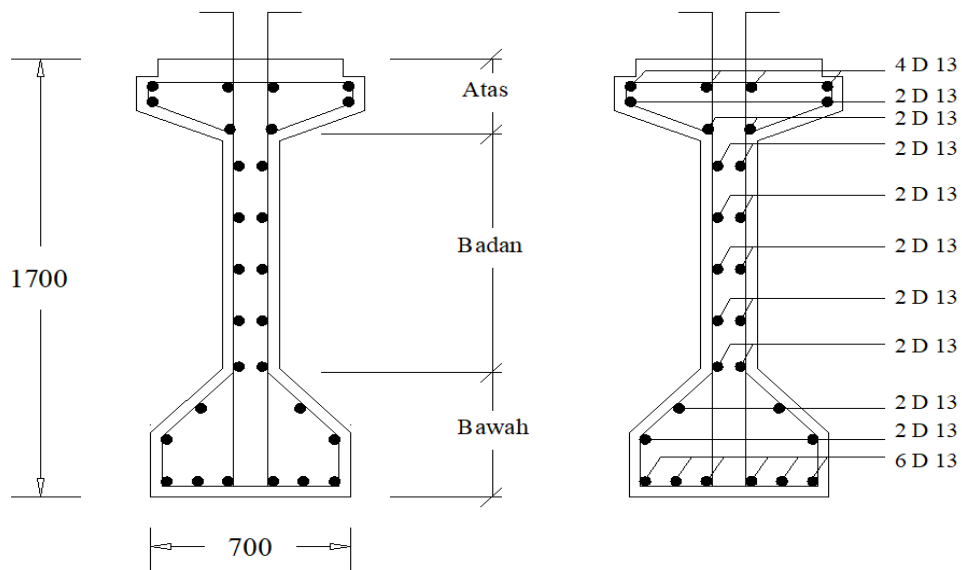
$$V_s 4 = 271.742 \text{ kN}$$

$$S_1 = \frac{A x f_y x d}{V_s}$$

$$= \frac{132.786 x 400 x 1700}{271.742 x 1000} = 332.280 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$



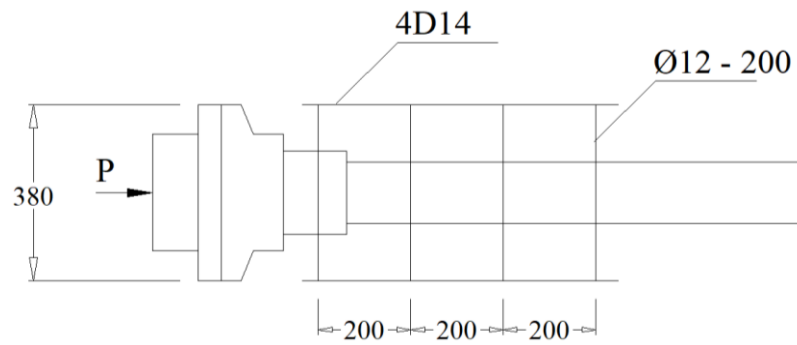
Gambar 5. 54 Jarak sengkang balok girder



Gambar 5. 55 Tulangan konvensional balok girder

5.2.14 Perhitungan Balok Ujung

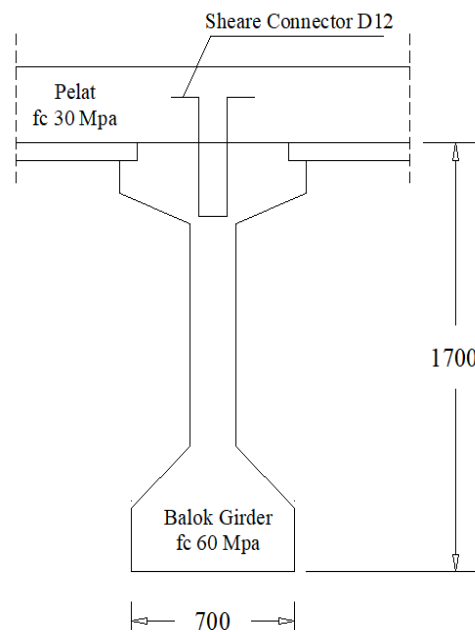
$$\begin{aligned}
 \text{Gaya prategang awal (} F \text{)} &= 9455.132 \text{ kN} \\
 \text{Tinggi pelat angkur} &= 340 \text{ mm} \\
 \text{Tinggi balok ujung} &= 1700 \text{ mm} \\
 \text{Tegangan ijin baja (} f_y \text{)} &= 320 \text{ Mpa} \\
 \text{Tegangan tarik awal} &= (0.25\sqrt{f_c}) \\
 &= 0.25 \times \sqrt{60} = 1.936 \text{ Mpa} \\
 \text{Luas penampang } girder \text{ (} A \text{)} &= 700 \times 1700 = 1190000 \text{ mm}^2 \\
 \text{Tegangan tarik beton terbesar} &= \frac{0.45 F}{A} \\
 &= \frac{0.45 \times (9455.132 \times 1000)}{1190000} \\
 &= 3.575 \text{ Mpa} \\
 \text{Gaya tarik rata-rata} &= \frac{\text{Tegangan tarik awal} + \text{Tegangan tarik terbesar}}{2} \\
 &= \frac{1.936 + 3.575}{2} \\
 &= 2.755 \text{ Mpa} \\
 \text{Gaya tarik total} &= 2.775 \times 34 \times 170 \\
 &= 119.703 \text{ kN} \\
 \text{Luas tulangan yang dibutuhkan} &= \frac{\text{Gaya tarik total}}{\text{tegangan ijin}} \\
 &= \frac{119.703 \times 1000}{320} \\
 &= 374.071 \text{ mm}^2 \\
 \text{Digunakan tulangan pokok } 4D14 \text{ (} A_s &= 615.752 \text{ mm}^2 \text{)} \\
 \text{Tulangan bagi} &= 20\% \times \text{Tulangan pokok} \\
 &= 20\% \times 615.752 \\
 &= 123.150 \text{ mm}^2 \\
 \text{Digunakan tulangan bagi } \emptyset 12 - 200 \text{ (} A_s &= 565.500 \text{ mm}^2 \text{)}
 \end{aligned}$$



Gambar 5. 56 Pembesian pada angkur

5.2.15 Shear Connection

Pada struktur komposit terdapat gaya geser horizontal yang timbul selama pembebanan. Gaya geser yang terjadi antara pelat beton dan gelagar *prestressed* akan dipikul oleh jumlah besi bertulang (*Shear connection*) sehingga tidak terjadi slip saat masa layan jembatan.



Gambar 5. 57 Shear connection

$$\begin{aligned}
 H_{pc} &= 0.8 (H_{plat} + H_{gelgar}) \\
 &= 0.8 \times (1700 + 200) \\
 &= 1520 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan gaya lintang bangunan atas:

Akibat beban mati (V_D)

$$\begin{aligned} \text{Beban gelagar} &= 1/2 \times q_{bs} \times L \\ &= 1/2 \times 16.152 \times 40 = 323.04 \text{ kN} \\ \text{Beban diafragma} &= 0.5 \times (p \times n) \\ &= P/2 \times (7 \times 15.338) = 53.858 \text{ kN} \\ \text{Beban perkerasan dan pelat lantai} &= 0.5 \times q_{ma} \times L \\ &= 1/2 \times 10.325 \times 40 = \underline{206.500 \text{ kN} +} \\ V_{D \text{ total}} &= 583.398 \text{ kN} \end{aligned}$$

Akibat beban hidup (V_L)

$$\begin{aligned} \text{Beban air hujan} &= 1/2 \times q_{Ma'} \times L \\ &= 1/2 \times 0.1715 \times 40 = 3.43 \text{ kN} \\ \text{Beban lajur "D"} &= 1/2 \times B_{Tr} \times s \times L \\ &= 1/2 \times 7.875 \times 1.75 \times 40 = 275.652 \text{ kN} \\ \text{Beban garis terpusat "P"} &= 1/2 \times P_{TD} \\ &= 1/2 \times (1 + FBD) \times P \times s \\ &= 1/2 \times (1 + 0.4) \times 49 \times 1.75 = 60.025 \text{ kN} \\ \text{Beban gaya rem} &= 1/2 \times M_R \\ &= 1/2 \times 126.21 = \underline{63.105 \text{ kN} +} \\ V_{L \text{ total}} &= 402.185 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit } (V_u) &= 1.2 V_D + 1.6 V_L \\ &= 1.2 \times 583.398 + 1.6 \times 402.185 \\ &= 1343.574 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{uh} &= \frac{V_u}{B_v \times h_{pc}} \\ &= \frac{1343.574 \times 10000}{700 \times 1520} \\ &= 1.263 \text{ Mpa} > (0.8 \times 0.55) = 0.33 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

Maka diperlukan tulangan *shear connection* untuk menahan gaya geser rencana yang timbul sebesar :

$$V_{nh} = V_{uh} - 0.8 \times 0.55 = 1.263 - 0.8 \times 0.55 = 0.823 \text{ Mpa}$$

Menurut Winarni luas penampang geser horizontal :

$$V_{nh} = \frac{A_{vf} \times f_y \times \mu}{b_v \times s}$$

Keterangan:

A_{vf} = luas tulangan geser sepanjang s dari bidang kotak

μ = koefisien geser

f_y = tegangan leleh baja tulangan

Diperlukan tulangan geser *shear connection* Ø12

$$\begin{aligned} A_{vf} &= 2 \left(\frac{1}{4} \pi d^2 \right) \rightarrow \text{bentuk } \textit{shear connection} \quad \boxed{} \\ &= 2 \left(\frac{1}{4} \pi 12^2 \right) \\ &= 226.286 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$F_y = 320 \text{ Mpa}$$

$$\mu = 1$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_{vf} \times f_y \times \mu}{b_v \times V_{nh}} \\ &= \frac{226.286 \times 320 \times 1}{700 \times 226.286} \end{aligned}$$

$$= 125.730 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm. Dipakai stripas } \text{Ø}12 - 125 \text{ mm.}$$

5.2.16 Perhitungan *Elastrometric Bearing Pad*

a. Data pembebanan:

1) Beban mati

$$\text{Berat balok} = \frac{1}{2} \times (16.152 \times 40) = 323.040 \text{ kN}$$

$$\text{Berat pelat + Pavement} = \frac{1}{2} \times (10.325 \times 40) = 206.500 \text{ kN}$$

$$\text{Berat diafragma} = \frac{1}{2} \times (7 \times 15.338) = 53.858 \text{ kN}$$

$$\text{Air hujan} = \frac{1}{2} \times (0.1715 \times 40) = \underline{3.430 \text{ kN} +}$$

$$\text{Total (D}_L) = 587.188 \text{ kN}$$

2) Beban hidup

$$\text{a) } q = 9 \text{ kpa untuk } L \leq 30 \text{ m dan jika } L \geq 30 \text{ m : } q = 9 \text{ kPa} \left(0.5 + \frac{15}{L} \right)$$

$$\text{Jarak antar balok prategang, } S = 1.75 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban BTR balok} &= 9 \times \left(0.5 + \frac{15}{40} \right) \\ &= 7.875 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban merata (Q)} &= \text{BTR} \times s \\
 &= 7.875 \times 1.75 \\
 &= 13.781 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\text{Beban merata, } Q_{TD} = 1/2 (q \times s) = 1/2 \times (13.781 \times 40) = 395.67 \text{ kN}$$

$$\text{b) } P = 49 \text{ kN/m}$$

$$\text{Faktor beban dinamis, FBD} = 0.4$$

$$\begin{aligned}
 \text{Beban terpusat pada balok, } P_{TD} &= (1+\text{FBD}) \times P \times s \\
 &= (1 + 0.4) \times 49 \times 1.75 \\
 &= 120.05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Total beban hidup (LL)} = Q_{TD} + P_{TD} = 15.575 + 120.05 = 135.800 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{3) Beban terfaktor} &= 1.2 \text{ DL} + 1.6 \text{ LL} \\
 &= 1.2 \times 587.188 + 1.6 \times 135.800 \\
 &= 1337.698 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

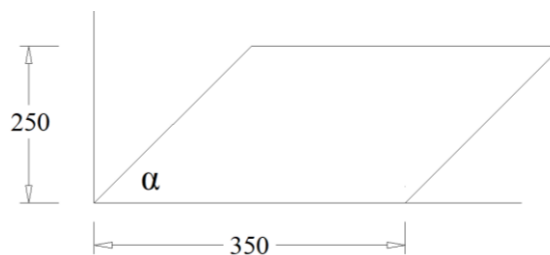
b. Dimensi *elastometric bearing*

$V_u = \phi \times 0.60 \times f_c \times A_L$ (Sumber beton bertulang, Ir. Istimawan Dipohusodo Hal 137)

$$\begin{aligned}
 A_L &= \frac{V_u}{\phi \times 0.60 \times f_c} \\
 &= \frac{1337.698 \times 1000}{0.85 \times 0.60 \times 60} \\
 &= 87431.215 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Maka dimensi *elastometric* yang diambil:

$$250 \times 350 = 87500 \text{ mm}^2 > 87431.215 \text{ mm}^2$$



Gambar 5. 58 Diagram distorsi

Syarat distorsi max $t_g = 0.60$

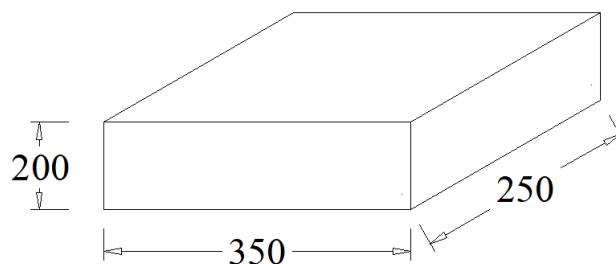
$$d > \frac{V_u}{E_c}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{60} = 36406.043 \text{ Mpa}$$

$$\frac{V_u}{E_c} = \frac{1337.698 \times 1000}{36406.043} = 36.748$$

$$d = \frac{36.748}{0.6} = 61.239 \text{ mm diambil tebal } 200 \text{ mm.}$$



Gambar 5. 59 Penampang *elastometric bearing*

5.3 Perhitungan Bangunan Bawah

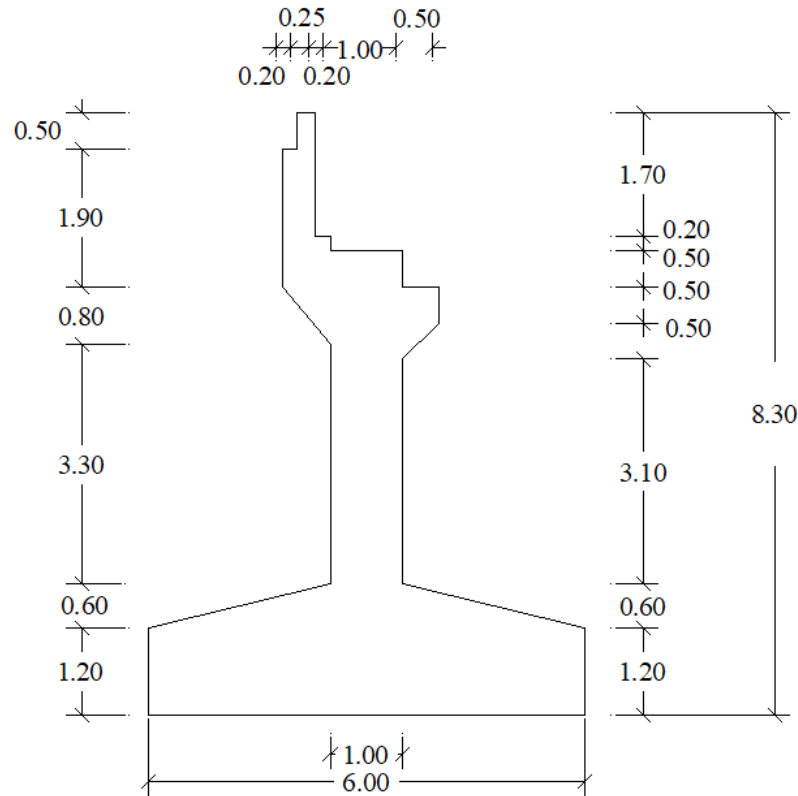
5.3.1 Perencanaan *Abutment*

Abutment merupakan struktur bawah dari suatu konstruksi jembatan yang berfungsi menyalurkan beban struktur atas ke dalam tanah. Oleh karena itu didalam merencanakan struktur *abutment* harus diketahui gaya-gaya yang nantinya bekerja pada struktur *abutment* tersebut. Adapun gaya - gaya yang bekerja pada *abutment* meliputi :

1. Gaya akibat berat sendiri
2. Beban mati akibat bangunan (konstruksi atas)
3. Beban hidup
4. Gaya akibat gaya vertikal
5. Gaya akibat tekanan tanah aktif
6. Gaya geser tumpuan dengan balok pratekan
7. Gaya horizontal akibat rem dan traksi
8. Gaya akibat gempa

Dengan mengetahui gaya - gaya yang bekerja pada *abutment* maka kita akan dapat merencanakan dimensi dari struktur *abutment*.

Data Struktur Bawah (*Abutment*):



Gambar 5. 60 Dimensi rencana *abutment*

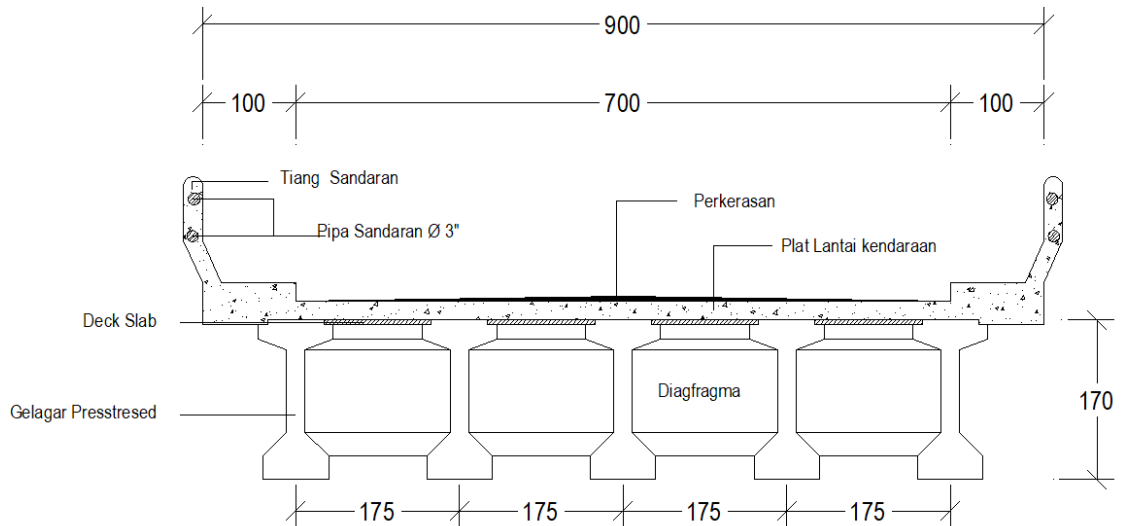
Panjang <i>abutment</i>	= 10.00 m
Tebal <i>wing wall</i>	= 0.50 m
Berat volume tanah	= 17.20 KN/m ³
Mutu beton K.300	= 300 kg/cm
f_c'	= 24.90 Mpa
Mutu baja tulangan BJTD40	= 400 Mpa

5.3.2 Analisa 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.

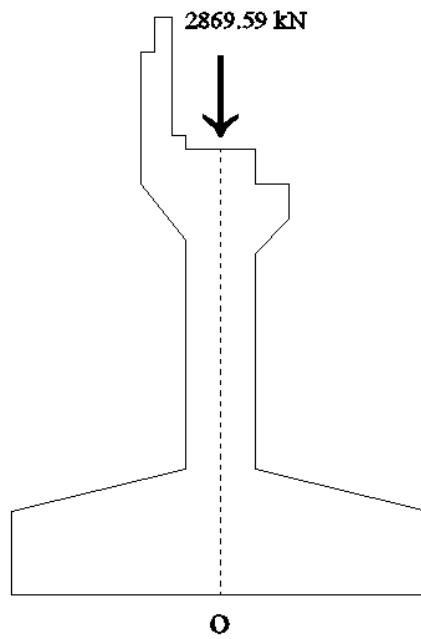
1) Berat sendiri struktur atas



Gambar 5. 61 Gambar penampang jembatan

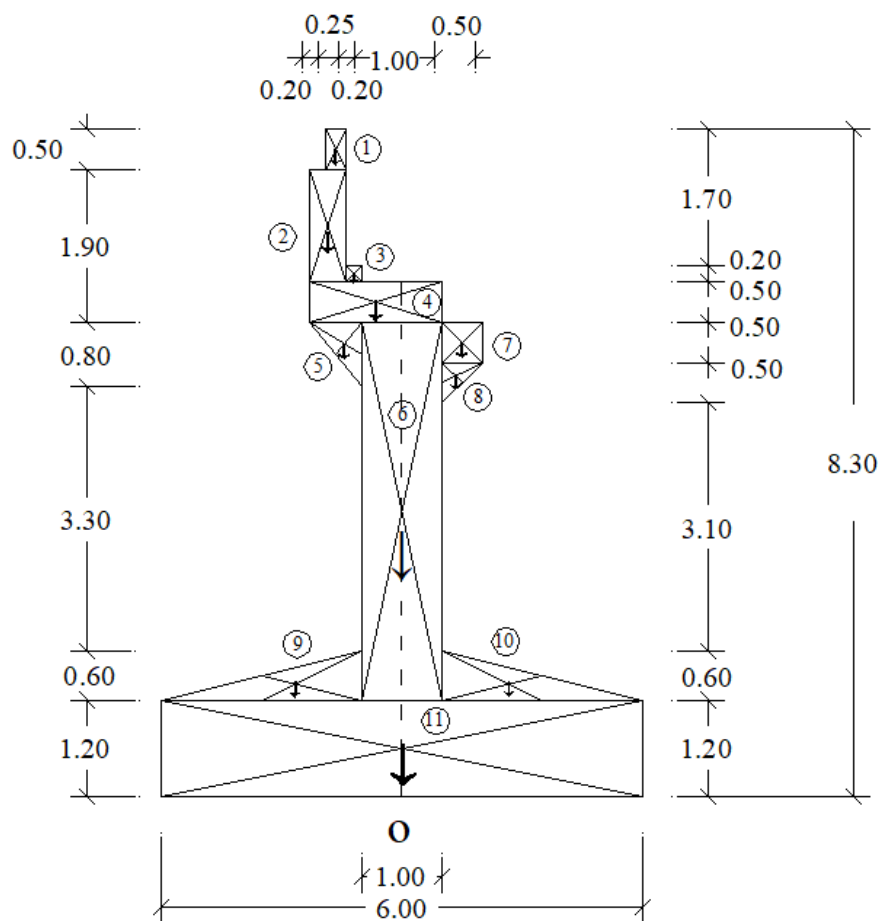
Tabel 5. 23 Data – data berat sendiri bangunan atas

No	Beban	Parameter				Berat	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Pelat lantai	7	0.2	40	1	24	1344.00
2	Deck slab	1.15	0.07	40	4	24	309.12
3	Trotoar	1	0.2	40	2	24	384.00
4	Balok prategang			40	5	16.152	3230.40
5	Diafragma				28	15.388	430.86
6	Tiang sandaran				40	0.792	31.68
7	Pipa sandaran			40	2	0.114	9.12
Total berat sendiri bangunan atas , Wms =							5739.18
Beban pada <i>abutment</i> karena bangunan atas = (1/2 x Wms) =							2869.59

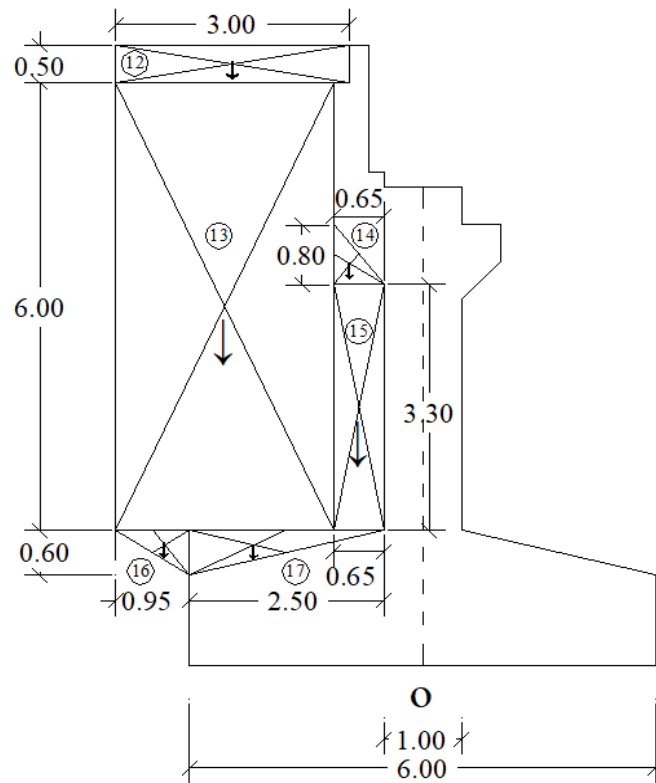


Gambar 5. 62 Pembebanan *abutment* akibat beban sendiri struktur atas

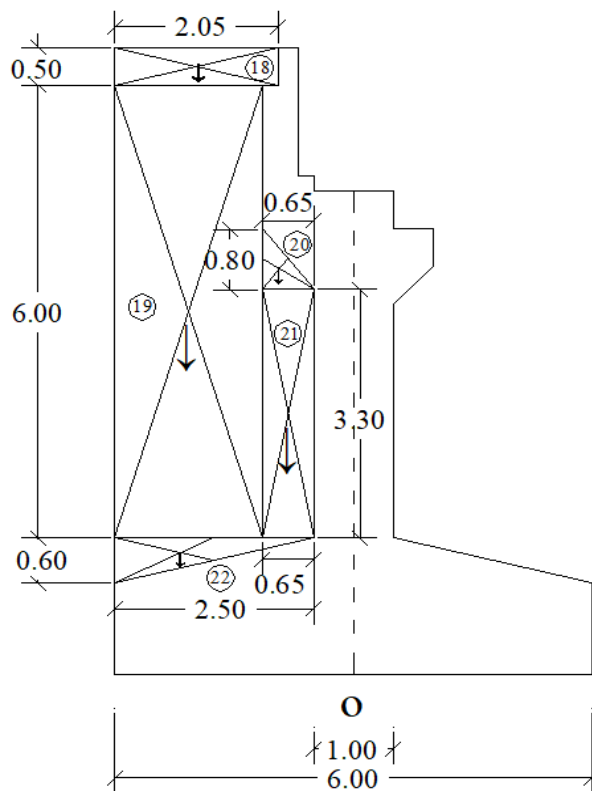
2) Data Struktur Bawah (*Abutment*)



Gambar 5. 63 Beban akibat berat sendiri *abutment*



Gambar 5. 64 Beban akibat berat *wing wall*



Gambar 5. 65 Beban akibat berat timbunan tanah

Tabel 5. 24 Berat jenis bahan

Berat beton bertulang, WC	24.00	kN/m ³	Lebar <i>abutment</i> , By	10.00	m
Berat tanah urugan, Ws	17.20	kN/m ³	Tebal <i>wing wall</i> (kiri+kanan)	0.50	m

Tabel 5. 25 Berat sendiri *abutment*

No	faktor	Dimensi bagian			BERAT	Lengan	Momen
	bentuk	b	h	Lebar			
<i>Abutment</i>							
1	1	0.25	0.5	10	30.00	-0.825	-24.750
2	1	0.45	1.4	10	151.20	-0.925	-139.860
3	1	0.2	0.2	10	9.60	-0.600	-5.760
4	1	1.65	0.5	10	198.00	-0.325	-64.350
5	0.5	0.65	0.8	10	62.40	-0.717	-44.741
6	1	1	4.7	10	1128.00	0.000	0.000
7	1	0.5	0.5	10	60.00	0.750	45.000
8	0.5	0.5	0.5	10	30.00	0.667	20.010
9	0.5	2.5	0.6	10	180.00	-1.333	-239.940
10	0.5	2.5	0.6	10	180.00	1.333	239.940
11	1	6	1.2	10	1728.00	0.000	0.000
<i>Wing wall</i>							
12	1	3	0.5	0.5	18.00	-2.450	-44.100
13	1	2.8	6	0.5	201.60	-2.550	-514.080
14	0.5	0.65	0.8	0.5	3.12	-0.933	-2.911
15	1	0.65	3.3	0.5	25.74	-0.825	-21.236
16	0.5	0.95	0.6	0.5	3.42	-3.317	-11.344
17	0.5	2.5	0.6	0.5	9.00	-2.167	-19.503
Urugan tanah							
18	1	2.05	0.5	10	176.30	-1.975	-348.193
19	1	1.85	6	10	1909.20	-2.075	-3961.590
20	0.5	0.65	0.8	10	44.72	-0.933	-41.724
21	1	0.65	3.3	10	368.94	-0.825	-304.376
22	0.5	2.5	0.6	10	129.00	-2.167	-279.543
PMS					6646.24	MMS	-5763.049

Tabel 5. 26 Rekapitulasi pembebanan struktur atas dan bawah

No	Berat sendiri	PMS	MMS
1	Struktur atas	2869.592	
2	Struktur bawah	6646.240	-5763.049
Jumlah		9515.832	-5763.049

b) Beban mati tambahan (MA)

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 harus mampu memikul beban tambahan seperti :

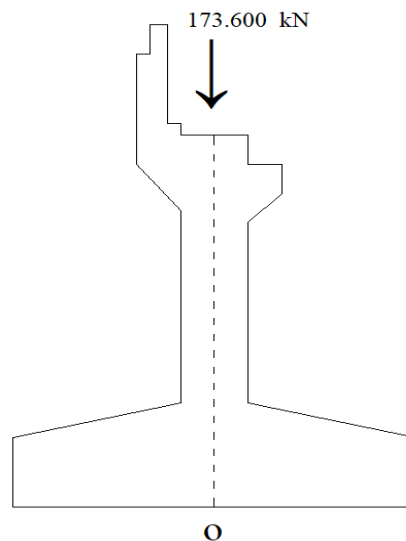
- 1) Penambahan lapisan aspal (*overlay*) dikemudian hari.
- 2) Genangan air hujan bila sistem drainase tidak bekerja dengan baik.

Tabel 5. 27 Beban *abutment* karena beban tambahan (MA)

No	Beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	panjang	jumlah	W (kN/M ³)	Berat (kN)
1	Lapisan aspal	0.05	7	40	1	22	308.000
2	air hujan		0.1	40	1	9.8	39.200
WMA							347.200

beban pada *abutment* akibat beban mati tambah

$$PMA = 1/2 \times WMA = 1/2 \times 347.200 = 173.600 \text{ kN}$$



Gambar 5. 66 Beban *abutment* karena beban mati tambahan

c) Tekanan tanah (TA)

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 (f) dan kohesi tanah (C) dengan:

$$W_s' = W_s$$

$$\Phi = \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \Phi) \text{ dengan faktor } K_{\phi}^R = 0.70$$

$$C' = K_c^R \times C \text{ dengan faktor } K_c^R = 1.00$$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif (Ka)} = \tan^2 (45^\circ - \Phi'/2)$$

$$\text{Berat tanah (Ws)} = 1.72 \text{ kN/m}^3$$

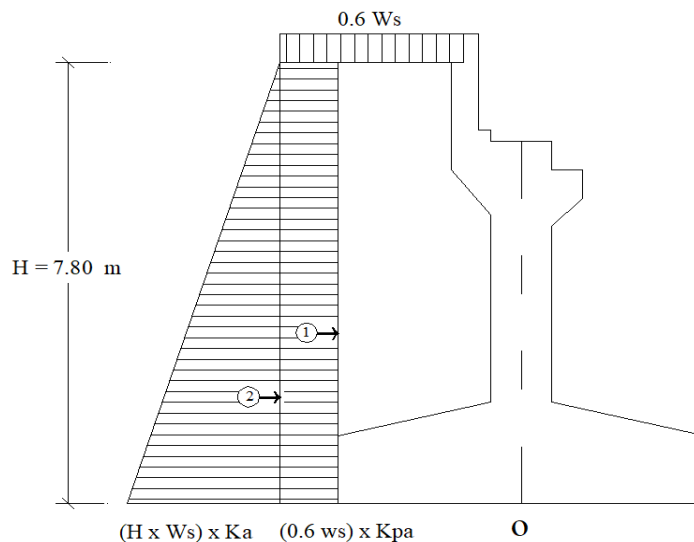
$$\text{Sudut gesek dalam } (\Phi) = 30^\circ$$

$$\text{Kohesi (C)} = 0.195 \text{ Kpa}$$

$$\text{Tinggi total } abutment \text{ (H)} = 7.80 \text{ m}$$

$$\text{Lebar } abutment \text{ (By)} = 10.00 \text{ m}$$

Beban merata akibat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan.



Gambar 5. 67 Diagram tekanan tanah

$$0.60 \times W_s = 0.6 \times 1.72 = 10.32 \text{ Kpa}$$

$$K_a = \tan^2 \times (45 - \Phi/2)$$

$$= \tan^2 \times (45 - 30/2) = 0.33$$

Tabel 5. 28 Beban abutment karena tekanan tanah (TA)

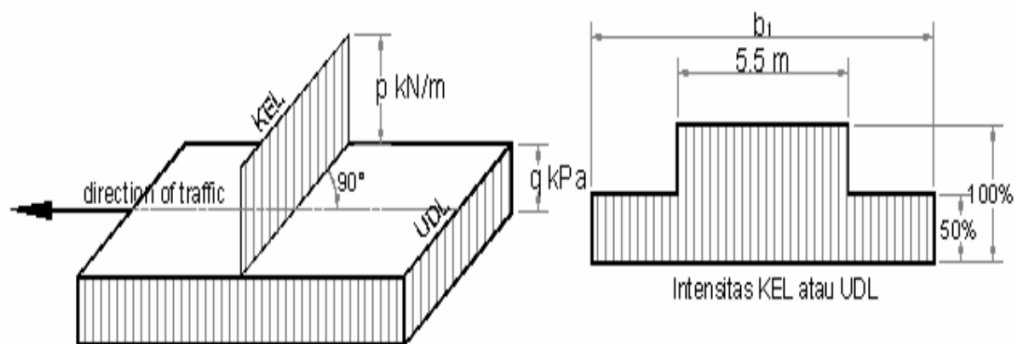
No	Gaya akibat tekanan tanah	TTA	Lengan thp O	Y (m)	MTA (kNm)
1	TTA=(0.6 x Ws) x H x Ka x By =(0.6 x 1.72) x 7.80 x 0.333x 10	268.052	Y= H/2 =7.80/2	3.90	1045.402
2	TTA=1/2 x H ² x Ws x Ka x By =1/2 x 7.80 ² x 1.72 x 0.333 x 10	1742.336	Y= H/3 =7.80/3	2.60	4530.073
	PTTA	2010.388		MTA	5575.475

d) Beban Lajur D (TD)

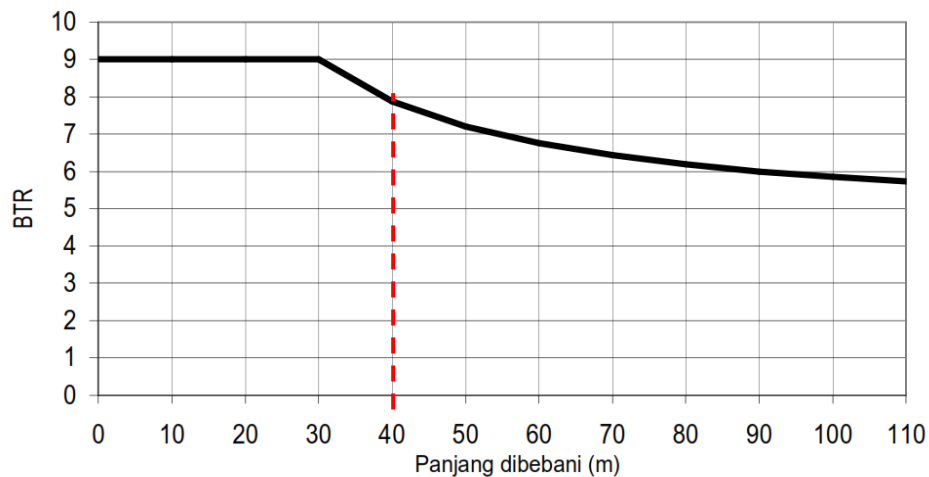
Beban kendaraan yang berupa beban lajur D terdiri dari beban terbagi rata (*Uniformly distributed load*) UDL dan beban garis (*knife edge load*) KEL seperti pada gambar di bawah ini. UDL mempunyai intensitas q (kpa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu lintas atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

$$q = 9.00 \quad \text{Kpa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.00 \times (0.5 + 15/L) \quad \text{Kpa untuk } L \geq 30 \text{ m}$$



Gambar 5. 68 Beban lajur D (TD)



Gambar 5. 69 Beban BTR

Untuk Panjang $L = 40.00 \text{ m}$

$$q = 7.875 \text{ kPa}$$

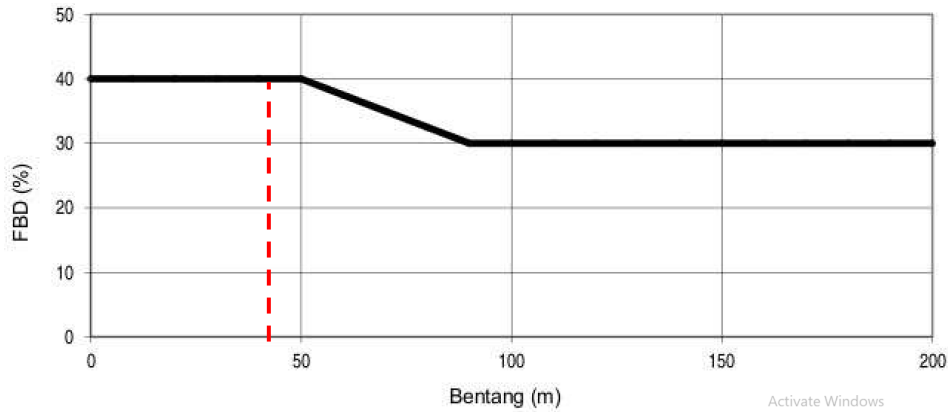
KEL mempunyai itensitas $P = 49.00 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (*dynamic load allowance*) untuk KEL sebagai berikut :

$$DLA = 0.40 \quad \text{untuk } L < 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0.40 - 0.0025 \times (L-50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0.30 \quad \text{untuk } L > 90 \text{ m}$$



Gambar 5. 70 Faktor beban dinamis (TD)

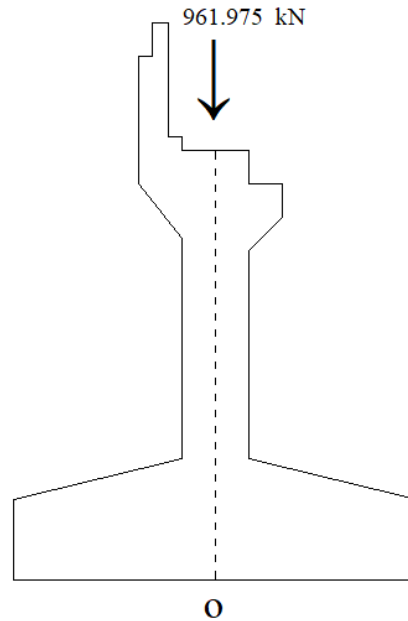
Untuk panjang $L = 40.00$ $b_1 = 6.00$ $DLA = 0.40$

Besar beban lajur D :

$$\begin{aligned} WTD &= q \times L \times (5.5 + b)/2 + P \times DLA \times (5.5 + b)/2 \\ &= 7.875 \times 40 \times (5.5 + 6)/2 + 49 \times 0.40 \times (5.5 + 6)/2 \\ &= 1923.950 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat beban lajur D

$$\begin{aligned} PTD &= 1/2 \times WTD \\ &= 1/2 \times 1923.95 \\ &= 961.975 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 71 Beban *abutment* karena beban lajur D (TD)

e) Beban pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang mendukungnya.

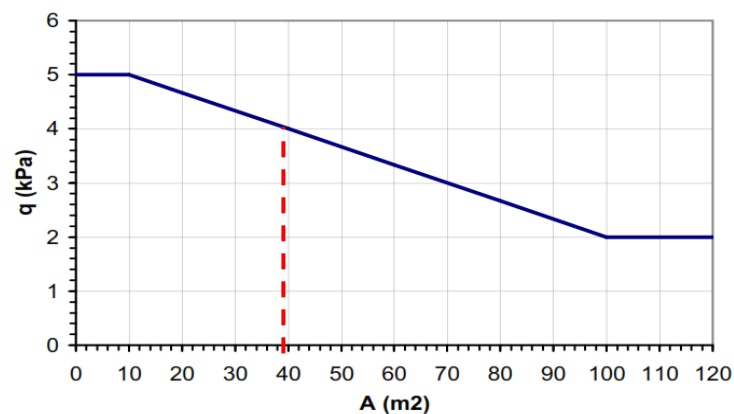
A = Luas bidang trotoar yang mendukungnya.

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$ $q = 5 \text{ Kpa}$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$ $q = 5 - 0.033 \times (A - 10) \text{ Kpa}$

Untuk $A \geq 100 \text{ m}^2$ $q = 2 \text{ Kpa}$



Gambar 5. 72 Beban pedestrian 1 pejalan kaki (TP)

Panjang bentang(L) = 40.00 m

Lebar trotoar (b2) = 1.00m

Jumlah trotoar (n) = 2

Luas bidang trotoar yang didukung *abutment*,

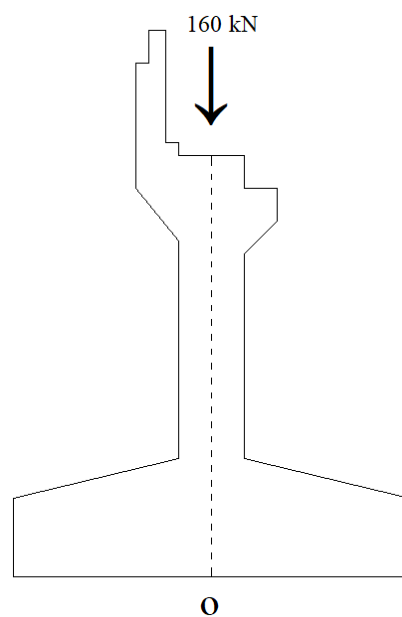
$$A = b2 \times L/2 \times n = 1 \times 40/2 \times 2 = 40.00 \text{ m}^2$$

Beban merata pada pedestrian,

$$q = 5 - 0,0333 \times (A - 10) = 5 - 0,0333 \times (40 - 10) = 4.00 \text{ kPa}$$

Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki :

$$A \times q = 40.00 \times 4.00 = 160 \text{ kN}$$



Gambar 5. 73 Beban *abutment* karena pejalan kaki (TP)

f) Gaya Rem (TB)

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) yaitu sebagai berikut:

Gaya rem, TTB = 250 KN untuk $L_t \leq 80$ m

Gaya rem, TTB = $250 + 2,5 (L_t - 80)$ KN untuk $80 < L_t < 180$ m

Gaya rem, TTB = 500 KN untuk $L_t \geq 180$ m

Untuk $L_t = 40.00$ m

Gaya rem ITB = 250 kN

Lengan terhadap pondasi

$$YTB1 = 6.50 \text{ m}$$

$$YTB2 = 8.30 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem:

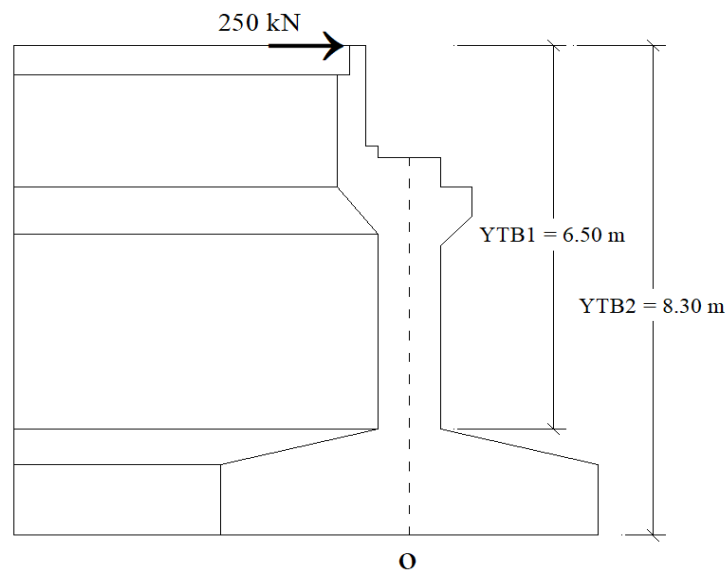
$$MTB = TTB \times YTB2$$

$$= 250 \times 8.30 = 2075 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* YTB2

$$MTB = TTB \times YTB1$$

$$= 250 \times 6.50 = 1625 \text{ kNm}$$



Gambar 5. 74 Beban *abutment* karena beban rem (TB)

g) Pengaruh Temperatur (ET)

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.

$$\text{Temperatur maksimum rata-rata} = 40^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Temperatur minimum rata-rata} = 15^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Perbedaan temperatur, } \Delta T = (T_{\text{max}} - T_{\text{min}}) = 12.50^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Koefisien muai panjang untuk beton } (\alpha) = 0.000011/^{\circ}\text{C}$$

$$\text{Kekakuan geser untuk tumpuan berupa } \textit{elastromic} \text{ (K)} = 1.500 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang } \textit{grider} = 40.00 \text{ m}$$

Jumlah tumpuan *elastromic* (Jumlah *grider*) = 5 buah

Gaya pada *abutment* akibat pengaruh temperatur

$$TET = \alpha \times \Delta T \times K \times L/2 \times n = 0.000011 \times 12.50 \times 40 / 2 \times 5 = 20.625 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi akibat temperatur

$$YET2 = 6.40 \text{ m}$$

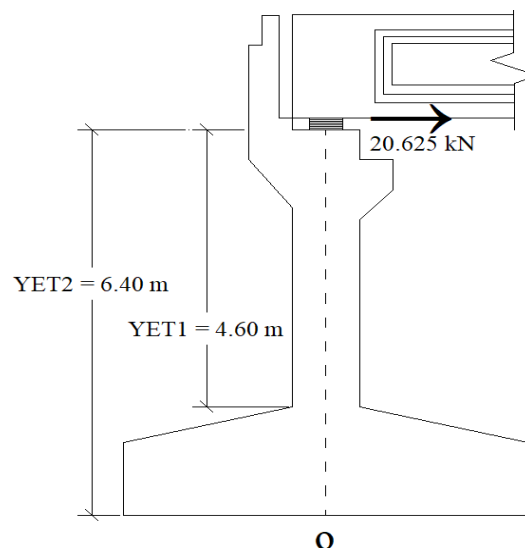
Momen pada pondasi akibat temperatur

$$MET2 = TET \times YET2 = 20.625 \times 6.40 = 132.000 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall*

$$YET1 = 4.50 \text{ m}$$

$$MET1 = TET \times YET1 = 20.625 \times 4.60 = 94.875 \text{ kNm}$$



Gambar 5. 75 Beban pada *abutment* karena pengaruh temperatur (ET)

h) Beban angin (EW)

1) Angin yang meniup bidang samping Jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$TEW1 = 0.0006 \times Cw \times (Vw) \times Ab$$

Dengan :

Cw = Koefisien seret

Vw = Kecepatan angin rencana (m/det)

Ab = luas bidang samping jembatan (m^2)

$$\text{Koefisien seret (Cw)} = 1.25$$

$$\text{Kecepatan angin (Vw)} = 35 \text{ m/det}$$

$$\text{Panjang bentang (L)} = 40.00 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi bid.samping (ha)} = 3.10 \text{ m}$$

$$Ab = L/2 \times ha = 40/2 \times 3.10 = 62.00 \text{ m}^2$$

Beban angin pada *abutment* :

$$TEW1 = 0.0006 \times Cw \times Vw \times Ab$$

$$= 0.0006 \times 1.25 \times 35 \times 62$$

$$= 56.963 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi (YEW2)

$$YEW2 = 8.50 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin

$$MEW1 = TEW1 \times YEW2$$

$$= 56.963 \times 8.50$$

$$= 484.181 \text{ kNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* (YEW1)

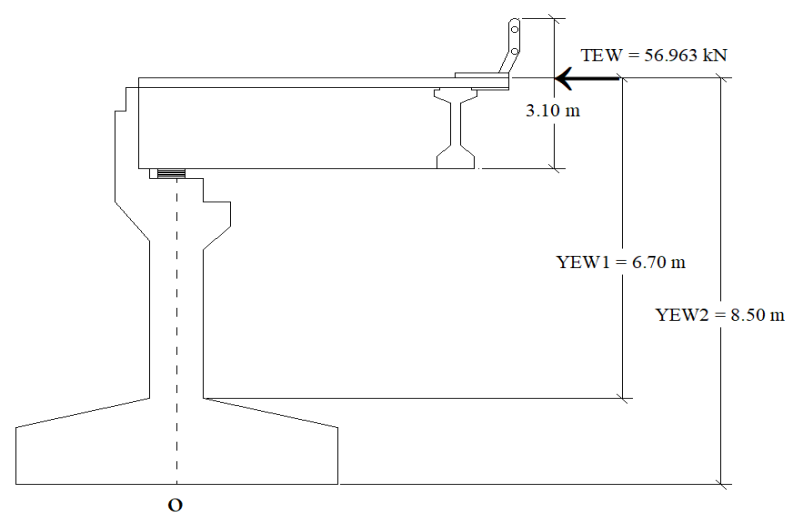
$$YEW1 = 6.70 \text{ m}$$

Momen pada *breast wall*

$$MEW1 = TEW1 \times YEW1$$

$$= 56.963 \times 6.70$$

$$= 381.649 \text{ kNm}$$



Gambar 5. 76 Beban pada *abutment* karena pengaruh angin(EW)

2) Angin yang meniup kendaraan

Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan, akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus:

$$\begin{aligned} TEW2 &= 0.0012 \times C_w \times V W^2 \times L/2 \\ &= 0.0012 \times 1.25 \times 35^2 \times 40/2 \\ &= 36.750 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi (YEW2)

$$YEW2 = 8.50 \text{ m}$$

Momen pada pondasi (MEW2)

$$\begin{aligned} MEW2 &= TEW2 \times YEW2 \\ &= 36.75 \times 8.50 = 312.375 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *breast wall*

Lengan terhadap *breast wall* (YEWI)

$$YEWI = 6.70 \text{ m}$$

Momen pada *breast wall* (MEW2)

$$\begin{aligned} MEW2 &= TEW2 \times YEWI \\ &= 36.750 \times 6.70 = 246.225 \text{ kNm} \end{aligned}$$

3) Beban angin total pada *abutment*

Total beban angin pada jembatan (TEW = TEWI + TEW2)

$$\begin{aligned} TEW &= 56.963 + 36.750 \\ &= 93.713 \text{ kN} \end{aligned}$$

Total momen pada pondasi (MEW = MEWI + MEW2)

$$\begin{aligned} MEW &= 381.649 + 312.375 \\ &= 694.024 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total momen pada *breast wall* (MEW = MEWI + MEW2)

$$\begin{aligned} MEW &= 484.181 + 246.225 \\ &= 730.406 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Transfer beban angin ke lantai jembatan

Gaya angin tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan, akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

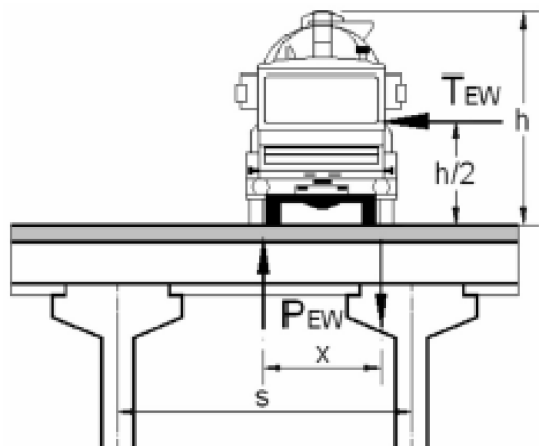
$$\begin{aligned} TEW &= 0.0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0.0012 \times 1,25 \times 35^2 = 1.84 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi kendaraan (h)} = 2.00 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda kendaraan (s)} = 1.75 \text{ m}$$

Gaya pada *abutment* akibat transfer beban angin ke lantai jembatan :

$$\begin{aligned} PEW &= 2 \times (1/2 \times h / s) \times TEW \times L/2 \\ &= 2 \times (1/2 \times 2) / 1.75 \times 1.84 \times 40 / 2 = 42 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 77 Beban angin yang meniup kendaraan

i) Beban Gempa (EQ)

1) Beban gempa statik ekuivalen

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus

$$TEQ = K_h \times I \times W_t$$

Dengan :

K_h = Koefisien beban gempa horizontal = $C \cdot S$

I = faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan.

C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, dan kondisi tanah.

S = Faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktalitas) dari struktur jembatan.

Waktu getar struktur dihitung dengan rumus

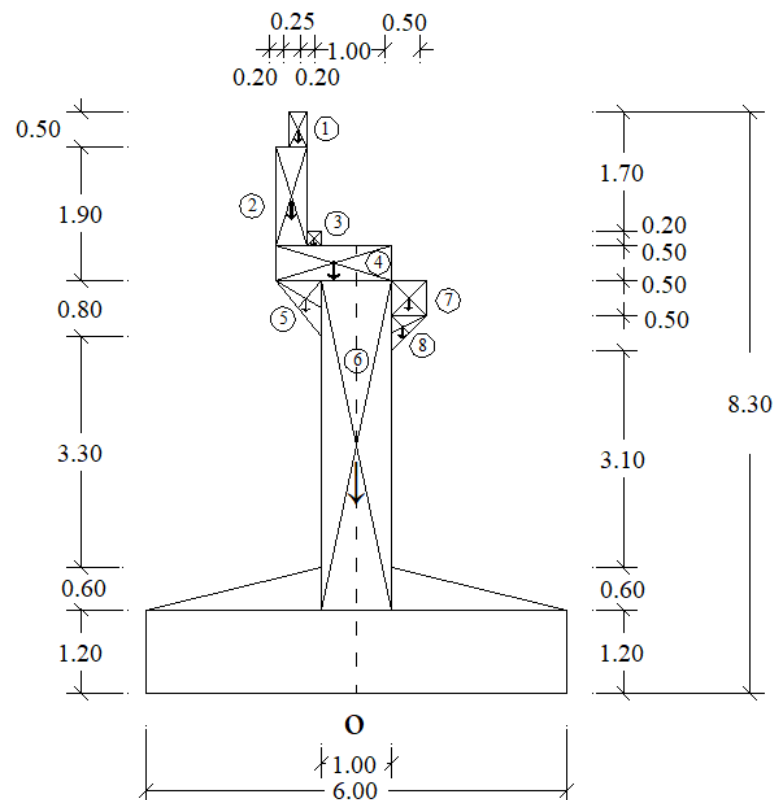
$$T = 2 \times \eta \times \sqrt{\frac{WTP}{(g \cdot KP)}}$$

dengan :

g = Percepatan gravitasi (9,8 m/det³)

KP = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)

WTP = PMS (Struktur atas + 1/2 PMS (Struktur bawah)



Gambar 5. 78 Dimensi abutment

2) Beban gempa arah memanjang jembatan (arah X)

Tinggi *breast wall* (Lb) = 4.00 m

Ukuran penampang *breast wall* (b=By) = 10.00 m

Tabel 5. 29 Perhitungan inersia penampang *breast wall*

No	Uraian	Momen inersia (mm ⁴)
1	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.25 \times 0.50^3$	0.00260
2	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.20 \times 0.20^3$	0.10290
3	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.25 \times 0.50^3$	0.00013
4	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 1.60 \times 0.50^3$	0.01719
5	$1/36 \times b \times h^3 = 1/36 \times 0.65 \times 0.80^3$	0.00924
6	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 1.00 \times 4.70^3$	8.65192
7	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.50 \times 0.80^3$	0.00521
8	$1/36 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.50 \times 0.50^3$	0.00174
Jumlah momen inersia		8.79093
Jumlah momen inersia gabungan (Ic)		1.09887

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton (fc')} &= 0.83 \times K = 0.83 \times 300 \\ &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 24.9 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastic beton, } E_c &= 4700\sqrt{fc'} = 23.452.950 \text{ Mpa} \\ &= 23452950 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, KP} &= 3 \times E_c \times I_c / Lb^3 = 3 \times 23452950 \times 1.109887 / 4.00^3 \\ &= 1208046.415 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan gravitasi (g)} = 9.81 \text{ m/det}^2$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas, PMS (Struktur atas)} = 2869.592 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah, PMS (Struktur bawah)} = 6646.240 \text{ kN}$$

Berat total struktur :

$$\begin{aligned} \text{WTP} &= \text{PMS (Struktur atas)} + (\text{PMS}) 1/2 \text{ Struktur bawah} \\ &= 2869.592 + (1/2 \times 6646.240) \\ &= 6192.712 \text{ kN} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur:

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{WTP}{g \times KP}} \\ &= 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{6192.712}{9.81 \times 1208046.415}} = 0.144 \text{ detik} \end{aligned}$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang (medium) dengan lokasi di wilayah gempa 3.

Koefisien tanah dasar, $C = 0.18$

Untuk struktur jembatan dengan daerah sendi plastis beton bertulang, maka faktor jenis struktur (S):

$$S = 1.0 \times F$$

Dengan,

F = Faktor perangkaan

$$= 1.25 - (0.025 \times n)$$

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.

Untuk $n = 1$ maka,

$$F = 1.25 - 0.025 \times 1$$

$$= 1.225$$

$$S = 1.00 \times 1.225$$

$$= 1.225$$

Koefisien beban gempa horizontal.

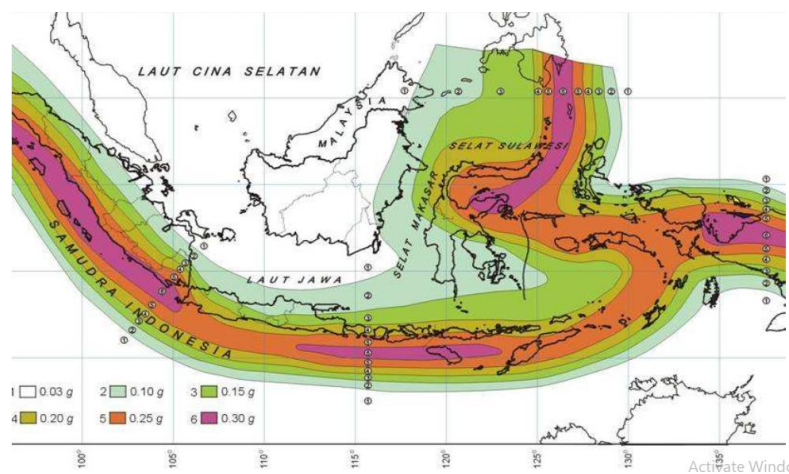
$$K_h = C \times S = 0.18 \times 1.225 = 0.221$$

Untuk jembatan jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat *route alternative*, maka diambil :

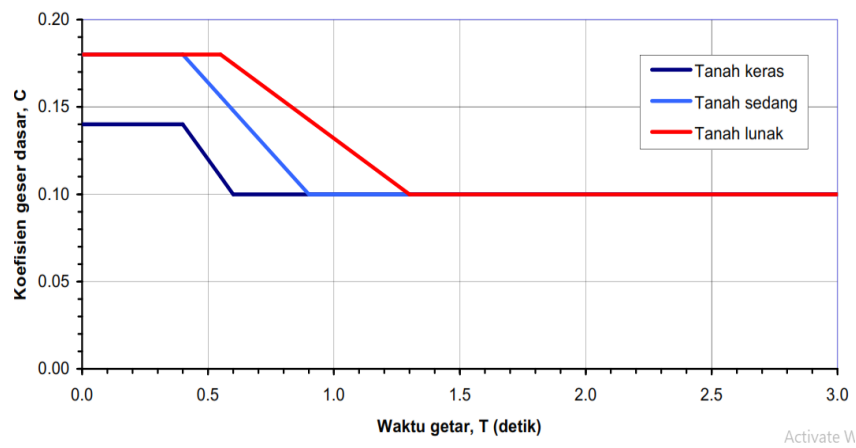
Faktor kepentingan (I) = 1.00

Gaya gempa:

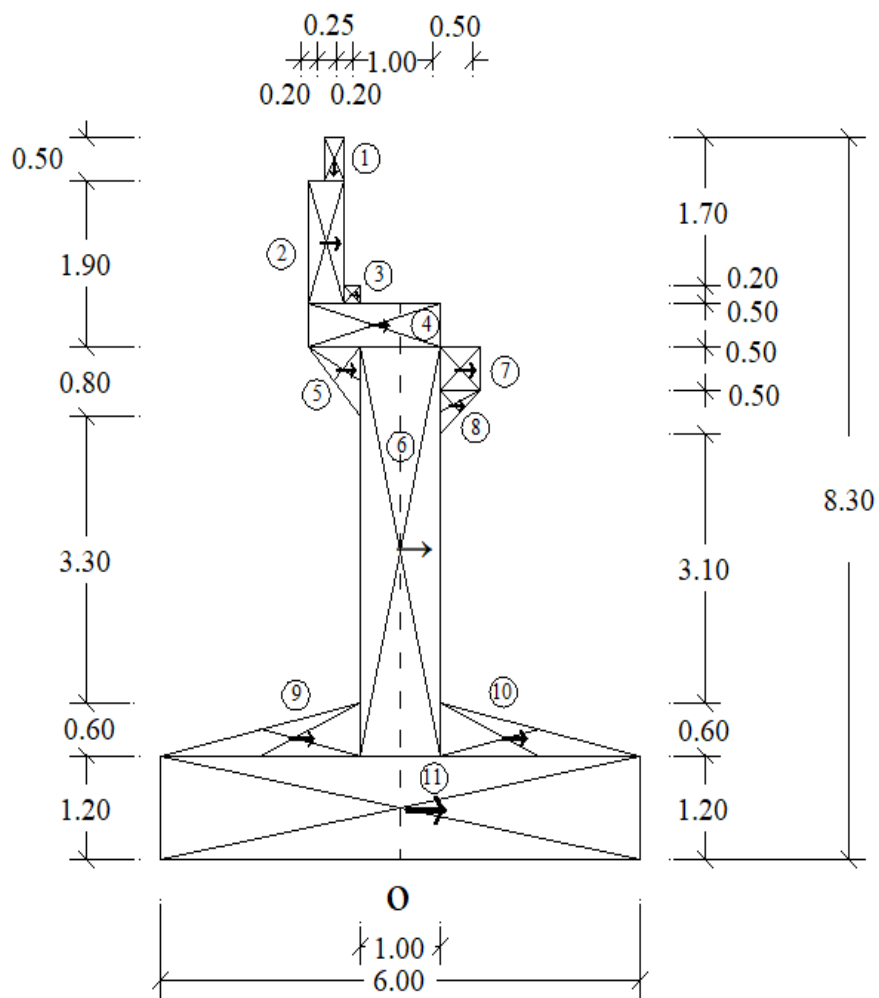
$$TEQ = K_h \times I \times W_t = 0.221 \times 1 \times W_t = 0.221 W_t$$



Gambar 5. 79 Peta wilayah gempa di Indonesia



Gambar 5. 80 Koefisien geser dasar C



Gambar 5. 81 Distribusi gempa pada abutment

Tabel 5. 30 Perhitungan berat sendiri *abutment*

No	faktor bentuk	Dimensi bagian			Berat	TEQ	Lengan (m)	Momen (kNm)
		b	h	Lebar		0.221		
PMS					2869.592	632.745	7.600	4808.862
PMA					347.200	76.558	7.600	581.838
<i>Abutment</i>								
1	1	0.25	0.50	10.00	30.00	6.615	7.350	48.620
2	1	0.45	1.40	10.00	151.20	33.340	6.400	213.373
3	1	0.20	0.20	10.00	9.60	2.117	5.800	12.277
4	1	1.65	0.50	10.00	198.00	43.659	5.450	237.942
5	0.5	0.65	0.80	10.00	62.40	13.759	4.930	67.833
6	1	1.00	4.70	10.00	1128.00	248.724	3.000	746.172
7	1	0.50	0.50	10.00	60.00	13.230	4.950	65.489
8	0.5	0.50	0.50	10.00	30.00	6.615	4.530	29.966
9	0.5	2.50	0.60	10.00	180.00	39.690	0.930	36.912
10	0.5	2.50	0.60	10.00	180.00	39.690	0.930	36.912
11	1	6.00	1.20	10.00	1728.00	381.024	0.400	152.410
<i>Wing wall</i>								
12	1	3.00	0.50	0.50	18.00	3.97	7.350	29.172
13	1	2.80	6.00	0.50	201.60	44.45	4.150	184.479
14	0.5	0.65	0.80	0.50	3.12	0.69	4.670	3.213
15	1	0.65	3.30	0.50	25.74	5.68	2.800	15.892
16	0.5	0.95	0.40	0.50	2.28	0.50	1.070	0.538
17	0.5	2.50	0.60	0.50	9.00	1.98	1.070	2.123
<i>Urugan tanah</i>								
18	1	2.05	0.50	10.00	176.30	38.87	7.350	285.725
19	1	1.85	6.00	10.00	1909.20	420.98	4.150	1747.061
20	0.5	0.65	0.80	10.00	44.72	9.86	4.670	46.050
21	1	0.65	3.30	10.00	368.94	81.35	2.800	227.784
22	0.5	2.50	0.60	10.00	129.00	28.44	1.070	30.436
					PMS	2174.547	MMS	9611.077

Letak titik tangkap gaya horizontal gempa,

$$YEQ = MEQ / TEQ = 9611.077 / 2174.547 = 4.42 \text{ meter}$$

3) Beban gempa arah memanjang jembatan (arah Y)

$$\text{Tinggi } breast \text{ wall (Lb)} = 4.00 \text{ m}$$

$$\text{Ukuran penampang } breast \text{ wall (b=By) = 10.00 m}$$

Inersia penampang *breast wall*,

Tabel 5. 31 Momen inersia pada *breast wall*

No	Uraian	Momen inersia (mm ⁴)
1	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.25 \times 0.50^3$	0.00260
2	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.20 \times 0.20^3$	0.10290
3	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.25 \times 0.50^3$	0.00013
4	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 1.60 \times 0.50^3$	0.01719
5	$1/36 \times b \times h^3 = 1/36 \times 0.65 \times 0.80^3$	0.00924
6	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 1.00 \times 4.70^3$	8.65192
7	$1/12 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.50 \times 0.80^3$	0.00521
8	$1/36 \times b \times h^3 = 1/12 \times 0.50 \times 0.50^3$	0.00174
Jumlah momen inersia		8.79093
Jumlah momen inersia gabungan (Ic)		1.09887

$$\begin{aligned} \text{Kuat tekan beton (fc')} &= 0.83 \times K = 0.83 \times 300 \\ &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 24.9 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus } elastic \text{ beton, } E_c &= 4700\sqrt{fc'} = 23.452.950 \text{ Mpa} \\ &= 23452950 \text{ Kpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai kekakuan, KP} &= 3 \times E_c \times I_c / Lb^3 = 3 \times 23452950 \times 1.09887 / 4.00^3 \\ &= 1208046.415 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\text{Percepatan gravitasi (g)} = 9.81 \text{ m/det}^2$$

$$\text{Berat sendiri struktur atas, PMS (Struktur atas)} = 2869.592 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri struktur bawah, PMS (Struktur bawah)} = 6646.240 \text{ kN}$$

Berat total struktur :

$$\begin{aligned} \text{WTP} &= \text{PMS (Struktur atas)} + (\text{PMS}) 1/2 \text{ Struktur bawah} \\ &= 2869.592 + (1/2 \times 6646.240) \\ &= 6192.712 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban mati tambahan (PMA) = 347.200 kN

Beban mati total

$$\begin{aligned} W_t &= WTP + PMA \\ &= 6192.712 + 347.200 = 6539.912 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang jembatan

$$\begin{aligned} TEQ &= 0.221 \times W_t \\ &= 0.221 \times 6539.912 \\ &= 1442.051 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen pondasi akibat beban gempa

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times YEQ \\ &= 1442.051 \times 4.42 \\ &= 6373.584 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Tekanan tanah dinamis akibat gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis ($\Delta K_a G$) yang besarnya :

$$\Delta K_a G = K_a G - K_a$$

$$H = 8.30 \text{ m}$$

$$B_y = 10.00 \text{ m}$$

$$K_h = 0.221$$

$$\emptyset = \tan^{-1} = 12.44^\circ$$

$$\Phi = 30^\circ$$

$$K_a = 0.333$$

$$W_s = 17.20 \text{ kN/m}$$

$$K_a G = \cos^2(\Phi - \emptyset) / (\cos^2 \emptyset \times (1 + \sqrt{(\sin(\Phi - \emptyset) / \cos \emptyset)})$$

Dimana:

$$(\Phi - \emptyset) = 17.56^\circ$$

$$\cos^2(\Phi - \emptyset) = 0.953$$

$$\cos(\emptyset) = 0.977$$

$$\sin(\Phi - \emptyset) = 0.302$$

$$\sin \emptyset = 0.215$$

$$k_a G = 0.648$$

$$\Delta K_a G = 0.315$$

Gaya gempa lateral:

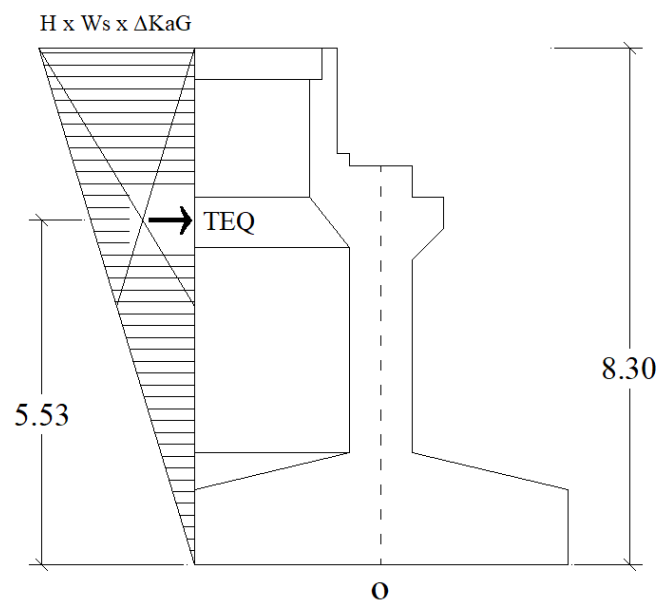
$$\begin{aligned} TEQ &= 1/2 \times H^2 \times W_s \times \Delta Ka G \times B_y \\ &= 1/2 \times 8.30^2 \times 17.20 \times 0.315 \times 10 \\ &= 1866.230 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} y_{EQ} &= 2/3 \times H \\ &= 2/3 \times 8.30 \\ &= 5.53 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen akibat gempa

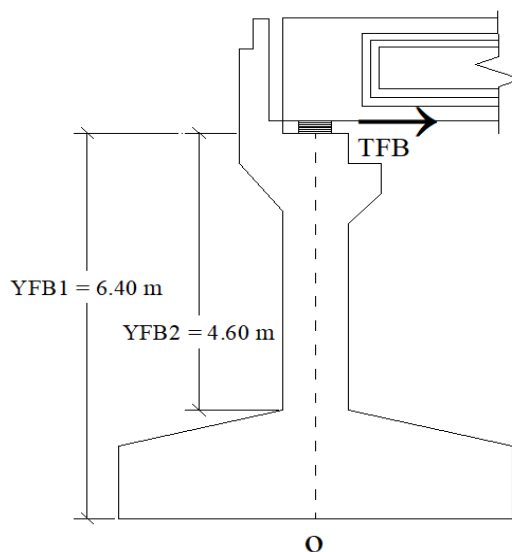
$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times y_{EQ} \\ &= 1866.230 \times 5.53 \\ &= 10326.473 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 82 Tekanan tanah dinamis akibat gempa

j) Gesekan pada perletakan (FB)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa *elastomer* $\mu = 0,20$. Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan berat mati tambahan.



Gambar 5. 83 Gaya gesekan akibat perletakan *elastromer*

Berat sendiri struktur atas (PMS) = 2869.592 kN

Berat mati tambahan (PMA) = 173.60 kN

Reaksi *abutment* akibat beban tetap

$$PT = PMS + PMA$$

$$= 2869.592 + 173.60$$

$$= 3043.192 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan

$$TFB = \mu \times PT$$

$$= 0.30 \times 3043.192$$

$$= 608.638 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi (YFB1) = 6.40 m

Momen pada pondasi akibat gempa

$$MFB = TFB \times YFB = 608.638 \times 6.40 = 3895.286 \text{ KNm}$$

Lengan terhadap *breast wall* (YFB2) = 4.60 m

Momen *breast wall* akibat gempa

$$MFB = TFB \times YFB2 = 608.638 \times 4.60 = 2799.737 \text{ kNm}$$

Tabel 5. 32 Rekap Kombinasi Beban

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA		2010.388		5575.475	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB		250.000		2075.000	
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		20.625		132.000	
8	Beban angin	EW	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	EQ		2174.547	2174.547	6373.584	6373.584
10	Tek. tanah Dinamis	EQ		1866.230		10326.473	
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB		608.638		3895.286	

Tabel 5. 33 Kombinasi 1

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA		2010.388		5575.475	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB					

Tabel 5. 33 Kombinasi 1 (Lanjutan)

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. tanah Dinamis	EQ					
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB					
	Total		10985.007	2010.388		-187.574	

Tabel 5. 34 Kombinasi 2

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA		2010.388		5575.475	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB		250.000		2075.000	
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. tanah Dinamis	EQ					
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB					
	Total		11021.757	2260.388	93.713	1887.426	694.024

Tabel 5. 35 Kombinasi 3

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA		2010.388		5575.475	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB		250.000		2075.000	
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. tanah Dinamis	EQ					
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB		608.638		3895.286	
	Total		11021.757	2869.026	93.713	5782.712	694.024

Tabel 5. 36 Kombinasi 4

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA		2010.388		5575.475	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban laju D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB		250.000		2075.000	

Tabel 5. 36 Kombinasi 4 (Lanjutan)

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		20.625		132.000	
8	Beban angin	EW	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. tanah Dinamis	EQ					
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB		608.638		3895.286	
Total			11021.757	2889.651	93.713	5914.712	694.024

Tabel 5. 37 Kombinasi 5

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	MA	347.200				
3	Tekanan tanah	TA					
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD					
5	Beban pejalan kaki	TP					
6	Gaya rem	TB					
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2174.547	2174.547	6373.584	6373.584
10	Tek. tanah Dinamis	EQ		1866.230		10326.473	
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB					
Total			9863.032	4040.777	2174.547	10937.008	6373.584

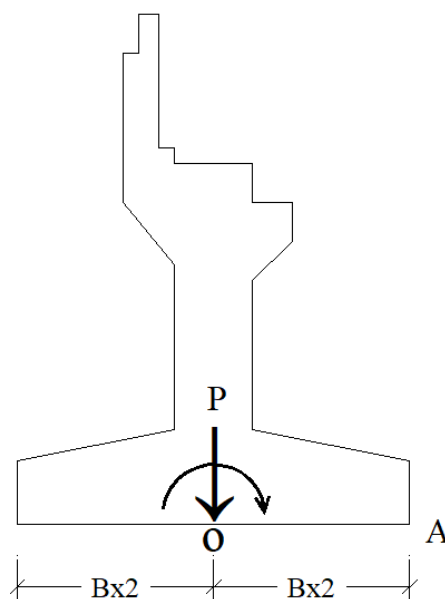
Tabel 5. 38 Rekapitulasi kombinasi beban

Jenis kombinasi	tegangan berlebih	Vertikal P (kN)	Horizontal		Momen (kNm)	
			Tx Kn	Ty kn	Mx knm	My knm
Kombi 1	0%	10985.007	2010.388		-187.574	
Kombi 2	25%	11021.757	2260.388	93.713	1887.426	694.024
Kombi 3	40%	11021.757	2869.026	93.713	5782.712	694.024
Kombi 4	40%	11021.757	2889.651	93.713	5914.712	694.024
Kombi 5	50%	9863.032	4040.777	2174.547	10937.008	6373.584

5.3.3 Kontrol Stabilitas Guling

a. Stabilitas guling arah X

Pondasi tiang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka keamanan (SF) terhadap guling cukup diambil 2.20



Gambar 5. 84 Momen penahan guling terhadap arah X

Letak titik guling A (ujung pondasi) = $Bx / 2 = 6 / 2 = 3.00$ m

Angka keamanan terhadap guling, $SF = MPx / Mx$ harus ≥ 2.20 dimana

Mx = Momen penyebab guling

HPx = Momen penahan guling

$$= P \times (Bx / 2) \times (1 + k)$$

K = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

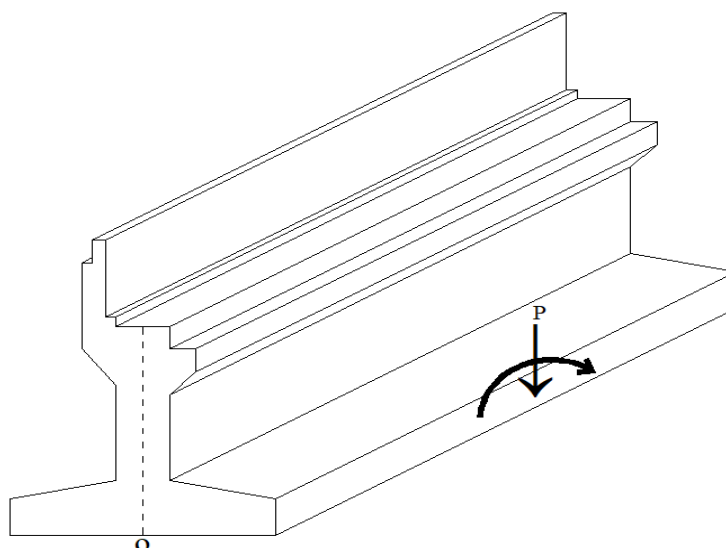
Stabilitas guling arah X setiap kombinasi pembebanan adalah :

Tabel 5. 39 Tabel stabilitas guling *abutment* arah X

No	Jenis kombinasi	tegangan berlebih (%)	Vertikal P	Mx (kN)	Mpx (kN)	Sf	ket
1	Kombi 1	0	0	10985.01	-187.57	32955.02	≥ 2.20 ok
2	Kombi 2	25	25	11021.76	1887.43	41331.59	≥ 2.20 ok
3	Kombi 3	40	40	11021.76	5782.71	46291.38	≥ 2.20 ok
4	Kombi 4	40	40	11021.76	5914.71	46291.38	≥ 2.20 ok
5	Kombi 5	50	50	9863.03	10937.01	44383.64	≥ 2.20 ok

b. Stabilitas guling arah y

Pondasi tiang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga angka keamanan (SF) terhadap guling cukup diambil 2.20



Gambar 5. 85 Momen penahan guling terhadap arah Y

Letak titik guling A (ujung pondasi) = $B_y / 2 = 10 / 2 = 5.00$ m

Angka keamanan terhadap guling, $SF = MP_x / M_x$ harus ≥ 2.20 dimana

M_x = Momen penyebab guling

HP_x = Momen penahan guling

$$= P \times (B_x / 2) \times (1 + k)$$

K = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

Stabilitas guling arah Y setiap kombinasi pembebanan adalah:

Tabel 5. 40 Tabel stabilitas guling *abutment* arah Y

No	Jenis kombinasi	tegangan berlebih (%)	Vertikal P	My (kN)	Mpy (kN)	Sf	ket
1	Kombi 1	0	10985.01		54925.04		
2	Kombi 2	25	11021.76	694.02	68885.98	99.26	≥ 2.20 ok
3	Kombi 3	40	11021.76	694.02	77152.30	111.17	≥ 2.20 ok
4	Kombi 4	40	11021.76	694.02	77152.30	111.17	≥ 2.20 ok
5	Kombi 5	50	9863.03	6373.58	73972.74	11.61	≥ 2.20 ok

5.3.4 Perencanaan Pondasi *Abutment*

Beban yang bekerja yang diterima *abutment* pada setiap kombinasi adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 41 Kombinasi beban *abutment*

No	Jenis kombinasi	Vertikal P (kN)	Momen	
			Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi 1	10985.01	-187.57	0.00
2	Kombinasi 2	11021.76	1887.43	694.02
3	Kombinasi 3	11021.76	5782.71	694.02
4	Kombinasi 4	11021.76	5914.71	694.02
5	Kombinasi 5	9863.03	10937.01	6373.58

Gaya aksial yang menentukan (P) = 11021.76 kN

Kedalam sondir (D) = 12 meter

Nilai konus (p) = 150 kg/cm²

Kedalaman pondasi pancang (L) = 12 meter

Total *friction* (C) = 1196 kg/cm

Data tiang pancang :

Diameter tiang pancang = 0.50 meter

Panjang tiang pancang = 12.00 meter

Luas penampang tiang ($1/4 \times \pi \times d^2$) = 1964.29 cm²

Keliling tiang pancang ($2 \times \pi \times r$) = 157.14 cm

a. kekuatan bahan tiang

$$P \text{ tiang} = \sigma \text{ bahan} \times A \text{ tiang}$$

$$\text{Diameter tiang } (\varnothing) = 50 \text{ cm}$$

Mutu K - 450

$$\sigma_{bk} = \text{kekuatan beton karateristik } (f_c) = 373.50 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma \text{ bahan} = \text{Tegangan ijin bahan tiang} = 0.3 \times \sigma_{bk}$$

$$= 0.33 \times 373.50$$

$$= 123.255 \approx 124 \text{ kg/cm}^2$$

$$P \text{ tiang} = 124 \times 1964.29$$

$$= 243571.43 \text{ kg} = 243.57 \text{ ton}$$

b. Daya dukung tanah

$$Q_t = \frac{P \times A}{3} + \frac{0 \times c}{5}$$

Dengan :

$$P = \text{Nilai konus } (\text{kg/cm}^2)$$

$$A = \text{Luas penampang tiang pancang } (\text{cm}^2)$$

$$o = \text{Keliling tiang pancang } (\text{cm})$$

$$C = \text{Total nilai } \textit{friction} \text{ pada kedalaman } 12 \text{ m} = 1296 \text{ kg/cm}$$

$$Q_t = \frac{P \times A}{3} + \frac{0 \times c}{5}$$

$$= \frac{150 \times 1964.29}{3} + \frac{157.14 \times 1196}{5}$$

$$= 135802.86 \text{ kg}$$

$$= 1358.02 \text{ kN}$$

$$\text{Berat sendiri tiang pancang } (w_t) = A \times L \times W_c$$

$$= 0.1964 \times 12 \times 24$$

$$= 56.57 \text{ kN}$$

$$\text{Beban netto yang diperkenankan pada tiang, } N = Q_t - w_t$$

$$= 1358.02 - 56.57$$

$$= 1301.46 \text{ kN}$$

$$\text{Kebutuhan tiang, } n = \frac{P}{N}$$

$$= \frac{11021.76}{1301.46} = 8.46 \text{ buah, Diambil} = 12 \text{ buah}$$

Dicek dengan penggunaan tiang pancang 12 dengan formasi 6 jalur 2 baris.

Control tiang pancang *group*.

Berdasarkan efisiensi tiang pancang *group* persamaan *converse laberre*.

$$n = 1 - \left\{ \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right) \right\}$$

Dengan :

M = banyak baris , nx = 6 buah

n = banyak baris ,ny = 2 buah

$$\text{Jarak antar tiang, } S < \frac{1.57 \times d \times m \times n}{m + n - 2}$$

$$\frac{1.57 \times 0.5 \times 6 \times 2}{6 + 2 - 2} = 1.57 \text{ m}$$

Dipakai = 1.60 meter

$$S \text{ min} = 1.50 \times d$$

$$= 1.50 \times 50 = 75 \text{ cm}$$

Ø = Diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{\emptyset}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0.5}{2}$$

$$= 14.03^\circ$$

$$\eta = 1 - \left\{ \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right) \right\}$$

$$= 1 - \left\{ \frac{14.03}{90} \left(\frac{(2-1)6 + (6-1)2}{6 \times 2} \right) \right\}$$

$$= 0.99$$

Daya dukung tiang dalam kelompok ($\eta \times N$)

$$= 1301.457 \times 0.994$$

$$= 1294.09 \text{ kN}$$

$$\text{Kebutuhan tiang dalam kelompok, } n = \frac{P}{(\eta \times N)}$$

$$= \frac{11021.76}{1294.09}$$

$$= 8.51 \text{ maka diambil } 12 \text{ buah}$$

Jumlah dalam satu baris arah sumbu ny = 6 buah

Jumlah dalam satu baris arah sumbu nx = 2 buah

c. Kontrol daya dukung tiang dalam kelompok:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{m_y \times X_{\max}}{n_y \times \Sigma x^2} \pm \frac{m_x \times y_{\max}}{n_x \times \Sigma y^2}$$

Nilai tersebut harus lebih kecil dari $(\eta \times N) = 1294.093 \text{ kN}$

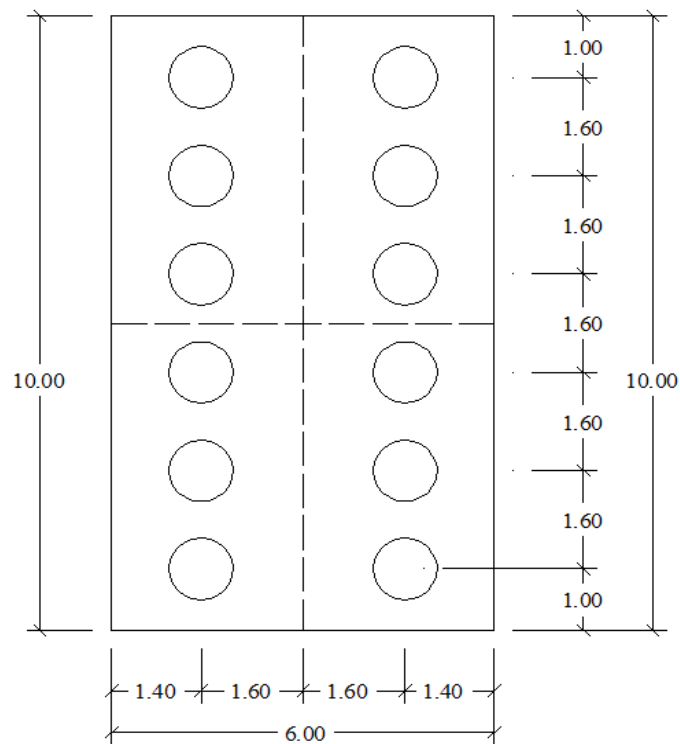
Tabel 5. 42 Jarak tinjau tiang pancang

No	X_i (m)	n_y	$K_i + k_a$	X_i^2 (m ²)	Y_i	n_x	Atas + bawah	Y^2 (m)
1	0	1	1	0	0	2	1	0
2	1.6	6	2	30.72	0.80	2	2	2.56
3					2.40	2	2	23.04
					4	2	2	64
ΣX_i^2				30.72	ΣY_i^2			89.60
X max				1.60	Y max			4

Tabel 5. 43 Stabilitas *abutment*

No	Jenis kombinasi	Vertikal P (kN)	Momen		Pmax (kN)	$(\eta \times N)$
			Mx (kNm)	My (kNm)		
1	Kombinasi 1	10985.01	-187.57	0.00	911.23	1294.09
2	Kombinasi 2	11021.76	1887.43	694.02	966.63	1294.09
3	Kombinasi 3	11021.76	5782.71	694.02	1053.58	1294.09
4	Kombinasi 4	11021.76	5914.71	694.02	1056.53	1294.09
5	Kombinasi 5	9863.03	10937.01	6373.58	1121.38	1294.09

Formasi dan jumlah tiang pancang tersebut aman untuk digunakan karena pada setiap formasi kombinasi pembebanan ($P_{\max} < \eta \times n$)



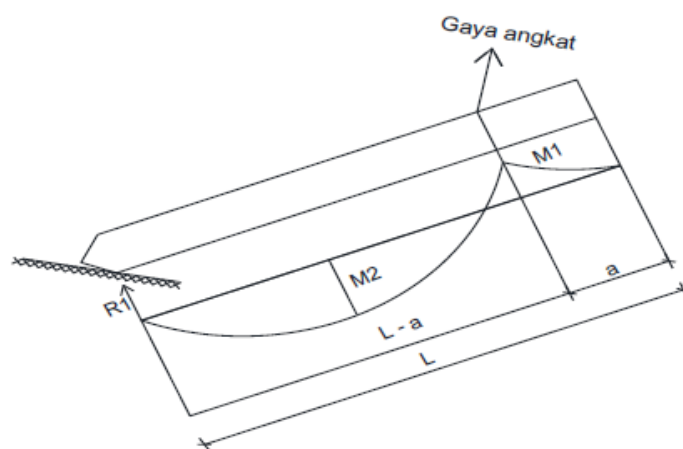
Gambar 5. 86 Rencana formasi tiang pancang

d. Penulangan tiang pancang

Penulangan tiang pancang dihitung berdasarkan kebutuhan pada waktu pengangkatan ketika mobilisasi serta penyusunan tiang dan pada saat akan dilakukan pemancangan.

1) Perhitungan momen maksimum

a) Kondisi 1 (satu tumpuan)



Gambar 5. 87 Pengangkatan tiang pancang dengan satu tumpuan

$$M_1 = \frac{1}{2} x q x a^2$$

$$\begin{aligned} R_1 &= \frac{1}{2} q (L-a) - \frac{1}{2} x q x a^2 \frac{1}{L-a} \\ &= \frac{q(L-a)}{2} - \frac{q x a^2}{2(L-a)} \\ &= \frac{q x L^2 - 2 a q}{2(L-a)} \end{aligned}$$

$$\text{Syarat } \frac{dMx}{dx} = 0$$

$$R_1 - q_x = 0$$

$$X = \frac{R_1}{q} = \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_1 \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} - \frac{1}{2} q \left(\frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} q \left(\frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)} \right)^2 \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} x q x a^2 = \frac{(L^2 - 2aL)}{2(L-a)}$$

$$2 x a^2 - 4 x a x L + L^2 = 0 \quad L = 12 \text{ m}$$

$$2 x a^2 - 4 x a x 12 + 12^2 = 0$$

$$2a^2 - 48 + 144 = 0$$

$$\begin{aligned} \text{Didapatkan,} \quad a &= \frac{b \pm \sqrt{-b^2 - 4ac}}{2 x a} \\ &= \frac{48 \pm \sqrt{-48^2 - 4 x 2 x 144}}{2 x 2} \\ &= 3.51 \text{ m (diambil 4 m)} \end{aligned}$$

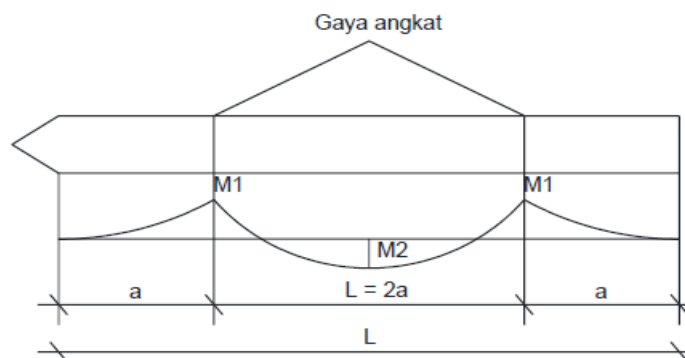
$$L' = L - a = 12 - 4$$

$$= 9 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_{\text{total}} &= \frac{1}{4} x \pi x d^2 \cdot \gamma_{\text{beton}} \\ &= \frac{1}{4} x 3.14 x 0.50^2 \cdot 2500 \\ &= 490.625 \text{ kg/m}^3 \\ &= 4.90 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_1 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 4.90 \cdot 4^2 \\
 &= 39.25 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b) Kondisi 2 (dua tumpuan)



Gambar 5. 88 Pengangkatan tiang pancang dengan dua tumpuan

$$M_1 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$M_2 = \frac{1}{8} \times q \times (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$M_1 = M_2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \times q \times (L - 2a) - \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$4 \times a^2 + 4 \times a \times L - L^2 = 0$$

$$4 \times a^2 + 4 \times a \times 12 - 12^2 = 0$$

$$4a^2 + 48a - 144^2 = 0$$

$$\text{Didapatkan, } a = \frac{b \pm \sqrt{-b^2 - 4ac}}{2 \cdot a}$$

$$= \frac{24 \pm \sqrt{-48^2 - 48 \times 2 \times 144}}{2 \cdot 4}$$

$$= 3.00 \text{ m}$$

$$M_2 = \frac{1}{2} \times q \times a^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 4.90 \times 3.00^2$$

$$= 22.077 \text{ kNm}$$

$$D_{\text{maks}} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot L$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 4.90 \cdot 12 = 29.43 \text{ Kn}$$

2) Perhitungan tulangan tiang pancang

Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan satu tumpuan karena momen yang didapat dari metode pengangkatan dua tumpuan lebih kecil dari pada momen pengangkatan satu tumpuan. Pada perhitungan tulangan didasarkan pada momen pengangkatan dengan satu tumpuan, dengan $M_u = 39.25 \text{ kN/m}$ dan nilai $a = 4 \text{ m}$ dari tepi.

a) Tulangan utama

Direncanakan :

$$\text{Beton } (f_c') = 41,50 \text{ Mpa } (500 \text{ kg/cm}^2)/\text{K-500}$$

$$\text{Tulangan baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Diameter pancang } (h) = 500 \text{ mm}$$

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

$$d = h - p - \emptyset \text{ sengkang} - \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 500 - 50 - 10 - \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 430,5 \text{ mm}$$

$$d' = p + \emptyset \text{ sengkang} + \frac{1}{2} \emptyset \text{ tulangan utama}$$

$$= 50 + 10 + \frac{1}{2} \cdot 19$$

$$= 69,5 \text{ mm}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y}$$

$$= \frac{1.4}{f_y}$$

$$= 0,0035$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \cdot \beta_1 \left(\frac{\beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \right) \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= 0,75 \cdot 0,85 \left(\frac{0,85 \cdot 41,5}{400} \right) \left(\frac{600}{600 + 400} \right)$$

$$= 0,0337$$

$$k_{\text{perlu}} = \frac{M_u}{\phi \cdot b \cdot d^2}$$

$$= \frac{39.25 \times 10^6}{0,8 \times 400 \times 430,5^2}$$

$$= 0.662$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{akt}} &= \frac{f_y - \sqrt{f_y^2 - 2,36 \times \frac{f_y^2}{f_c'} \times K}}{1,18 \times \frac{f_y^2}{f_c'}} \\ &= \frac{400 - \sqrt{400^2 - 2,36 \times \frac{400^2}{41,5} \times 0,662}}{1,18 \times \frac{400^2}{41,5}} \\ &= 0,00167 \end{aligned}$$

$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{akt}}$ sehingga digunakan $\rho_{\text{min}} = 0,0035$

$$\begin{aligned} A_s &= \rho_{\text{min}} \cdot b \cdot d \\ &= 0,0035 \cdot 400 \cdot 430,5 \\ &= 602,70 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Maka digunakan tulangan 3 D 19 ($A_s = 851 \text{ mm}^2 > = 602,70 \text{ mm}^2$)

b) Cek Terhadap Tekuk

Dianggap kedua ujung sendi, diperoleh harga $k = 1$

$$\begin{aligned} r &= 0,3 \times h \\ &= 0,3 \times 600 \\ &= 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \frac{K \cdot L_u}{r} \\ &= \frac{1 \times 500}{180} \\ &= 2,77 < 20 \text{ (syarat terpenuhi)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_g &= \frac{1}{64} \times \pi \times D^4 \\ &= \frac{1}{64} \cdot 3,14 \cdot 500^4 \\ &= 3069196429 \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{41,5} \\ &= 30277,63 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} EI &= \frac{E_c \times I_g \times 0,4}{(1 + \beta d)} \\ &= \frac{30277,63 \times 3069196429 \times 0,4}{(1 + 0,6)} \\ &= 2,323 \times 10^{13} \text{ mm}^4 \end{aligned}$$

$$P_u = 10806.33 \text{ kN}$$

$$= 10806325 \text{ N}$$

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 \times EI}{(K \times Lu)^2}$$

$$= \frac{3.14^2 \cdot 2.323 \times 10^{13}}{(1.500)^2} = 916232909 \text{ N}$$

$$C_m = 1$$

$$C_s = \frac{C_m}{\left\{1 - \frac{P_u}{\phi P_{cr}}\right\}}$$

$$= \frac{1}{\left\{1 - \frac{10806325}{(0.65 \times 916232909)}\right\}} = 1.00$$

$$M_n = C_s \cdot M_u$$

$$= 1.00 \times (3.92 \times 10^7)$$

$$= 3.92 \times 10^9 \text{ N/mm}$$

$$e_a = \frac{M_n}{P_u}$$

$$= \frac{3.92 \times 10^7}{10806325} = 3.63 \text{ mm}$$

$$e = e_a + \frac{h}{2} - d'$$

$$= 3.63 + \frac{600}{2} - 69.5 = 184.13 \text{ mm}$$

$$C_b = \frac{600 \cdot d}{(f_y + 600)}$$

$$= \frac{600 \times 430.5}{(400 + 600)} = 258.30 \text{ mm}$$

$$a = \frac{P_u}{0.85 \cdot f_c \cdot b}$$

$$= \frac{10806325}{0.85 \times 41.5 \times 12000} = 205.29 \text{ mm}$$

$$a_b = 0.85 \times c_b$$

$$= 0.85 \times 258.30 = 219.55 \text{ mm}$$

$a < ab$, dipakai rumus

$$\begin{aligned} A_s &= A_s' = \frac{P_u(e-d+\frac{P_u}{2 \cdot R1 \cdot b})}{f_y(d-d')} \\ &= \frac{10806325 (180.50 - 430,50 + \frac{10806325}{2 \times (0,85 \times 41,5) \cdot 1200})}{400(430,5 - 69,5)} \\ &= -88885 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Digunakan } A_{s\text{min}} 1\% \quad A_g &= 0,01 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 0,01 \times \frac{1}{4} \times 3,14 \times 500^2 = 1964,29 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 22 D 13 (A_s terpasang = 2920 mm²)

c) Tulangan geser

Cek perlu tulangan geser

$$\begin{aligned} V_u &= q (L - a) \\ &= 4,90 (12 - 4) = 39,25 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{F_c'} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \cdot \sqrt{41,5} \times 500 \times 530,5 \\ &= 231108,52 \text{ N} \\ &= 231,108 \text{ kN} \end{aligned}$$

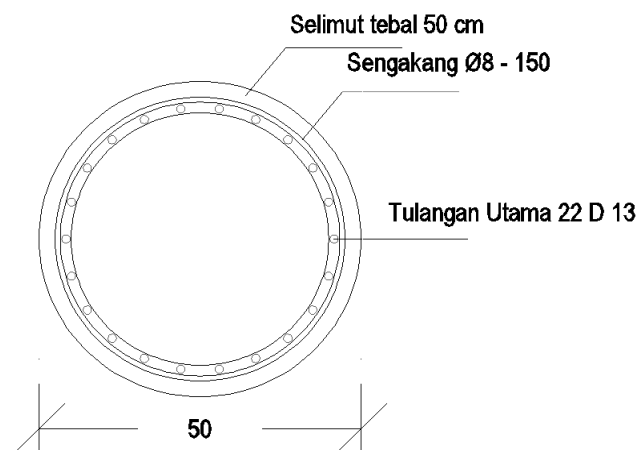
$$\begin{aligned} \phi \cdot V_c &= 0,6 \times 231,108 \\ &= 138,665 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cek perlu tulangan geser :

$$V_{u1} = 39,25 \text{ Kn} < \phi \cdot V_c = 138,65 \text{ kN}$$

Maka tidak perlu tulangan geser, cukup pasang tulangan geser minimum.

Digunakan tulangan sengkang Ø8 – 150



Gambar 5. 89 Penulangan tiang pancang

5.3.5 Perencanaan *Pile Cap*

Kombinasi beban ultimit *pile cap*.

Tabel 5. 44 Rekap kombinasi Beban

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2	961.975				
5	Beban pejalan kaki	2	160.000				
6	Gaya rem	2		250.000		2075.000	
7	Temperatur	1.2		20.625		132.000	
8	Beban angin	1.2	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	1		2174.547	2174.547	6373.584	6373.584
10	Tek. tanah Dinamis	1		1866.230		10326.473	
11	Gesekan	1		608.638		3895.286	

Tabel 5. 45 Kombinasi 1

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2	961.975				
5	Beban pejalan kaki	2					
6	Gaya rem	2		250.000		2075.000	
7	Temperatur	1.2		20.625		132.000	
8	Beban angin	1.2	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1					
	Total		10861.757	2281.013	93.713	2019.426	694.024

Tabel 5. 46 Kombinasi 2

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2	961.975				
5	Beban pejalan kaki	2					

Tabel 5. 46 Kombinasi 2 (Lanjutan)

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
6	Gaya rem	2		250.000		2075.000	
7	Temperatur	1.2		20.625		132.000	
8	Beban angin	1.2					
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1		608.638		3895.286	
Total			10825.007	2889.651		5914.712	

Tabel 5. 47 Kombinasi 3

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2	961.975				
5	Beban pejalan kaki	2					
6	Gaya rem	2		250.000		2075.000	
7	Temperatur	1.2					
8	Beban angin	1.2	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1					
Total			10861.757	2260.388	93.713	1887.426	694.024

Tabel 5. 48 Kombinasi 4

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2	961.975				
5	Beban pejalan kaki	2	160.000				
6	Gaya rem	2		250.000		2075.000	
7	Temperatur	1.2		20.625		132.000	
8	Beban angin	1.2	36.750		93.713		694.024
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1					
Total			11021.757	2281.013	93.713	2019.426	694.024

Tabel 5. 49 Kombinasi 5

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	9515.832			-5763.049	
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		2010.388		5575.475	
4	Beban lajur D	2					
5	Beban pejalan kaki	2					
6	Gaya rem	2					

Tabel 5. 49 Kombinasi 5 (Lanjutan)

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
7	Temperatur	1.2					
8	Beban angin	1.2					
9	Beban gempa	1		2174.547	2174.547	6373.584	6373.584
10	Tek. tanah Dinamis	1		1866.230		10326.473	
11	Gesekan	1					
Total			9863.032	6051.165	2174.547	16512.483	6373.584

Tabel 5. 50 Rekapitulasi kombinasi beban ultimit pile cap

No	Jenis kombinasi	Vertikal P (kN)	Momen		Momen	
			Tx (kNm)	Ty(kNm)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi 1	10861.757	2281.0126	93.7125	2019.426	694.024
2	Kombinasi 2	10825.007	2889.6510	0.0000	5914.712	0.000
3	Kombinasi 3	10861.757	2260.3876	93.7125	1887.426	694.024
4	Kombinasi 4	11021.757	2281.0126	93.7125	2019.426	694.024
5	Kombinasi 5	9863.032	6051.1649	2174.5472	16512.483	6373.584

a. Gaya aksial *ultimit* tiang pancang

1) Tinjauan beban arah X

Gaya aksial yang diderita satu tiang :

$$P_u \max = \frac{PU}{n} + M_{ux} \times \left(\frac{x \max}{\sum x^2} \right)$$

$$P_u \min = \frac{PU}{n} - M_{ux} \times \left(\frac{x \max}{\sum x^2} \right)$$

Tabel 5. 51 Rekap kombinasi beban aksial tiang pancang

No	Jenis kombinasi	Vertikal Pu (kN)	Mux (kN)	X max / Σx^2	Pu /n	Mux/(Xmax x/ Σx^2)	Pu max
1	Kombinasi 1	10861.757	2019.426	0.052	905.146	105.178	1010.325
2	Kombinasi 2	10825.007	5914.712	0.052	902.084	308.058	1210.142
3	Kombinasi 3	10861.757	1887.426	0.052	905.146	98.303	1003.450
4	Kombinasi 4	11021.757	2019.426	0.052	918.480	105.178	1023.658
5	Kombinasi 5	9863.032	16512.483	0.052	821.919	860.025	1681.945

2) Tinjauan beban arah Y

Gaya aksial yang membebani satu tiang :

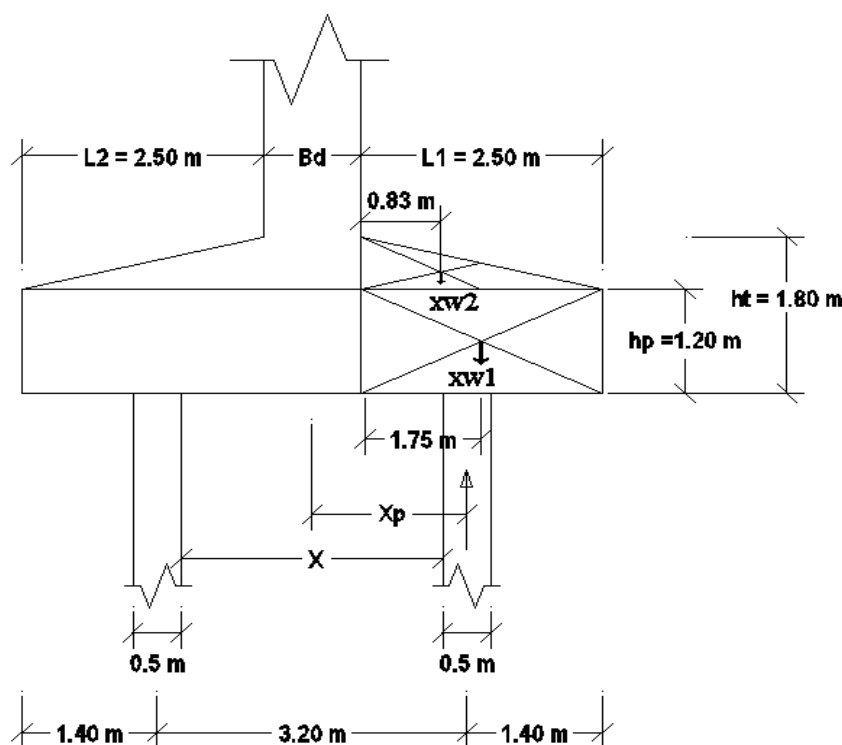
$$Pu \text{ max} = \frac{PU}{n} + Mux * \left(\frac{x \text{ max}}{\Sigma x^2} \right)$$

$$Pu \text{ min} = \frac{PU}{n} - Mux * \left(\frac{x \text{ max}}{\Sigma x^2} \right)$$

Gaya *ultimit* maksimum tiang pancang = 1681.945 kN

Tabel 5. 52 Beban aksial arah Y

No	Jenis kombinasi	Vertikal Pu (kN)	Muy (kN)	X max / Σx^2	Pu /n	Mux/(Xmax x/ Σx^2)	Pu max
1	Kombinasi 1	10861.757	694.024	0.045	1357.720	30.983	1388.703
2	Kombinasi 2	10825.007	0.000	0.045	1353.126	0.000	1353.126
3	Kombinasi 3	10861.757	694.024	0.045	1357.720	30.983	1388.703
4	Kombinasi 4	11021.757	694.024	0.045	1377.720	30.983	1408.703
5	Kombinasi 5	9863.032	6373.584	0.045	1232.879	284.535	1517.414



Gambar 5. 90 Beban gaya *ultimit pile cap*

Momen dan gaya *ultimit pile cap* :

Tabel 5. 53 berat dan momen *pile cap*

Kode	Faktor bentuk	b	h	panjang	Berat (kN)	Lengan Xw	Momen (kNm)
Xw1	1	2	1.2	10	720	1.75	1260
Xw2	0.5	2	0.4	10	180	0.83	149.40
Ws					900	Ms	1409.40

Faktor beban (K) = 1.30

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit akibat berat } \textit{pile cap}, M_{us} &= K \times M_s \\ &= 1.30 \times 1409.40 \\ &= 1832.22 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gesr ultimit akibat berat } \textit{pile cap}, V_{us} &= K \times W_s \\ &= 1.3 \times 900 \\ &= 1170 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Tebal } \textit{breast wall}, B_d = 1 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang, } n_y = 6 \text{ buah}$$

Tabel 5. 54 Momen ultimit tiang pancang

Jarak tiang terhadap pusat (X)	Lengan terhadap sisi bawah <i>breast wall</i> (Xp)	Momen ultimit tiang pancang (kNm)
X= 3.20m	$X_p = X/2 - (Bd/2)$ $= 3.2/2 - (1/2)$ $= 1.10 \text{ m}$	$M = n_y \times PUMax \times X_p$ $= 6 \times 1681.945 \times 1.10$ $= 11100.834$
Momen maksimum <i>pile cap</i> akibat raksi tiang pancang (Mp)		11100.834

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana } \textit{pile cap} (M_{up} = M_p - M_{us}) &= 11100.834 - 1832.22 \\ &= 9268.61 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} (B_y) = 10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen rencana } \textit{pile} \text{ per meter lebar } (M_{up}' = M_{up}/B_y) &= 9268.61 / 10 \\ &= 926.86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser *ultimit* rencana *pile cap*

$$\begin{aligned} V_{up} &= (n_y \times P_u \text{ max}) - V_{us} \\ &= (6 \times 1681.945) - 1170 = 8921.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya geser *ultimit* rencana *pile cap* meter lebar

$$\begin{aligned} V_{up}' &= M_{up} / B_y \\ &= 8921.67 / 10 = 892.17 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Tulangan lentur *pile cap*

$$\text{Momen ultimit rencana / meter (MU)} = 926.86 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (K)} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Kuat tekan beton karateristik } (f_c) = 24.9 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} (h = h_t) = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 100 \text{ mm}$$

$$\text{modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{tebal efektif } \textit{pile cap} (d = h - d') = 1700 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau } \textit{pile cap} \text{ per 1 meter lebar } b = 1000 \text{ mm}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{926.86 \times 10^6}{0.80} = 1158.58 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{1158.58 \times 10^6}{1000 \times 1700^2} = 0.401 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30$ Mpa)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c} \right) \\ &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\ &= 0.0202 \times 393.651 \\ &= 7.967 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 7.967 > 1.099 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.401}{0.85 \times 24.90}} \right) \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.0010$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\ &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\ &= 0.00088\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho b d \\ &= 0.0010 \times 1000 \times 1700 \\ &= 1720 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 25 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang digunakan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 25^2 \times \frac{1000}{1720} = 285.21 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25 – 200

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} = \frac{3.14}{4} \times 25^2 \times \frac{1000}{200} = 2453.12 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 2453.12 = 1226.56 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 19 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{1226.56} = 231.04 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 200

$$A_s'' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} = \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{200} = 1416.93 \text{ mm}^2$$

1) Tulangan geser *pile cap*

$$\begin{aligned}\text{Gaya geser rencana ultimit (} V_u \text{)} &= 892.166 \text{ KN} \\ &= 892166.704 \text{ N}\end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } \Phi = 0.60$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan geser (Vc)} &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\
 &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 1700 \\
 &= 1413830.49 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\Phi \times Vc = 0.60 \times 1413830.49 = 848298.297 \text{ N}$$

$V_u > \Phi \times Vc$ Sehingga memerlukan tulangan geser

$$\Phi V_s = V_u - (\Phi \times Vc)$$

$$\Phi V_s = 892166.704 - 848298.297$$

$$V_s = 43868.41 / 0.6$$

$$= 73114.01 \text{ N}$$

Digunakan tulangan geser minimum D 16

Diambil jarak dalam melintang, $S_y = 400 \text{ mm}$

Luas tulangan geser ,

$$\begin{aligned}
 A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\
 &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{400} = 502.4 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

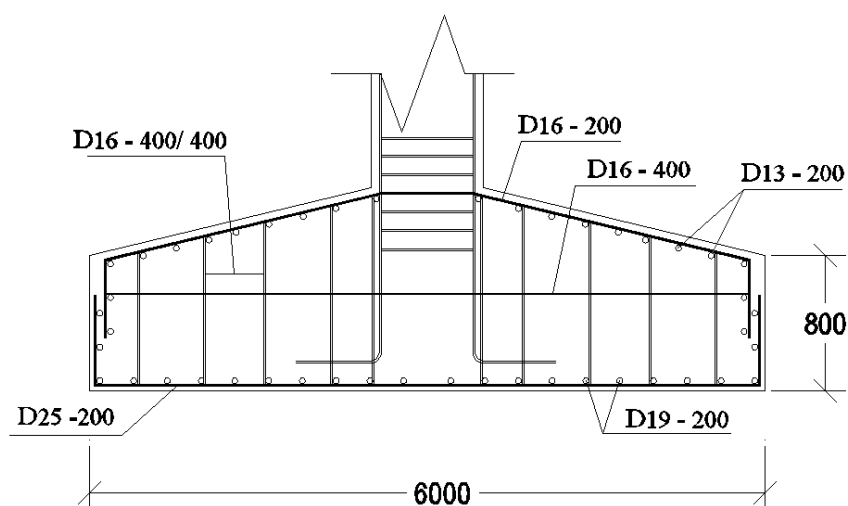
Jarak tulangan geser arah memanjang S_x

$$S_x = A_v \times F_y \times (d/V_s)$$

$$= 502.4 \times 400 \times \left(\frac{1700}{73114.01} \right) = 4672.592 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 16 dengan arah X = 400 mm

Digunakan tulangan D 16 dengan arah Y = 400 mm



Gambar 5. 91 Penulangan pile cap

c. Kontrol terhadap geser *pons*

Kuat geser *pons* yang disyaratkan,

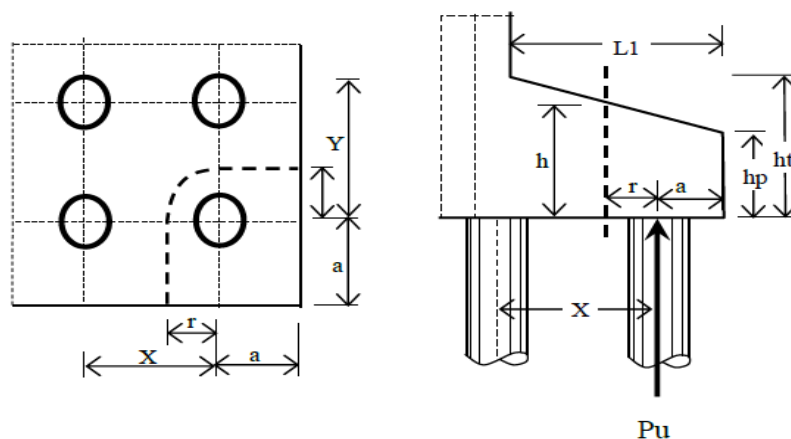
$$f_v = 0.3 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 0.3 \times \sqrt{35} = 1.77$$

Jarak antar tiang arah x, $X = 1600$ mm

Jarak antar tiang arah y, $Y = 800$ mm

Jarak tiang pancang terhadap tepi, $a = 1000$ mm



Gambar 5. 92 Kontrol geser *pons*

$$r = \frac{X}{2} = 800 \text{ mm}$$

$$r = \frac{Y}{2} = 400 \text{ mm} \quad \text{maka diambil } r = 600 \text{ mm}$$

$$h_p = 1200 \text{ mm} \quad h_t = 1800 \text{ mm}, L_t = 2500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal bidang kritis geser } pons (h) &= h_p + \frac{(r+a)}{L_t \times (h_t - h_p)} \\ &= 1200 + \frac{(600+1000)}{2500 \times (1800-1200)} \\ &= 1200 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif bidang kritis geser } pons (d) &= h - d' \\ &= 1200 - 100 = 1100 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total bidang kritis } (L_v) &= 2 \times (r + a) + \frac{\pi}{2} \times r \\ &= 2 \times (600 + 1000) + \frac{3,14}{2} \times 600 \\ &= 4142 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kritis geser } pons (A_v) &= L_v \times h \\ &= 4142 \times 1200 \\ &= 4970402 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser } pons \text{ nominal } (P_n) &= A_v \times f_v \\ &= 4970402 \times 1.77 \\ &= 8821588 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas geser } pons, \phi P_n = 5292.953 \text{ kN}$$

Reaksi ultimit satu tiang pancang,

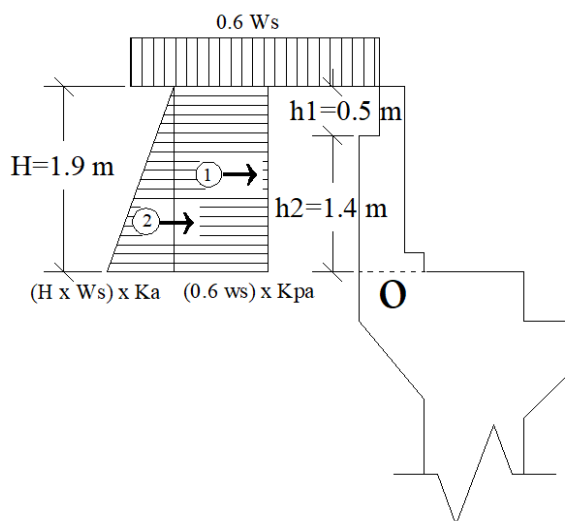
$$P_1 = 1326.197 \text{ kN} < \phi P_{nm} \text{ akan } control \text{ geser } pons \text{ terpenuhi.}$$

5.3.6 Perencanaan *Back Wall*

a. *Back wall* bawah

1) Pembebanan *back wall* bawah

a) Tekanan tanah (TA)



Gambar 5. 93 Pembebanan *back wall* bawah

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45 - \Phi / 2) = 0.333 \\ W_s &= 17.20 \text{ Kn/m}^3 \\ 0.6 \times W_s &= 10.32 \text{ Kpa} \\ b_y &= 10.00 \text{ m} \\ H &= h_1 + h_2 = 1.90 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 55 Beban tekanan tanah

No	Gaya akibat tekanan tanah		Lengan y terhadap 0 (m)		MTA (kNm)
1	TTA= (0.6xWs) x H x Ka x By = 10.32 x 1.9 x 0.333 x 10	65.295	y = H/2 = 1.9/2	0.950	62.030
2	TTA= ½ x H ² x Ws x Ka x By = ½ x 1.9 ² x 17.20 x 0.333 x 10	103.383	y = H/3 = 1.9/3	0.633	65.476
Total TTA		168.678	Total MTA		127.506

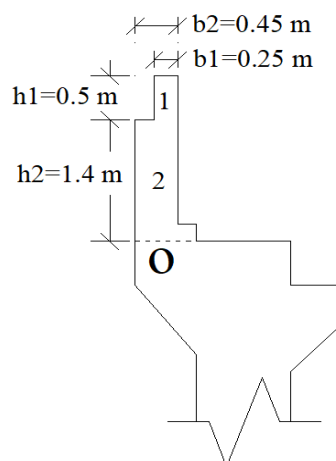
b) beban gempa static ekivalen

$$h_1 = 0.50 \text{ m}$$

$$h_2 = 1.40 \text{ m}$$

$$w_c = 24 \text{ kn/m}^3$$

$$H = h_1 + h_2 = 0.5 + 1.40 = 1.90 \text{ m}$$

**Gambar 5. 94 Beban gempa ekivalen**

$$TEQ = kh \times I \times Wt$$

$$= 0.221 \times 1 \times Wt$$

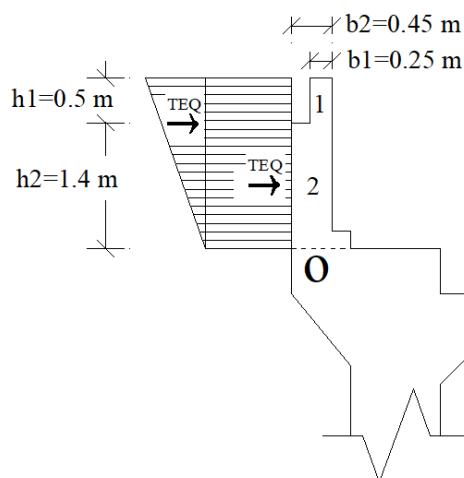
$$= 0.221 Wt$$

Beban gempa pada *back wall* bagian bawah adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 56 Beban gempa pada *back wall* bawah

No	Berat (kN)	TEQ	Lengan thd 0 (m)		MEQ (kNm)
1	0.25 x 0.5 x 24 = 30	6.615	y = H- h1/2 = 1.9 - 0.5/2	1.650	10.915
2	0.45 x 1.4 x 24 = 151.2	33.340	y = h2/2 = 1.4/2	0.700	23.338
Total TEQ		39.995	Total MEQ		34.252

c) Beban gempa tekanan tanah dinamis (EQ)



Gambar 5. 95 Beban tekanan tanah pada *back wall*

$$\begin{aligned}
 H &= 7.60 \text{ m} \\
 H' &= h_1 + h_2 \\
 &= 0.5 + 1.40 \\
 &= 1.90 \text{ m} \\
 W_s &= 17.20 \text{ kN/m}^3 \\
 \Delta k_a G &= 0.315 \\
 B_y &= 10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 57 Beban gempa pada *back wall* bawah

No	Berat	TEQ	Lengan thd 0 (m)		MEQ
1	$= 1/2 \times H'^2 \times W_s \times \Delta k_a G \times B_y$ $= 1/2 \times 1.9 \times 17.2 \times 0.315 \times 10$	97.795	$y = 2/3 \times H'$ $= 2/3 \times 1.9$	1.267	123.874
2	$= (H - H') \times W_s \times \Delta k_a G \times B_y$ $= (7.60 - 1.90) \times 17.2 \times 0.315 \times 10$	308.826	$y = H'/2$ $= 1.9/2$	0.950	293.385
Total TEQ		406.621	Total MEQ		417.258

d) Beban ultimit *back wall* bawah

K = faktor beban ultimit

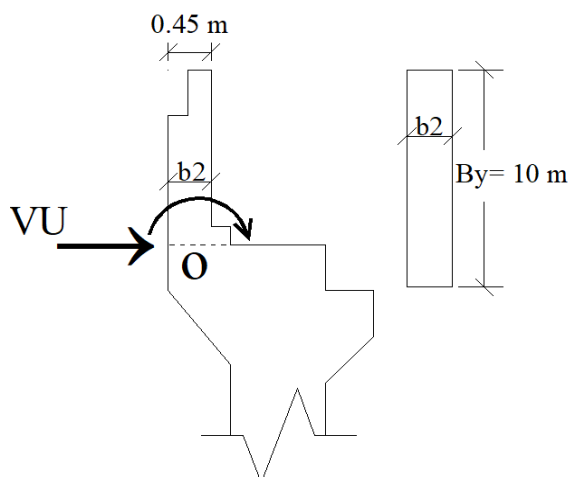
Gaya geser ultimit (VU) = K x T

Momen Ultimit (MU) = K x M

Tabel 5. 58 Rekapitulasi beban ultimit *back wall* bawah

No	Jenis beban	Faktor beban	Beban kerja		Beban ultimit	
			T (kN)	M (kNm)	V _u (kN)	M _u (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1.25	168.678	127.506	210.847	159.382
2	Gempa statik ekivalen (BQ)	1	39.955	34.25247	39.955	34.252
3	Gempa T tanah dinamis (BQ)	1	406.621	417.2582	406.621	417.258
Beban ultimit <i>back wall</i> bawah					657.423	610.893

2) Tulangan *back wall* bawah :

**Gambar 5. 96 Momen pada *back wall***

a) Tulangan lentur *back wall*

Tebal (h) = 0.45 m

Lebar (by) = 10.00 m

Momen ultimit (MU) = 610.893 kNm

Gaya geser ultimit (VU) = 657.423 kN

Ditinjau sebesar 1 m , maka :

Mu = 61.089 KNm

Vu = 65.742 KN

Momen ultimit rencana (MU) = 61.089 kNm

Mutu beton (K) = 300 kg/cm²

Kuat tekan beton karateristik (fc) = 24.90 Mpa

Tegangan leleh baja (fy) = 400 Mpa

Tebal *back wall* ($h=ht$) = 450 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d') = 50 mm

Modulus elastisitas baja (E_s) = 200.000 Mpa

Tebal efektif *back wall* bawah ($d = h - d'$) = 400 m

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{61.089 \times 10^6}{0.80} = 76.362 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{76.362 \times 10^6}{1000 \times 400^2} \\ &= 0.477 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30$ Mpa)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 = 0.0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c'} \right) \\ &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0202 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\ &= 0.0202 \times 393.651 \\ &= 7.967 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 7.964 > 0.477 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.477}{0.85 \times 24.90}} \right)$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.00121$$

Rasio tulangan minimum,

$$\rho_{\text{min}} = 25\% \times \frac{1.40}{F_y}$$

$$= 25\% \times \frac{1.40}{400}$$

$$= 0.00088$$

Karena $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$A_s = \rho b d$$

$$= 0.00121 \times 1000 \times 400$$

$$= 483 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 19 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan (S)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{483} = 587 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 200

$$A_s = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} = \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{200} = 1416.9 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan pokok

$$A_s' = 50\% \times A_s = 50\% \times 1416.9 = 708.46 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{708.46} = 187.26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 200

$$A_s'' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} = \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200} = 663.33 \text{ mm}^2$$

b) Tulangan geser *back wall*

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit } (V_u) &= 65.742278 \text{ KN} \\ &= 65742.278 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0.60$$

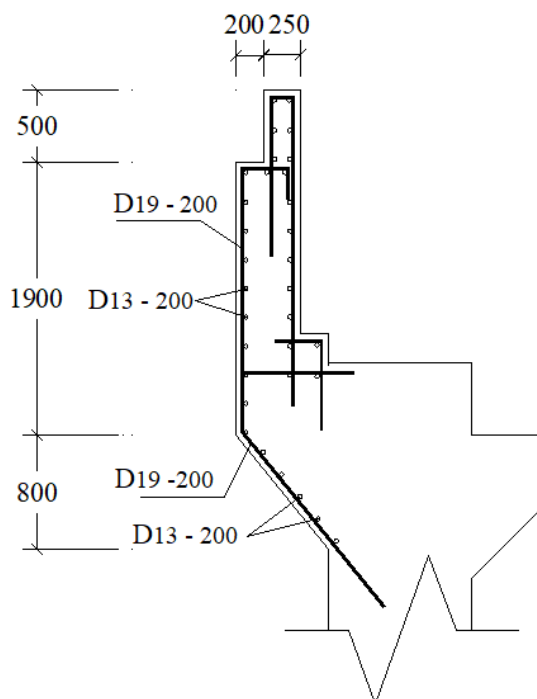
$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan geser } (V_c) &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\ &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 400 \\ &= 332665.999 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\begin{aligned} \Phi \times V_c &= 0.60 \times 332665.999 \\ &= 199599.599 \text{ N} \end{aligned}$$

2. $(V_u) < \Phi \times V_c$ Sehingga tidak diperlukan tulangan geser

65742.278 N < 199599.599 N maka tidak diperlukan tulangan geser

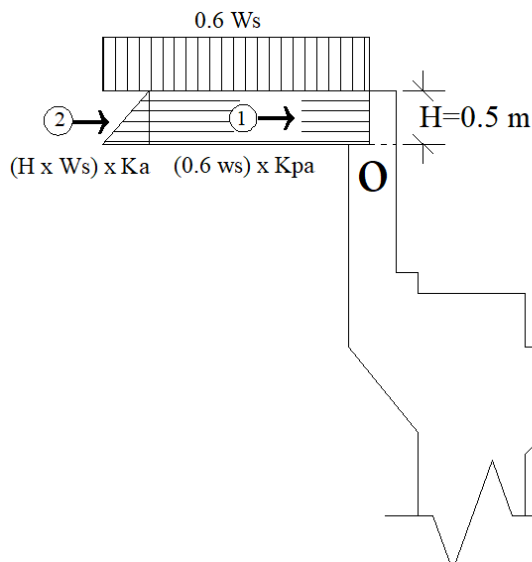


Gambar 5. 97 Penulangan pada *back wall* bawah

b. *Back wall* atas

1) Pembebanan *back wall* atas

a) Tekanan tanah (TA)



Gambar 5. 98 Pembebanan *back wall* atas

$$\begin{aligned} K_a &= \tan^2 (45 - \Phi / 2) \\ &= 0.333 \end{aligned}$$

$$W_s = 17.20 \text{ Kn/m}^3$$

$$0.6 \times W_s = 10.32 \text{ Kpa}$$

$$B_y = 10.00 \text{ m}$$

$$H = 0.50 \text{ m}$$

Tabel 5. 59 Beban tekanan tanah

No	Gaya akibat tekanan tanah	Lengan y terhadap 0 (m)	MTA (kNm)
1	$TTA = (0.6 \times W_s) \times H \times K_a \times B_y$ $= 10.32 \times 0.50 \times 0.333 \times 10$	$y = H/2$ $= 0.5/2$	4.296
2	$TTA = \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times K_a \times B_y$ $= \frac{1}{2} \times 0.50^2 \times 17.20 \times 0.333 \times 10$	$y = H/3$ $= 0.5/3$	1.193
Total TTA		Total MTA	5.489

b) beban gempa static ekuivalen

$$h_1 = 0.50 \text{ m}$$

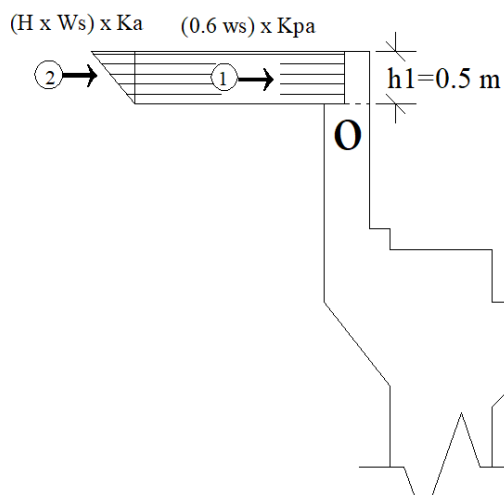
$$TEQ = k_h \times I \times W_t$$

$$= 0.221 \times 1 \times W_t = 0.221 W_t$$

Tabel 5. 60 Beban gempa pada *back wall* atas

No	Berat	TEQ	Lengan thd 0 (m)		MEQ (kNm)
1	$0.25 \times 0.5 \times 24 = 30$	6.630	$y = h2/2$ $= 0.5/2$	0.25	1.657
Total TEQ		6.630	Total MEQ		1.657

c) Beban gempa tekanan tanah dinamis (EQ)

**Gambar 5. 99 Beban tekanan tanah pada *back wall* atas**

$$H = 7.60 \text{ m}$$

$$h1 = 0.50 \text{ m}$$

$$Ws = 17.20 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta Ka G = 0.315$$

$$By = 10 \text{ m}$$

Tabel 5. 61 Beban gempa pada *back wall* atas

No	Berat	TEQ	Lengan thd 0 (m)		MEQ
1	$= (H-h1) \times Ws \times \Delta ka G \times By$ $= (7.60 - 0.5) \times 17.2 \times 0.315 \times 10$	384.678	$y = H'/2$ $= 0.5/2$	0.250	96.170
2	$= 1/2 \times h1^2 \times Ws \times \Delta ka G \times By$ $= 1/2 \times 0.5 \times 17.2 \times 0.315 \times 10$	6.772	$y = 2/3 \times h1$ $= 2/3 \times 0.5$	0.333	2.258
Total TEQ		391.451	Total MEQ		98.427

d) Beban ultimit *back wall* atas

$K = \text{faktor beban ultimit}$

Gaya geser ultimit (VU) = $K \times T$

Momen Ultimit (MU) = $K \times M$

Tabel 5. 62 Rekapitulasi beban ultimit *back wall* bawah

No	Jenis beban	Faktor beban	Beban kerja		Beban ultimit	
			T (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Tekanan tanah (TA)	1.25	24.342	5.489	30.428	6.861
2	Gempa statik ekuivalen (BQ)	1	6.630	1.658	6.630	1.658
3	Gempa T tanah dinamis (BQ)	1	391.451	98.427	391.451	98.427
Beban ultimit <i>back wall</i> bawah					428.508	106.946

2) Tulangan *Back wall* atas :

a) Tulangan utama

Tebal (h) = 0.25 m

Lebar (by) = 10.00 meter

Momen ultimit (MU) = 106.946 kNm

Gaya geser ultimit (VU) = 428.508 kN

Ditinjau sebesar 1 m , maka :

Mu = 10.695 KNm

Vu = 42.851 KN

Momen ultimit rencana (MU) = 10.695 KNm

Mutu beton (K) = 300 kg/cm²

Kuat tekan beton karakteristik (fc) = 24.90 Mpa

Tegangan leleh baja (fy) = 400 Mpa

Tebal *back wall* atas (h= ht) = 250 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton(d')= 50 mm

Modulus elastisitas baja (s) = 200.000 Mpa

Tebal efektif *back wall* bawah (d = h - d') = 200 mm

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0.80$

Momen nominal yang terjadi ,

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{10.695 \times 10^6}{0.80} = 13.368 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{13.368 \times 10^6}{1000 \times 200^2} \\ &= 0.344 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c} \right) \\ &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0202 \times 400}{0.85 \times 24.90} \right) \\ &= 0.0202 \times 393.651 \\ &= 7.967 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 7.964 > 0.344 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.344}{0.85 \times 24.90}} \right) = 0.000842 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\ &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\ &= 0.00088\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho b d \\ &= 0.00088 \times 1000 \times 400 \\ &= 175 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang digunakan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{175} \\ &= 758.085 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 200

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{200} = 663.33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 663.33 = 331.66 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{331.66} \\ &= 400 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 200

$$\begin{aligned}A_s'' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times 200 = 663.33 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

b) Tulangan geser *back wall*

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit (Vu)} &= 42.851 \text{ KN} \\ &= 42850.838 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0.60$$

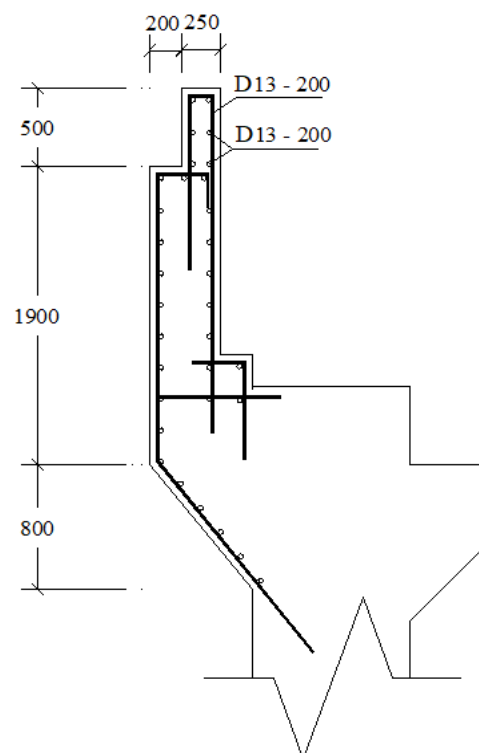
$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan geser (Vc)} &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\ &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 200 \\ &= 166333 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\begin{aligned} \Phi \times Vc &= 0.60 \times 166333 \\ &= 99799.800 \text{ N} \end{aligned}$$

$(Vu) < \Phi \times Vc$ Sehingga tidak diperlukan tulangan geser

$42850.838 \text{ N} < 99799.800 \text{ N}$ maka tidak diperlukan tulangan geser

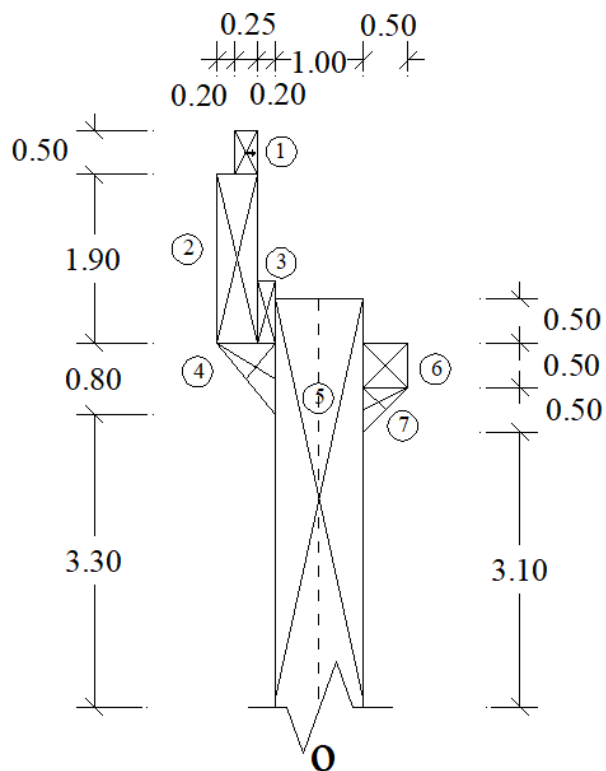


Gambar 5. 100 Penulangan pada *back wall* atas

5.3.7 Perencanaan *Breast Wall*

a. Pembebanan *breast wall* bawah

1) Berat sendiri

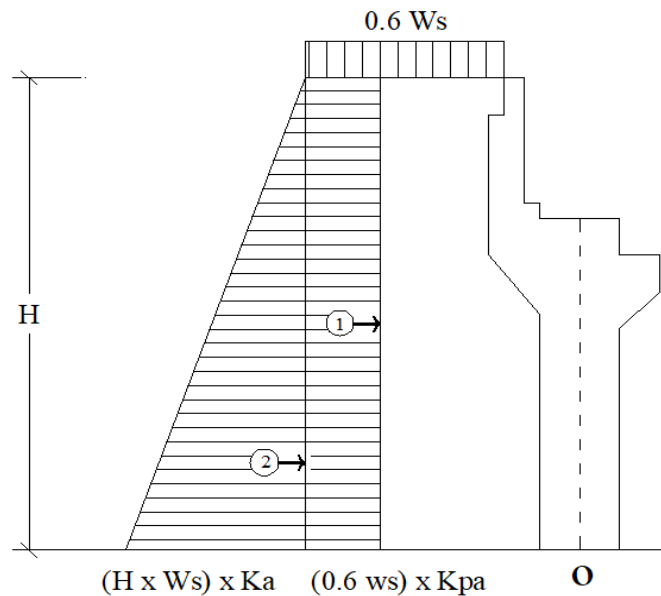


Gambar 5. 101 Dimensi *breast wall*

Tabel 5. 63 Beban akibat berat sendiri dan struktur atas pada *breast wall*

No	bentuk	Dimensi			Berat satuan (kN/m ³)	Berat Beban
		B	H	L		
1	1	0.25	0.5	10	24	30.00
2	1	0.45	1.9	10	24	205.20
3	1	0.7	0.2	10	24	33.60
4	1/2	0.45	0.8	10	24	43.20
5	1	1	4.6	10	24	1104.00
6	1	0.5	0.5	10	24	60.00
7	1/2	0.5	0.5	10	24	30.00
8	Berat struktur atas					2869.59
PMS						4375.592

2) Tekanan tanah



Gambar 5. 102 Diagram beban akibat berat sendiri pada *breast wall*

$$\begin{aligned}
 H &= 6.50 \text{ m} \\
 K_a &= 0.333 \\
 W_s &= 17.20 \text{ kN/m}^3 \\
 0.6 W_s &= 10.32 \text{ KPa} \\
 B_y &= 10 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 64 Beban akibat tekanan tanah

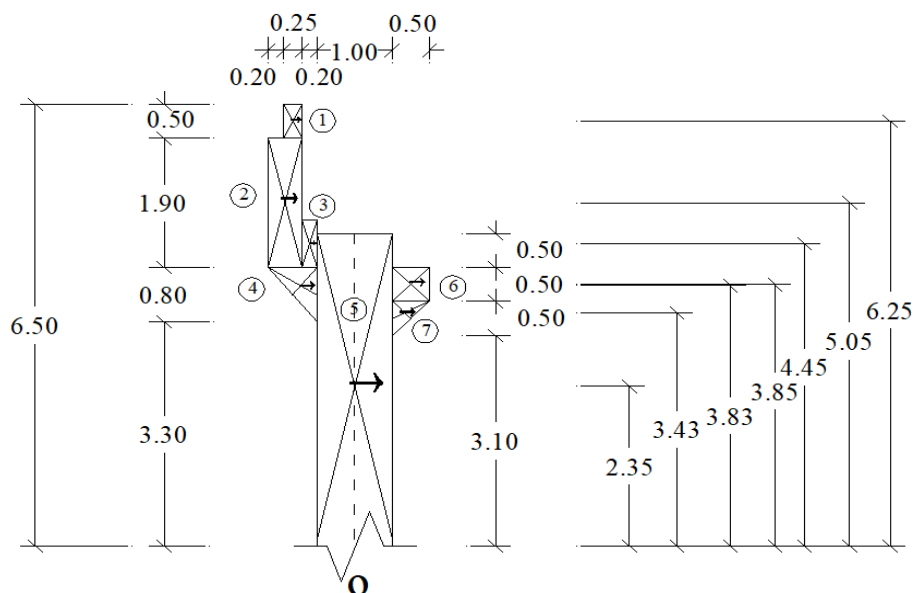
No	Gaya akibat tekanan tanah		Lengan Y terhadap 0 m		MTA (kNm)
1	TTA= $(0.6 \times W_s) \times H \times K_a \times B_y$ = $10.32 \times 6.5 \times 0.333 \times 10$	223.376	$y = H/2$ = $6.5/2$	3.25	735.973
2	TTA= $\frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times K_a \times B_y$ = $\frac{1}{2} \times 6.5^2 \times 17.20 \times 0.333 \times 10$	1209.956	$y = H/3$ = $6.5/3$	2.16	2621.570
Total TTA		1433.332	Total MTA		3347.544

3) Beban gempa

a) Beban gempa ekivalen

Tabel 5. 65 Beban akibat gempa

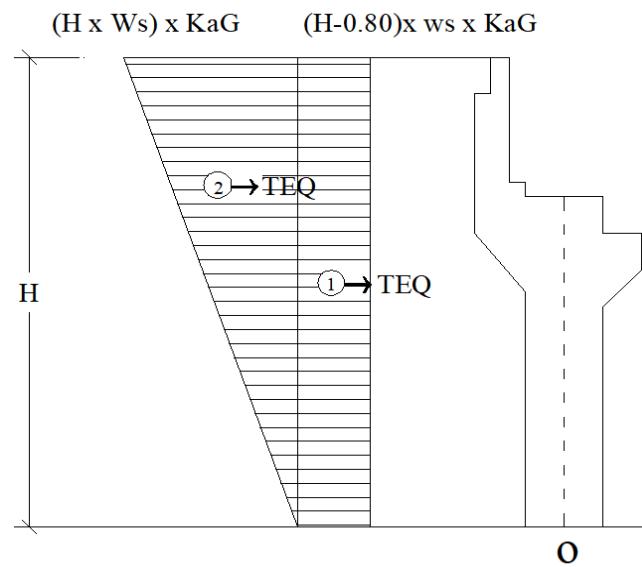
No	dimensi bagian		berat (kN)	TEQ 0.221	Lengan (m) terhadap O	Momen (kNm)
	b	h				
PMS	4375.592		967.006		6.50	6285.538
PMA	173.600		38.366		6.50	249.376
Abutment						
1	0.25	0.5	30.00	6.630	6.25	41.438
2	0.45	1.9	205.20	45.349	5.05	229.013
3	0.7	0.2	33.60	7.426	4.45	33.044
4	0.45	0.8	43.20	9.547	3.83	36.566
5	1	4.6	1104.00	243.984	2.35	573.362
6	0.5	0.5	60.00	13.260	3.85	51.051
7	0.5	0.5	30.00	6.630	3.43	22.741
Total				1338.197	Total	7522.129



Gambar 5. 103 Beban gempa pada breast wall

Beban gempa statik ekivalen arah Y (melintang jembatan) besarnya sama dengan beban gempa arah X (memanjang jembatan).

b) Tekanan tanah dinamis



Gambar 5. 104 Beban akibat tekanan tanah dinamis pada *breast wall*

$$\begin{aligned}
 H &= 6.50 \text{ m} \\
 K_a &= 0.333 \\
 W_s &= 17.20 \text{ kN/m}^3 \\
 \Delta k_a G &= 0.315 \\
 B_y &= 10
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 66 Beban akibat tekanan tanah dinamis

No	Tekanan Tanah Dinamis (TEQ)	Lengan Y terhadap 0 m		MEQ (kNm)	
1	$ \begin{aligned} TTA &= \frac{1}{2} \times H^2 \times W_s \times \Delta k_a G \times B_y \\ &= \frac{1}{2} \times 6.50^2 \times 17.20 \times 0.315 \times 10 \end{aligned} $	1144.553	$ \begin{aligned} y &= H/3 \\ &= 6.4/3 \end{aligned} $	4.33	4959.728
2	$ \begin{aligned} TTA &= (0.8 \times W_s) \times \Delta k_a G \times B_y \\ &= 0.8 \times 17.20 \times 0.315 \times 10 \end{aligned} $	43.344	$ \begin{aligned} y &= H/2 \\ &= 6.4/2 \end{aligned} $	3.25	140.868
Total TEQ		1187.897	Total MEQ		5100.596

Tabel 5. 67 Beban yang bekerja pada *breast wall*

No	Jenis beban	kode	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
A. Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	4375.592				
2	Berat mati tambah	MA	173.600				
3	Tekanan tanah	TA		1433.332		3347.544	
B. Beban Lalu lintas							
4	Beban lajur D	TD	961.975				
5	Beban pejalan kaki	TP	160.000				
6	Gaya rem	TB		250.000		1625.000	
C. Aksi Lingkungan							
7	Temperatur	ET		20.625		94.875	
8	Beban angin	EW	36.750		93.713		730.406
9	Beban gempa	EQ		1338.197	1338.197	7522.129	7522.129
10	Tek. tanah Dinamis	EQ		1187.897		5100.596	
D. Aksi Lainnya							
11	Gesekan	FB		608.638		2799.737	

4) Rekap kerja *Ultimit breast wall*

$$\text{Gaya aksial ultimit } P_U = K \times P$$

$$\text{Gaya geser ultimit } V_{ux} = K \times T_x$$

$$\text{Momen ultimit } M_{ux} = K \times M_x$$

$$\text{Gaya geser ultimit } V_{uy} = K \times T_y$$

$$\text{Momen ultimit } M_{uy} = K \times M_y$$

Tabel 5. 68 Rekap beban ultimit pada breast wall

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2	1923.950				
5	Beban pejalan kaki	2	320.000				
6	Gaya rem	2		500.000		3250.000	
7	Temperatur	1.2		24.750		113.850	
8	Beban angin	1.2	44.100		112.455		876.488
9	Beban gempa	1		1338.197	1338.197	7522.129	7522.129
10	Tek. tanah Dinamis	1		1187.897		5100.596	
11	Gesekan	1.3		791.230		3639.658	

Tabel 5. 69 Kombinasi 1

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2	1923.950				
5	Beban pejalan kaki	2					

Tabel 5. 69 Kombinasi 1(Lanjutan)

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
6	Gaya rem	2		500.000		3250.000	
7	Temperatur	1.2		24.750		113.850	
8	Beban angin	1.2	44.100		112.455		876.488
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1.3					
Total			8003.520	2316.415	112.455	7548.279	876.488

Tabel 5. 70 Kombinasi 2

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2	1923.950				
5	Beban pejalan kaki	2	320.000				
6	Gaya rem	2		500.000		3250.000	
7	Temperatur	1.2		24.750		113.850	
8	Beban angin	1.2					
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1.3		791.230		3639.658	
Total			8279.420	3107.645		11187.937	

Tabel 5. 71 Kombinasi 3

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2	1923.950				
5	Beban pejalan kaki	2					
6	Gaya rem	2		500.000		3250.000	
7	Temperatur	1.2					
8	Beban angin	1.2	44.100		112.455		876.488
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1.3					
11	Gesekan	1.3		791.230		3639.658	
Total			8003.520	3082.895	112.455	11074.087	876.488

Tabel 5. 72 Kombinasi 4

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2	1923.950				

Tabel 5. 73 Kombinasi 4 (Lanjutan)

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)
5	Beban pejalan kaki	2	320.000				
6	Gaya rem	2		500.000		3250.000	
7	Temperatur	1.2		24.750		113.850	
8	Beban angin	1.2	44.100		112.455		876.488
9	Beban gempa	1					
10	Tek. tanah Dinamis	1					
11	Gesekan	1.3					
Total			8323.520	2316.415	112.455	7548.279	876.488

Tabel 5. 74 Kombinasi 5

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (KNm)	M _y (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	5688.270				
2	Berat mati tambah	2	347.200				
3	Tekanan tanah	1.25		1791.665		4184.429	
4	Beban lajur D	2					
5	Beban pejalan kaki	2					
6	Gaya rem	2					
7	Temperatur	1.2					
8	Beban angin	1.2					

Tabel 5. 75 Kombinasi 5 (Lanjutan)

No	Jenis beban	Faktor beban	Vertikal	Horizontal		Momen	
			P(kN)	Tx(kN)	Ty(kN)	Mx (KNm)	My (KNm)
9	Beban gempa	1		1338.197	1338.197	7522.129	7522.129
10	Tek. tanah Dinamis	1		1187.897		5100.596	
11	Gesekan	1.3					
Total			6035.470	4317.759	1338.197	16807.154	7522.129

Tabel 5. 76 Rekap kombinasi beban ultimit *breast wall*

No	Jenis Kombinasi	Vertikal P (KN)	Horizontal		Momen	
			Vux (kN)	Vuy (kN)	Mux (kN)	Muy (kN)
1	Kombinasi 1	8003.520	2316.415	112.455	7548.279	876.488
2	Kombinasi 2	8279.420	3107.645	0.000	11187.937	0.000
3	Kombinasi 3	8003.520	3082.895	112.455	11074.087	876.488
4	Kombinasi 4	8323.520	2316.415	112.455	7548.279	876.488
5	Kombinasi 5	6035.470	4317.759	1338.197	16807.154	7522.129

5) Penulangan *breast wall*

a) Tulangan utama *breast wall*

Mutu beton (K) = 300

Kuat tekan beton (f_c) = 24.90 Mpa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Dimensi *Breast Wall* (By) = 10.00 m

(H) = 1.00 m

Ditinjau *Breast Wall* selebar 1 meter maka,

Lebar *breast wall* (b) = 1000 mm

Tebal *breast wall* (h) = 1000 mm

Agr = b x h = 1000000 mm

PU = Gaya aksial ultimit pada *breast wall* (kN)

MU = Momen ultimit *breast wall* (kNm)

Tabel 5. 77 Rekap kombinasi beban ultimit *breast wall*

No	Jenis Kombinasi	Hasil analisis beban		Untuk lebar 1 meter		e=MU/P U
		PU (KN)	MU (KNm)	PU (KN)	MU (KNm)	
1	Kombinasi 1	8003.520	7548.279	800.352	754.828	943.120
2	Kombinasi 2	8279.420	11187.937	827.942	1118.794	1351.295
3	Kombinasi 3	8003.520	11074.087	800.352	1107.409	1383.652
4	Kombinasi 4	8323.520	7548.279	832.352	754.828	906.861
5	Kombinasi 5	6035.470	16807.154	603.547	1680.715	2784.730

Menurut (grafik dan tabel perhitungan beton bertulang, Ir.Gideon Kusuma M.Eng, hal 89) diselesaikan menurut Grafik interaksi sebagai berikut :

$$e = \frac{Mu}{P}$$

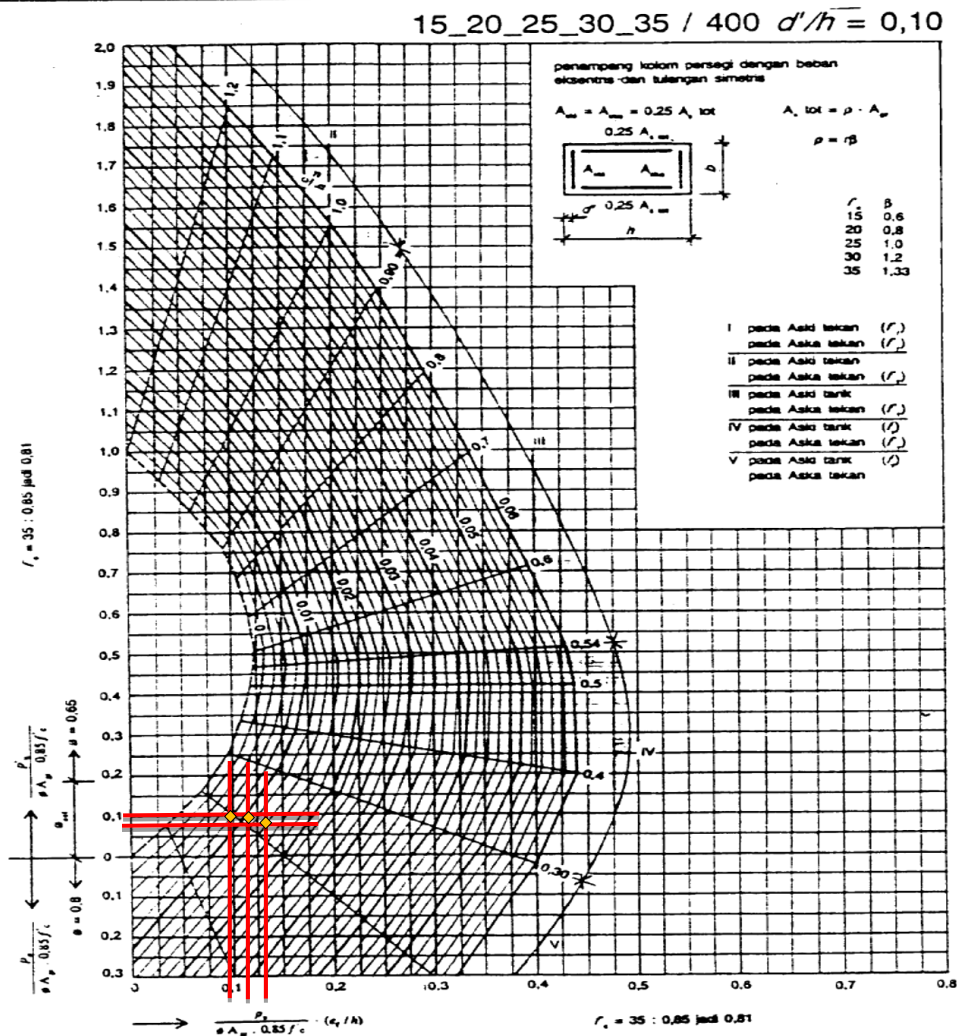
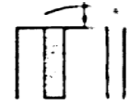
$$X = \frac{Pu}{\phi \times Agr \times 0.85 \times fc} \times \left(\frac{e}{h} \right)$$

$$Y = \frac{Pu}{\phi \times Agr \times 0.85 \times fc}$$

Besaran pada kedua sumbu tersebut dapat dipetakan dalam grafik - grafik kemudian yang dibaca adalah nilai r. tulangan yang diperlukan As total ditentukan dengan, $\beta \times r$. Dimana β tergantung pada mutu beton. Nilai ϕ diantara $Pu' = 0.1 \times fc \times Agr$ dan $Pu = 0$, boleh ditingkatkan dari $\phi = 0.65$ sampai $\phi = 0.80$.

Tabel 5. 78 Tabel rasio penulangan

No	Untuk lebar 1 meter		d'/h	Y	X	R	B
	PU(KN)	e=MU/PU					
1	8003.520	943.120	0.10	0.06	0.05	0.004	1
2	8279.420	1351.295	0.10	0.06	0.08	0.008	1
3	8003.520	1383.652	0.10	0.06	0.08	0.008	1
4	8323.520	906.861	0.10	0.06	0.05	0.004	1
5	6035.470	2784.730	0.10	0.04	0.12	0.012	1



Gambar 5. 105 Grafik menurut GTTB oleh Gideon

Tabel 5. 79 Kebutuhan penulangan

No	$p = r \times \beta$	Ast (mm)	As1 = As2 (mm)	Diameter (mm)	As (mm)	Jarak (mm)	
						Perlu	Terpasang
1	0.004	4000	2000	19	283.385	141.69	200
2	0.006	6000	3000	19	283.385	70.85	200
3	0.006	6000	3000	19	283.385	70.85	200
4	0.004	4000	2000	19	283.385	141.69	200
5	0.012	12000	6000	19	283.385	47.23	200

Tulangan tekan sama dengan tulangan tarik masing –masing dua lapis sehingga:

Tabel 5. 80 Kebutuhan penulangan

Tulangan	Jumlah lapis	Diameter	Jarak	p
Tekan	2	19	200	0.567
Tarik	2	19	200	0.567
Rasio Tulangan				0.567

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan pokok

$$As' = 50 \% \times As = 50\% \times 1416.9 = 708.46 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{As'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{708.46} = 187.26 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 200

$$As'' = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} = \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200} = 663.33 \text{ mm}^2$$

b) Tulangan Geser *Breast Wall*

Gaya aksial ultimit rencana(Pu) = 603.547 kN

Momen ultimit rencana,(Mu) = 1680.715 kNm

Mutu beton,(K) = 300

Kuat tekan beton(fc') = 24.90 Mpa

Mutu baja(fy) = 400 Mpa

Faktor reduksi kekuatan geser (Φ) = 0.60

Tinggi *breast wall*(L) = 4.50 m

Tebal *breast wall*(h) = 1.00 m

Luas tulangan longitudinal *breast wall*= 5671 mm

Luas tulangan terhadap sisi luas beton= 0.60 mm

$$V_u = Mu/L = 1680.715 / 4.50 = 373492.316 \text{ N}$$

$$d = h - d' = 1000 - 60 = 940 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} VC \text{ max} &= 0.20 \times f_c \times b \times d = 0.20 \times 24.90 \times 1000 \times 940 \\ &= 4681200 \text{ N} \end{aligned}$$

$$(\Phi \times V_c \text{ max}) = 0.6 \times 4681200 = 2808720 \text{ N}$$

$$\beta_1 = 1.4 - (d/2000) = 1.4 - (940/2000) = 0.93$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{1.4 \times f_c \times b \times h} = 1 + \frac{610.549}{1.4 \times 24.90 \times 1000 \times 1000} = 1.00$$

$$\beta_3 = 1.00$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \sqrt{(A_s * F_c (b * d))} \\ &= 0.93 \times 1.00 \times 1.00 \times 1000 \times 940 \sqrt{(5671 \times 24.90 \times (1000 \times 940))} \\ &= 349465.774 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= V_{uc} + (0.60 \times b \times d) \\ &= 349465.774 + 0.60 \times 1000 \times 940 = 913465.774 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi \times V_c &= 0.60 \times 913465.774 \\ &= 548079.4643 \text{ N} \end{aligned}$$

$\phi \times V_c > V_u$ sehingga tidak memerlukan tulangan geser, hanya digunakan tulangan geser minimum.

Geser pada sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga :

$$\begin{aligned} V_s &= V_u / (\phi) \\ &= 373492.32 / 0.60 \\ &= 622487.193 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter = D 16

$$\text{Jarak tulangan geser arah melintang } S_y = 300 \text{ mm}$$

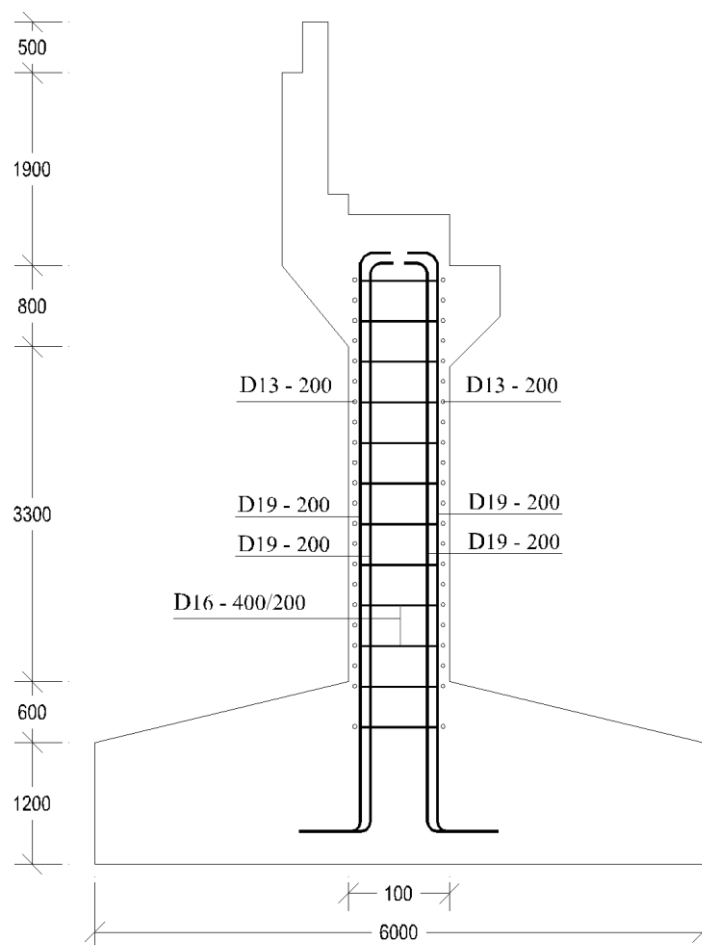
$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser, } A_{sv} &= 1/4 \pi \times D^2 (b/s_y) \\ &= 1/4 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000/300 \\ &= 669.867 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan geser arah vertikal } S_x &= S_x = A_{sv} \times f_y \times d / V_s \\ &= 669.867 \times 400 \times \frac{940}{622487.193} \\ &= 404.61 \text{ mm} \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan geser D 16 dengan jarak sebagai berikut:

Arah melintang ke samping (S_y) = 200 mm

Arah vertikal (*bottom – up*) (S_x) = 400 mm



Gambar 5. 106 Penulangan *breast wall*

5.3.8 Perencanaan *Wing Wall*

Ukuran *Wing Wall*(ekivalen):

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0.5 + 1.90 + 0.80 + 3.30 = 6.50 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 0.95 + 2.50 = 3.45 \text{ m}$$

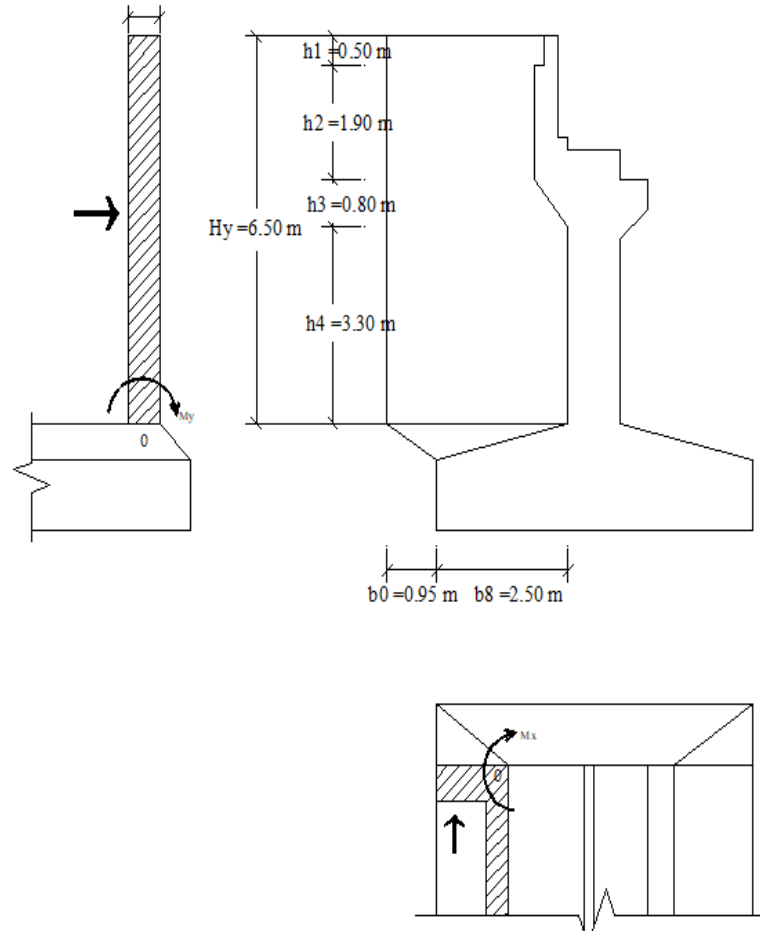
$$\text{Tebal } wing \text{ wall } (h_w) = 0.50 \text{ m}$$

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

Pelat *wing wall* dianalisis sebagai *two way* salah satu sisi vertikal atau horizontal terjepit pada abutment, sehingga terjadi momen pada jepitan yaitu M_x dan M_y .

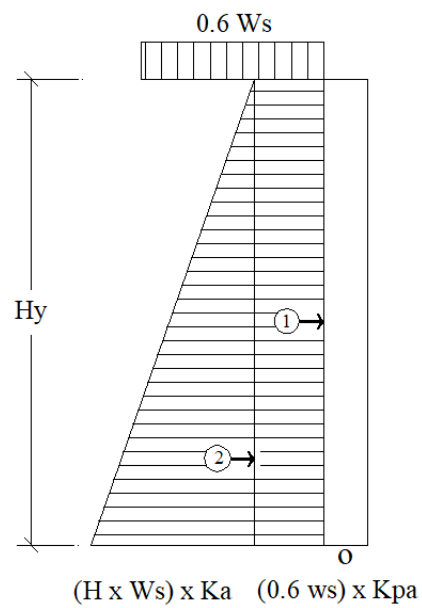
$$M_x = 1/2 \times M \text{ jepit arah X}$$

$$M_y = 1/2 \times M \text{ jepit arah Y}$$



Gambar 5. 107 Gaya akibat tekanan tanah pada wing wall

a. Tekanan tanah pada wing wall (TA)



Gambar 5. 108 Diagram gaya akibat tekanan tanah

$$H_y = 6.50 \text{ m}$$

$$H_x = 3.45 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \Phi/2)$$

$$= 0.333$$

$$W_s = 17.20 \text{ kN/m}^3$$

$$0.60 \times W_s = 10.32 \text{ Kpa}$$

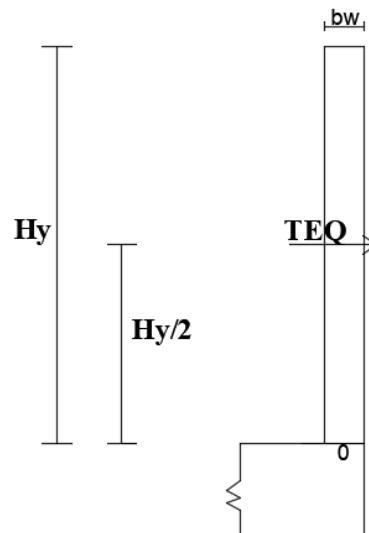
Tabel 5. 81 Tekanan tanah pada wing wall

No	Tekanan tanah	kN
1	$TTA = (0.6 \times W_s) \times (H_x) \times H_y \times K_a$ $= 10.32 \times 3.45 \times 6.50 \times 0.333$	77.065
2	$TTA = \frac{1}{2} \times H_y^2 \times (H_x) \times W_s \times K_a$ $= \frac{1}{2} \times 6.50^2 \times 3.45 \times 17.20 \times 0.333$	417.435

Tabel 5. 82 Gaya geser dan tekanan tanah pada wing wall

No	TA(kN)	Lengan y (m)	Lengan x (m)	My(kNm)	Mx(kNm)
1	77.065	3.250	1.725	250.461	132.937
2	417.435	1.150	1.725	480.050	720.075
	494.500		Total	730.511	853.012

b. Tekanan gempa statik ekuivalen pada wing wall



Gambar 5. 109 Gaya gempa akibat gaya tekanan tanah

Berat *wing wall*,

$$\begin{aligned} WT &= H_y \times H_x \times b_w \times W_c \\ &= 6.50 \times 3.45 \times 0.50 \times 24.00 \\ &= 322.920 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya horizontal gempa,

$$\begin{aligned} TEQ &= K_h \times 1 \times W \\ &= 0.221 \times 1.0 \times 322.920 \\ &= 71.365 \text{ kN} \end{aligned}$$

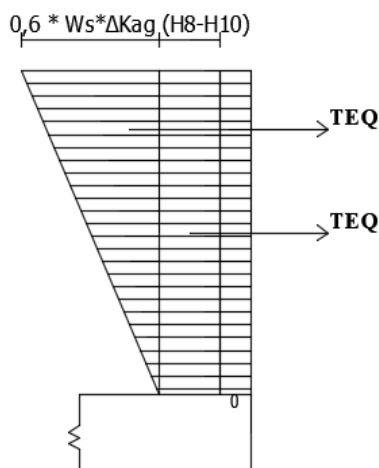
$$\text{Lengan} = H_x/2 = 1.725 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_x &= 1/2 \times TEQ \times X \\ &= 1/2 \times 71.365 \times 1.725 \\ &= 61.553 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Lengan} = H_y/2 = 3.250 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_y &= 1/2 \times TEQ \times y \\ &= 1/2 \times 71.365 \times 3.250 \\ &= 115.969 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c. Tekanan tanah dinamis pada dinding *wing wall*



Gambar 5. 110 Diagram gempa akibat tekanan tanah aktif

$$H_y = h_1 + h_2 + h_3 + h_4 = 0.5 + 1.90 + 0.80 + 3.30 = 6.50 \text{ m}$$

$$H_x = b_0 + b_8 = 0.95 + 2.5 = 3.45 \text{ m}$$

$$W_s = 17.20 \text{ kN/m}^3$$

$$\Delta K_a G = 0.315$$

Tabel 5. 83 Gaya gempa pada wing wall

No	Tekanan tanah	kN
1	$TEQ = 1/2 \times Hy^2 \times (Hx) \times Ws \times \Delta Ka$ $= 1/2 \times 6.50^2 \times 3.45 \times 17.20 \times 0.315$	394.871
2	$TEQ = 0,80 \times (Hx) \times Hy \times Ws \times \Delta KaG$ $= 0.80 \times 3.45 \times 6.5 \times 17.20 \times 0.315$	72.899

Tabel 5. 84 Gaya geser dan momen pada wing wall

No	TA(kN)	Lengan y (m)	Lengan x (m)	My(kNm)	Mx(kNm)
1	72.899	2.167	1.725	236.922	125.751
2	394.871	3.250	1.725	855.553	681.152
	467.770		Total	1092.475	806.903

Beban kerja dan beban ultimit pada *wing wall*,

K = faktor beban ultimit

Gaya geser ultimit, $VU = K \times T$

Momen ultimit, $MU = K \times M$

Tabel 5. 85 Rekapitulasi beban dan momen pada wing wall

No	Jenis Beban	K	Vu(kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan Tanah(TA)	1.3	642.849	949.664	1108.915
2	Gempa statik ekuivalen (EQ)	1	71.365	115.969	61.553
3	Gempa tekanan tanah dinamis (TA)	1	467.770	1092.475	806.903
Total			1181.984	2158.108	1977.371

1) Tinjauan *wing wall* arah vertikal

Tebal ($h=hw$) = 0.50 m

Lcbar (Hx) = 3.45 m

Momen ultimit ($Mu=Muy$) = 2158.108 kNm

Gaya geser ultimit (Vu) = 1181.984 kN

Ditinjau selebar 1 meter, maka

$Mu = 625.539$ kNm

$Vu = 342.604$ kN

a) Tulangan utama

$$\text{Momen ultimit rencana (MU)} = 625.539 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (K)} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Kuat tekan beton karateristik (fc)} = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } wing \text{ wall (h=ht)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal efektif } wing \text{ wall bawah (d = h - d')} = 450 \text{ m}$$

$$\text{Ditinjau per 1 meter lebar (b)} = 1000 \text{ m}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0.80$$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{Mu}{\phi} \\ &= \frac{625.539 \times 10^6}{0.80} \\ &= 781.92 \times 10^6 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{781.92 \times 10^6}{1000 \times 450^2} \\ &= 2.585 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $fc' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 fc' \beta}{fy} \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{\text{maks}} &= \rho_{\text{max}} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\text{max}} f_y}{0.85 f_c} \right) \\
 &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\
 &= 0.0202 \times 393.651 \\
 &= 7.967 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$R_{\text{maks}} > R_n = 7.964 > 2.585 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2.585}{0.85 \times 24.90}} \right) \\
 &= 0.00691
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\
 &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\
 &= 0.00088
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho b d \\
 &= 0.0069 \times 1000 \times 450 \\
 &= 3802.63 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 22 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3.14}{4} \times 22^2 \times \frac{1000}{3802.63} = 99.91 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D22 – 100

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{3.14}{4} \times 22^2 \times \frac{1000}{100} \\
 &= 3799.40 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi diambil 30 % dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s' &= 50 \% \times A_s \\ &= 30\% \times 3799.40 \\ &= 1139.820 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 16 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{1139.820} \\ &= 176.30 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 100

$$\begin{aligned} A_s'' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 2009.6 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit (} V_u \text{)} &= 342.604 \text{ kN} \\ &= 342604.197 \text{ N} \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan geser (Φ) = 0.60

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan geser (} V_c \text{)} &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\ &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 550 \\ &= 457415.75 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \times V_c = 0.60 \times 457415.75 = 274449.449 \text{ N}$$

$V_u > \Phi \times V_c$ Sehingga memerlukan tulangan geser

$$\begin{aligned} \Phi V_s &= V_u - (\Phi \times V_c) \\ &= 342604.197 - 274449.449 = 68154.748 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s &= 68154.748 / 0.6 \\ &= 113591.247 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser minimum D 13

Diambil jarak dalam melintang, $S_y = 400 \text{ mm}$

Luas tulangan geser ,

$$A_v = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} = \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{400} = 331.66 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser arah memanjang S_x

$$S_x = A_v \times F_y \times (d/V_s)$$

$$= 331.66 \times 400 \times \left(\frac{1700}{113591.247} \right) = 642.35 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D 13 dengan arah X = 400 mm

Digunakan tulangan D 13 dengan arah Y = 400 mm

2) Tinjauan *wing wall* arah horizontal

$$\text{Tebal (h=hw)} = 0.50 \text{ m}$$

$$\text{Lebar (Hx)} = 6.50 \text{ m}$$

$$\text{Momen ultimit (Mu=Muy)} = 1977.371 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 1181.984 \text{ kN}$$

Ditinjau selebar 1 meter maka,

$$M_u = 304.211 \text{ kNm}$$

$$V_u = 181.844 \text{ kN}$$

a) Tulangan utama

$$\text{Momen ultimit rencana (MU)} = 304.21 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (K)} = 300 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Kuat tekan beton karakteristik (fc)} = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } \textit{wing wall} \text{ (h=ht)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal efektif } \textit{wing wall} \text{ (d = h - d')} = 450 \text{ m}$$

$$\text{Ditinjau per 1 meter lebar (b)} = 1000 \text{ m}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0.80$$

Momen nominal yang terjadi ,

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{304.21 \times 10^6}{0.80} = 380.26 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$R_n = \frac{M_n}{bd^2} = \frac{380.26 \times 10^6}{1000 \times 550^2} = 1.257 \text{ Nmm}^2$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30$ Mpa)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned}\rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\ &= 0.0270\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{\max} &= \rho_{\max} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\max} f_y}{0.85 f_c} \right) \\ &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\ &= 0.0202 \times 393.651 \\ &= 7.967 \text{ Nmm}^2\end{aligned}$$

$$R_{\max} > R_n = 7.964 > 1.257 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.257}{0.85 \times 24.90}} \right)\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0.0032$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\ &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\ &= 0.00088\end{aligned}$$

Karena $\rho_{\min} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\max}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}A_s &= \rho b d \\ &= 0.0032 \times 1000 \times 450 = 1783.10 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 16 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{1783.10} = 112.70 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 100

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 2009.60 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan bagi diambil 30 % dari tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s' &= 30 \% \times A_s \\ &= 30\% \times 200.60 \\ &= 602.880 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s'} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{602.880} = 220.05 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 100

$$\begin{aligned} A_s'' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{100} \\ &= 1326.65 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit (} V_u \text{)} &= 181.844 \text{ kN} \\ &= 181843.776 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser (} \Phi \text{)} = 0.60$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan geser (} V_c \text{)} &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\ &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 550 \\ &= 457415.75 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \times V_c = 0.60 \times 457415.75 = 274449.449 \text{ N}$$

$V_u > \Phi \times V_c$ Sehingga memerlukan tulangan geser minimum

$$\Phi V_s = V_u = 181843.776 \text{ N}$$

Digunakan tulangan geser minimum D.13

Diambil jarak dalam melintang, $S_y = 400$ mm

Luas tulangan geser ,

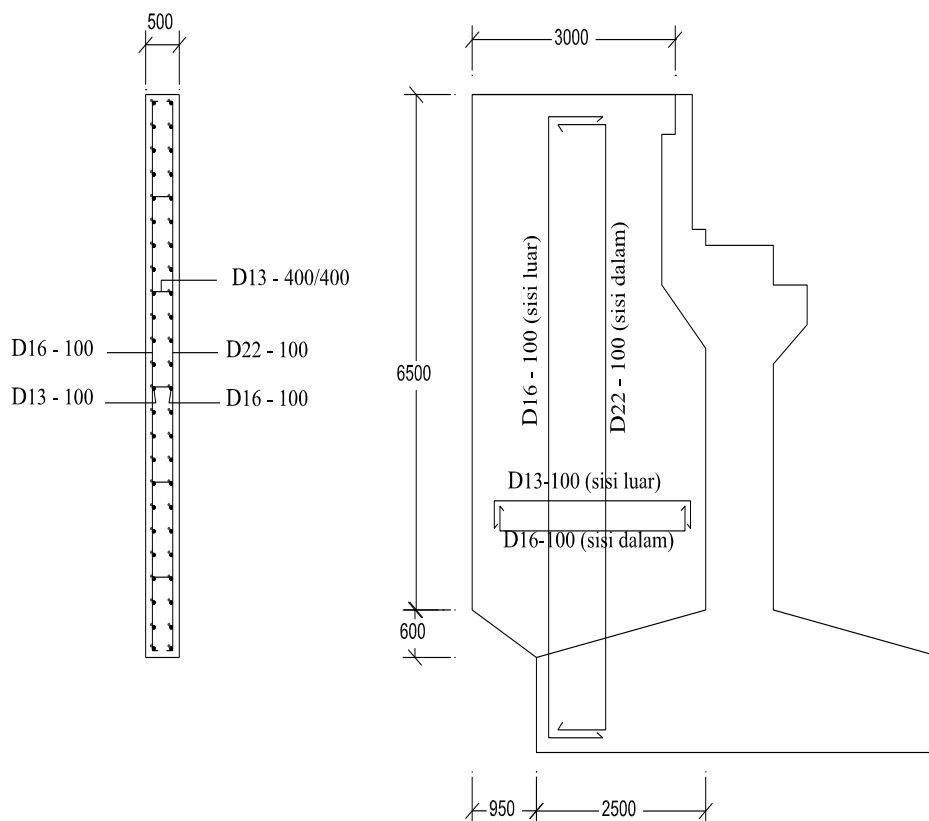
$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{400} \\ &= 331.66 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser arah memanjang S_x

$$\begin{aligned} S_x &= A_v \times F_y \times (d/V_s) \\ &= 331.66 \times 400 \times \left(\frac{550}{181843.776} \right) \\ &= 401.25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D 13 dengan arah $X = 400$ mm

Digunakan tulangan D 13 dengan arah $Y = 400$ mm



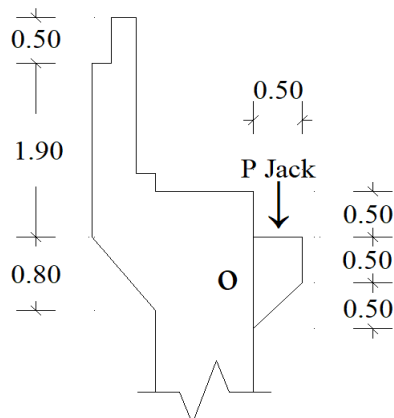
Gambar 5. 111 Penulangan wing wall

5.3.9 Perencanaan Corbel

Pada saat penggantian *Bearing Pad (elastromic)*, *corbel* direncanakan mampu menahan *jacking force* yang terdiri dari berat sendiri struktur atas, beban mati tambahan dan beban lalu lintas.

Gaya geser pada *corbel*, $P_{jack} = PMS + PMA + PTD$

Eksentrisitas $e = b/2 = 0,25\text{m}$



Gambar 5. 112 Beban pada corbel

Tabel 5. 86 Beban pada corbel

No	Jenis beban	Faktor beban	PU(kN)	VU(kN)	e (m)	MU (KNm)
1	Berat sendiri	1.3	2869.592	3730.470	0.250	932.617
2	Berat mati tambah	2	347.2	694.400	0.250	173.600
4	Beban lajur D	2	961.975	1923.950	0.250	480.988
Total				6348.820		1587.205

a. Tulangan utama

Tebal (h) = 1.00 m

Eksentrisitas beban (e) = 0.25 m

Lebar (By) = 10.00 m

Momen ultimit (Mu) = 1587.205 kNm

Gaya geser ultimit (Vu) = 6348.820 kN

Ditinjau selebar 1 m, maka :

$$M_u = 158.720 \text{ kNm}$$

$$V_u = 634.882 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton (K)} = 300 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Kuat tekan karakteristik (f}_c) = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan leleh baja (f}_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal corbel (h=ht)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 50 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (E}_s) = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal efektif (d=h-d')} = 950 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } \phi = 0.80$$

Momen nominal yang terjadi ,

$$\begin{aligned} M_n &= \frac{M_u}{\phi} \\ &= \frac{158.820 \times 10^6}{0.80} \\ &= 198.40 \times 10^6 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Tahanan momen yang diperlukan,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{bd^2} \\ &= \frac{198.40 \times 10^6}{1000 \times 950^2} \\ &= 0.220 \text{ Nmm}^2 \end{aligned}$$

Digunakan $\beta_1 = 0.85$ (Persyaratan untuk $f_c' \leq 30 \text{ Mpa}$)

Perhitungan rasio tulangan,

Tahanan momen maksimum :

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0270 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.0270 \\ &= 0.0202 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{\text{maks}} &= \rho_{\text{max}} f_y \left(1 - \frac{0.5 \rho_{\text{max}} f_y}{0.85 f_y} \right) \\
 &= 0.0202 \times 400 \left(1 - \frac{0.50 \times 0.0244 \times 400}{0.85 \times 400} \right) \\
 &= 0.0202 \times 393.651 \\
 &= 7.967 \text{ Nmm}^2
 \end{aligned}$$

$$R_{\text{maks}} > R_n = 7.964 > 0.220 \text{ Nmm}^2$$

Rasio tulangan yang diperlukan:

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\
 &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.210}{0.85 \times 24.90}} \right) = 0.00052
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\
 &= 25\% \times \frac{1.40}{400} = 0.00088
 \end{aligned}$$

Karena $\rho_{\text{min}} < \rho_{\text{perlu}} < \rho_{\text{max}}$ maka dipakai ρ_{perlu} sebagai dasar perhitungan tulangan beton.

Luas tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho b d \\
 &= 0.00088 \times 1000 \times 950 \\
 &= 831.25 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan pokok digunakan D 16 mm

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan yang digunakan (S)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{831.25} = 241.75 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 200

$$\begin{aligned}
 A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{200} = 1004.80 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Tulangan bagi diambil 50 % dari tulangan pokok

$$\begin{aligned}
 A_s' &= 50\% \times A_s \\
 &= 50\% \times 1004.80 = 502.400 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan bagi digunakan D 13 mm

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang digunakan, } S_x &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_{s'}} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{502.400} = 264.06 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D13 – 200

$$\begin{aligned} A_{s''} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_x} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{200} = 663.325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b. Tulangan geser

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser rencana ultimit (Vu)} &= 634.882 \text{ KN} \\ &= 634881.960 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\Phi) = 0.60$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor reduksi kekuatan geser (Vc)} &= (1/6 \sqrt{f_c}) \times b \times d \\ &= (1/6 \sqrt{24.9}) \times 1000 \times 950 \\ &= 790081.75 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \times V_c = 0.60 \times 790081.75 = 474049.048 \text{ N}$$

$V_u > \Phi \times V_c$ Sehingga memerlukan tulangan geser minimum

$$\begin{aligned} \Phi V_s &= V_u - \Phi \times V_c \\ &= 634881.960 - 474049.048 = 160832.912 \text{ N} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan geser minimum D 13

Diambil jarak dalam melintang, $S_y = 400 \text{ mm}$

Luas tulangan geser ,

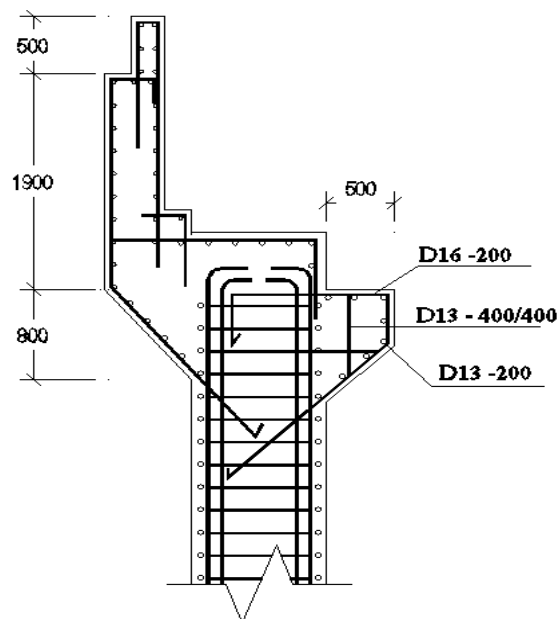
$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{400} = 331.662 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser arah memanjang S_x

$$\begin{aligned} S_x &= A_v \times F_y \times (d/V_s) \\ &= 331.662 \times 400 \times \left(\frac{550}{1160832.912} \right) = 783.619 \text{ mm} \end{aligned}$$

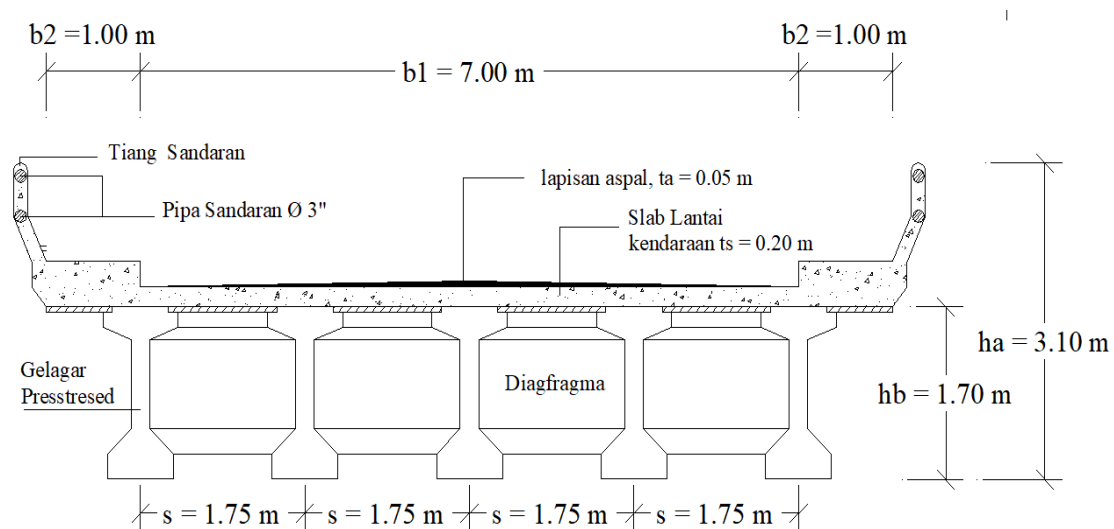
Digunakan tulangan D 13 dengan arah X = 400 mm

Digunakan tulangan D 13 dengan arah Y = 400 mm



Gambar 5. 113 Penulangan pada corbel

5.3.10 Perencanaan Pilar



Gambar 5. 114 struktur atas jembatan

Data struktur atas jembatan :

Lebar jalan (b_1) = 7 m

Lebar trotoar (b_2) = 1 m

Lebar total jembatan = 9 m

Tebal pelat lantai (t_s) = 0.20 m

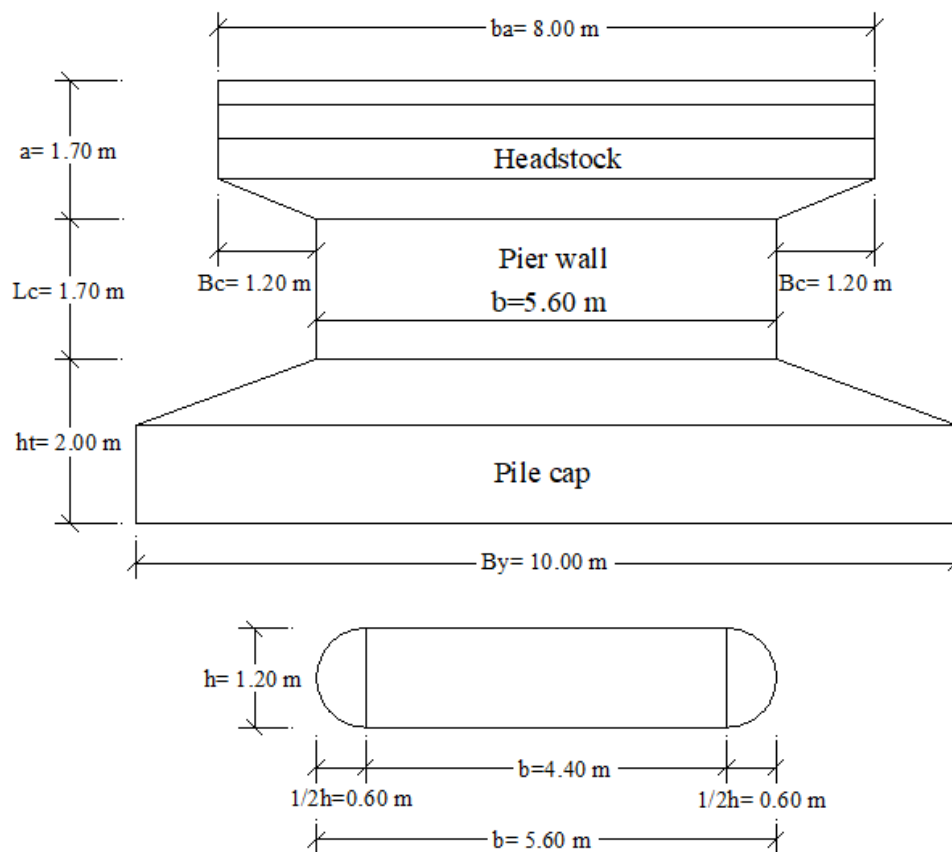
Tebal lapisan aspal (t_a)	= 0.05 m
Jarak antar gelagar (s)	= 1.75 m
Tinggi profil gelagar (h_b)	= 1.70 m
Tinggi bidang samping jembatan (h_a)	= 3.10 m
Panjang bentang jembatan (L)	= 80 (40+40)

Spesifikasi bahan :

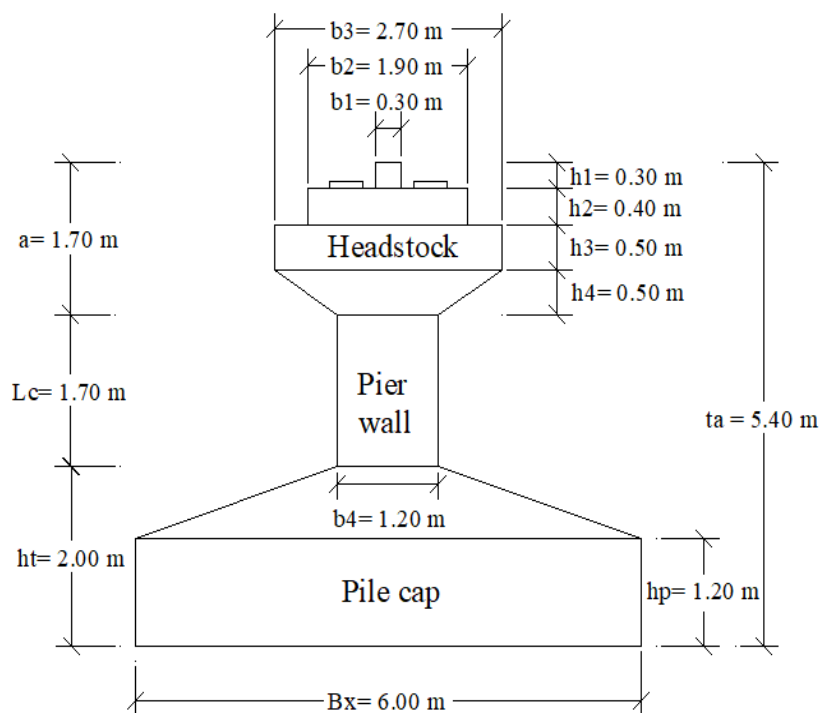
Berat beton bertulang = 24 kN/m³

Berat aspal = 22 kN/m³

Berat jenis air = 10 kN/m³



Gambar 5. 115 Penampang pilar arah melintang



Gambar 5. 116 Penampang pilar arah memanjang

Data pilar (*pier*) *Headstock* :

$$b1 = 0.30 \text{ m} \quad h1 = 0.30 \text{ m}$$

$$b2 = 1.90 \text{ m} \quad h2 = 0.40 \text{ m}$$

$$b3 = 2.70 \text{ m} \quad h3 = 0.50 \text{ m}$$

$$b4 = 1.20 \text{ m} \quad h4 = 0.50 \text{ m}$$

$$Ba = 8.00 \text{ m} \quad a = 1.70 \text{ m}$$

Pier Wall Wall :

$$B = 5.60 \text{ m} \quad Bc = 1.20 \text{ m}$$

$$H = 1.20 \text{ m} \quad Lc = 1.70 \text{ m}$$

Pile cap :

$$Hp = 1.20 \text{ m} \quad Bx = 6.00 \text{ m}$$

$$Ht = 2.00 \text{ m} \quad By = 10.00 \text{ m}$$

Data sungai :

$$\text{Kedalaman air saat banjir rencana (Hb)} = 5.6 \text{ m}$$

$$\text{Kedalaman air rata-rata tahunan (Hr)} = 1.50 \text{ m}$$

$$\text{Sudut arah aliran sungai terhadap } \textit{pier} (\theta) = 10^\circ$$

Tanah dasar *pile cap* diasumsikan :

Berat volume (w_s) = 18,4 kN/m³

Sudut gesek (ϕ) = 15°

Kohesi (C) = 5 kPa

Bahan struktur :

Mutu beton = 35 Mpa

Mutu baja tulangan = Baja tulangan > 12 mm : BJTD-40

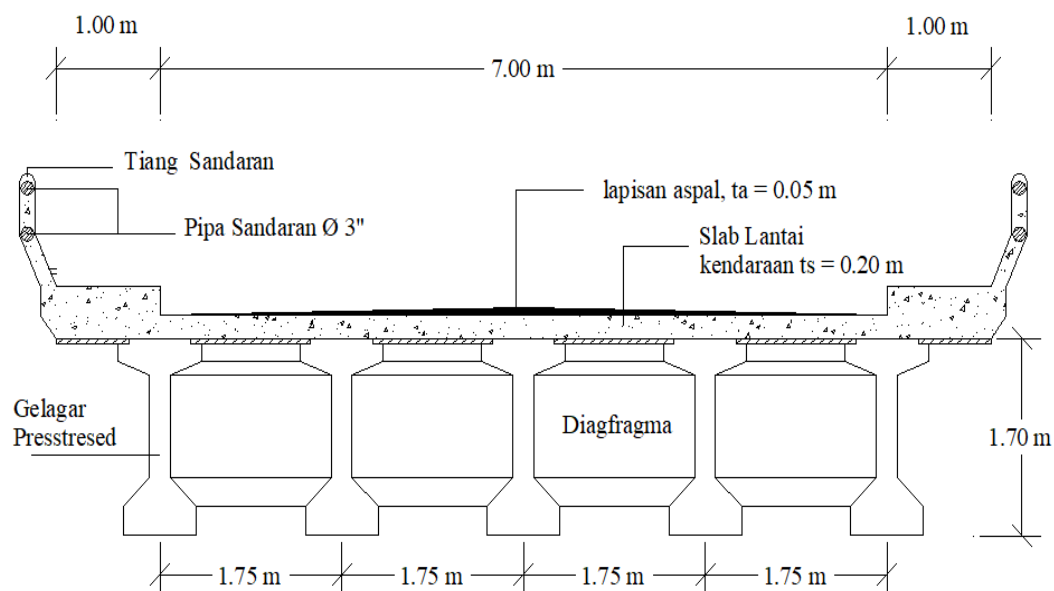
= Baja tulangan < 12 mm : BJTP-24

5.3.11 Analisis Beban Kerja

a. Berat sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*), adalah berat bahan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non struktural yang dipikul 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. 117 Gambar penampang jembatan

Tabel 5. 87 Berat sendiri struktur atas

No	Beban	Parameter				Berat	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n		
1	Pelat lantai	7	0.2	40	1	24	1344.00
2	<i>Deck slab</i>	1.15	0.07	40	4	24	309.12
3	Trotoar	1	0.2	40	2	24	384.00
4	Balok prategang			40	5	16.152	3230.40
5	Diafragma				28	15.388	430.864
6	Tiang sandaran				40	0.792	31.68
7	Pipa sandaran			40	2	0.114	9.12
Total berat sendiri bangunan atas , $W_{ms} =$							5739.18
Beban pada pilar karena bangunan atas = $(1/2 \times W_{ms}) =$							2869.59

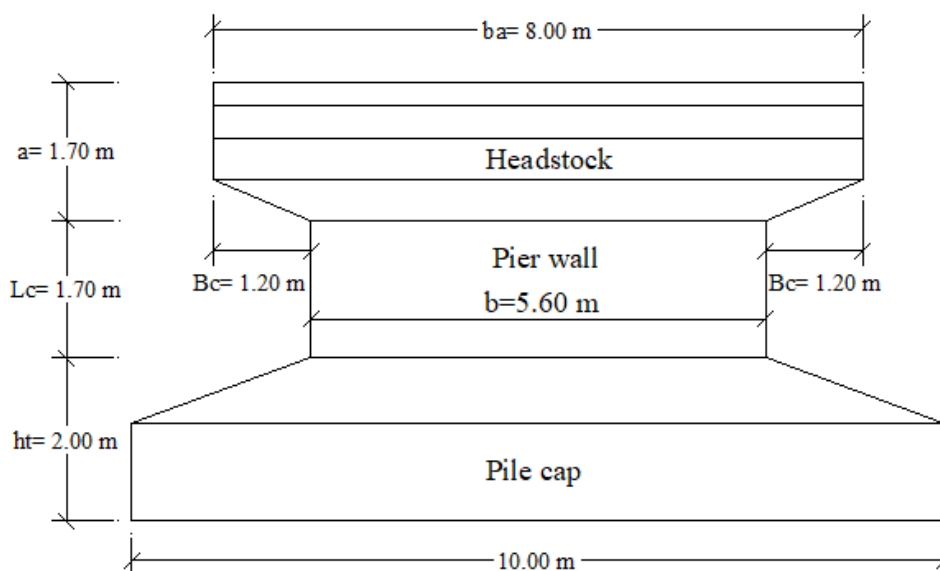
Letak titik berat struktur atas terhadap pondasi :

$$Z_a = h_t + L_c + a + \frac{h_a}{2}$$

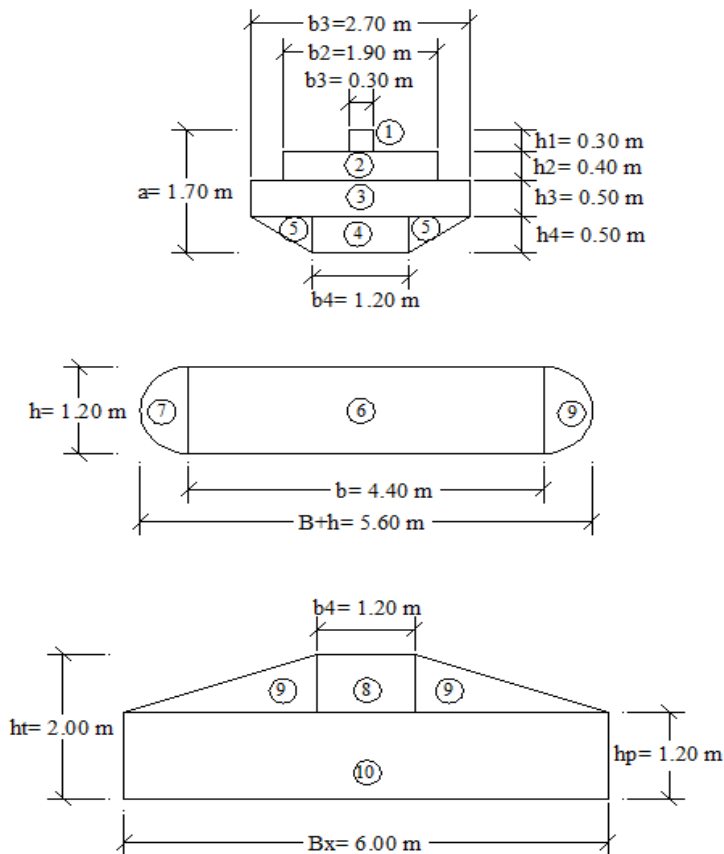
$$= 2.00 + 1.70 + 1.70 + \frac{3.10}{2}$$

$$= 6.95 \text{ m}$$

2) Berat sendiri struktur bawah jembatan



Gambar 5. 118 Pembagian bagian pilar



Gambar 5. 119 Pembagian bagian pilar

a) Berat *headstock*

Tabel 5. 88 Berat *headstock*

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan terhadap alas		Momen (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	shape		y	(m)	
1	0.3	0.3	8	1	17.28	a - h1/2	1.550	26.78
2	1.9	0.4	8	1	145.92	a - h1 - h2/2	1.200	175.10
3	2.7	0.5	8	1	259.20	h4 + h3/2	0.750	194.40
4	1.2	0.5	8	1	115.20	h4/2	0.250	28.80
5	1.5	0.5	8	1	144.00	2/3 x h4	0.333	48.00
Berat <i>headstock</i> ,				Wh =	681.60		Mh =	473.09

Letak titik berat terhadap alas :

$$y_h = M_h / W_h$$

$$= 473.09 / 681.60$$

$$= 0.69 \text{ m}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi :

$$\begin{aligned} z_h &= y_h + L_c + h_t \\ &= 0.69 + 1.70 + 2.00 \\ &= 4.39 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Berat *pier Wall*

Tabel 5. 89 Berat *pier wall*

No	Parameter berat bagian				Jumlah	Berat (kN)	Lengan y (m)	Momen statis (kNm)
	b	h	L	shape				
6	4.4	1.2	1.7	1.00	1	215.42	0.85	183.11
7		1.2	1.7	$1/2 \times \pi \times (h/2)^2$	2	46.12	0.85	39.20
Berat <i>pier wall</i>				$W_c =$	261.54		$M_c =$	222.31

Letak titik berat terhadap alas :

$$\begin{aligned} y_c &= M_c / W_c \\ &= 261.54 / 222.31 \\ &= 0.85 \text{ m} \end{aligned}$$

Letak titik berat terhadap dasar pondasi :

$$\begin{aligned} z_c &= y_c + h_t \\ &= 0.85 + 2.00 \\ &= 2.85 \text{ m} \end{aligned}$$

Luas penampang *pier wall* :

$$\begin{aligned} A &= (B \times h + \pi/4 \times h^2) \\ &= (4.40 \times 1.20 + \pi/4 \times 1.20^2) \\ &= 6.41 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Lebar ekivalen *pier wall* :

$$\begin{aligned} B_e &= A/h \\ &= 6.41 / 1.20 \\ &= 5.34 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Berat *pile cap*

Tabel 5. 90 Berat *pile cap*

No	Parameter berat bagian				Berat (kN)	Lengan terhadap alas		Momen statis (kNm)
	b	h	L (m)	shape		y	(m)	
8	1.2	0.8	10	1	230.40	$hp+(ht-hp)/2$	1.6	368.64
9	4.8	0.8	10	1	460.80	$hp+(ht-hp)/3$	1.5	675.84
10	6	2	10	1	1728.00	$hp/2$	0.6	1036.80
Berat pilecap				$W_p =$	2419.20		$M_p =$	2081.28

Letak titik berat alas :

$$\begin{aligned}
 y_p &= M_p/W_p \\
 &= 2081.28 / 2419.20 \\
 &= 0.86 \text{ m}
 \end{aligned}$$

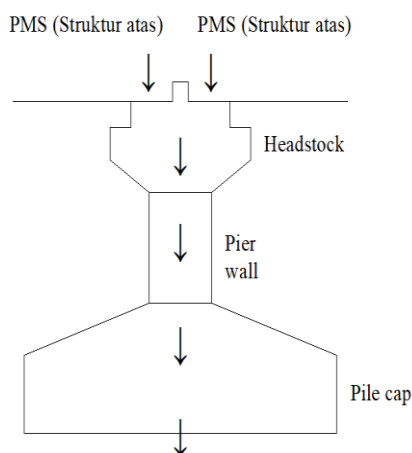
Letak titik berat terhadap pondasi dasar :

$$Z_p = y_p = 0.86 \text{ m}$$

d) Rekap berat sendiri struktur bawah

Tabel 5. 91 Rekapitulasi berat sendiri struktur bawah

No	Jenis Konstruksi	Berat (kN)
1	<i>Headstock</i>	681.60
2	<i>Pier wall</i>	261.54
3	<i>Pile cap</i>	2419.20
Berat total, Pms		3362.34



Gambar 5. 120 Berat sendiri pilar

3) Beban akibat berat sendiri (MS)

Tabel 5. 92 Beban akibat berat sendiri (MS)

No	Berat sendiri	Berat (kN)
1	Struktur atas	5739.18
2	Struktur bawah	3362.34
Beban berat sendiri pada pondasi Pms		9101.53
Beban berat sendiri pada dinding pilar Pms		6682.33

b. Beban mati tambahan (MA)

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.

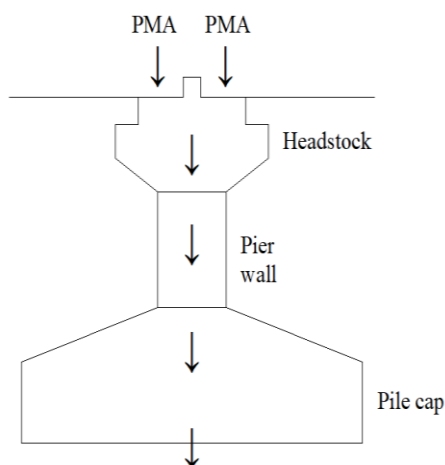
Tabel 5. 93 Beban mati tambahan (MA)

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Jumlah	W (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lapisan aspal	0.05	7	40	1	22	308.00
2	Air hujan	0.1	9	40	1	10	360.00
Beban mati tambahan pada pilar						PMA	668.80

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap pondasi :

$$Z_a = h_t + L_c + a + h_a/2$$

$$= 2.00 + 1.70 + 1.70 + \frac{3.10}{2} = 6.95 \text{ m}$$

**Gambar 5. 121 Beban mati tambahan**

c. Beban Lajur D (TD)

Beban lajur D terdiri dari beban terbagi merata, UDL (*Uniformly Distributed Load*) dan beban garis, KEL (*Knife edge Load*). UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada total L yang dibebani lalu-lintas dinyatakan dengan rumus :

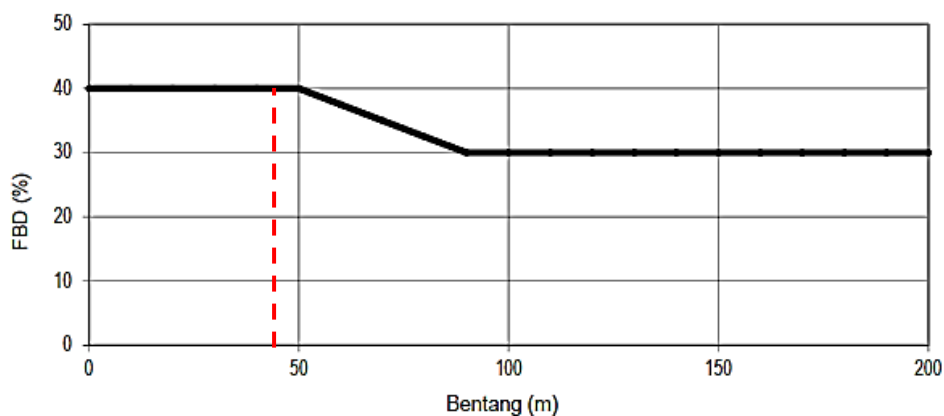
$$q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.0 (0.5 + 1.5/L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

$$L = 40 \text{ m, maka } q = 9,0 (0,5 + 15/40) = 7.88 \text{ kPa}$$

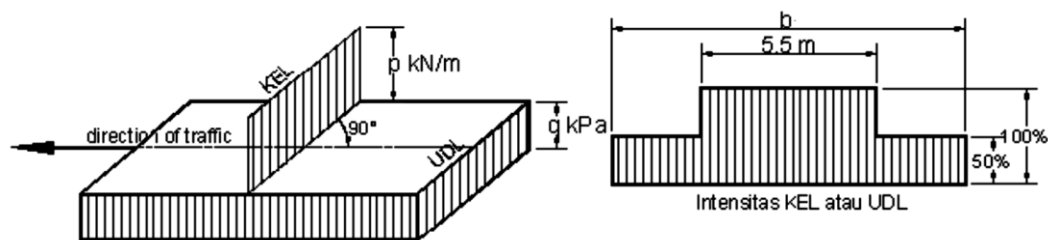
KEL mempunyai intensitas, $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis,



Gambar 5. 122 Faktor beban dinamis

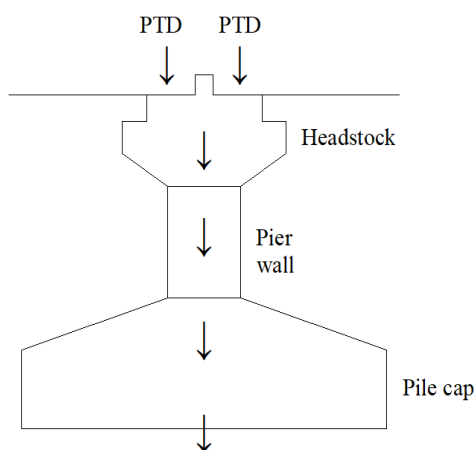
$L = 40 \text{ m}$; maka $FDB = 0.4$



Gambar 5. 123 Distribusi beban

Besar beban lajur “D” pada pier :

$$\begin{aligned} PTD &= q \times L \times (5.5 + b)/2 + P \times DLA \times (5.5 + b)/2 \\ &= 7.875 \times 40 \times (5.5 + 6)/2 + 49 \times 0.40 \times (5.5 + 6)/2 \\ &= 1923.950 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 124 Beban lajur 'D'

d. Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan mampu memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang mendukungnya.

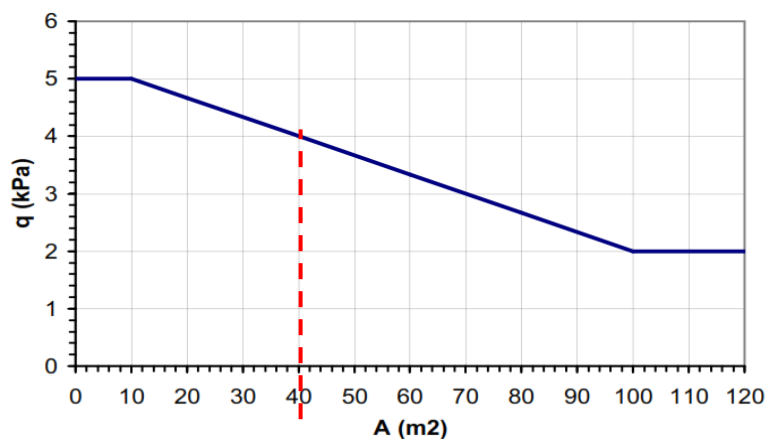
A = Luas bidang trotoar yang mendukungnya.

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$ $q = 5 \text{ Kpa}$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2$ $q = 5 - 0.033 \times (A - 10) \text{ Kpa}$

Untuk $A \geq 100 \text{ m}^2$ $q = 2 \text{ Kpa}$



Gambar 5. 125 Beban pendestrian pejalan kaki (TP)

Panjang bentang $L = 40.00 \text{ m}$

Lebar trotoar $b_2 = 1.00 \text{ m}$

Jumlah trotoar $n = 2$

Luas bidang trotoar yang didukung *abutment*,

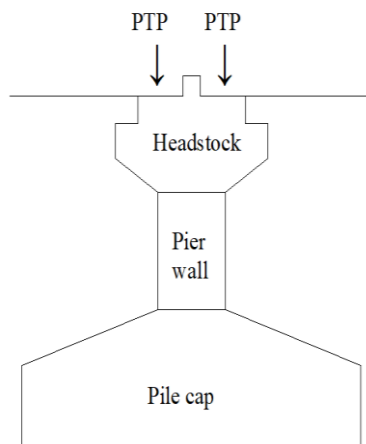
$$A = b_2 \times L/2 \times n = 1 \times 40 \times 2 = 80.00 \text{ m}^2$$

Beban merata pada pedestrian,

$$q = 5 - 0,0333 \times (A - 10) = 5 - 0,0333 \times (40 - 10) = 4,00 \text{ kPa}$$

Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki :

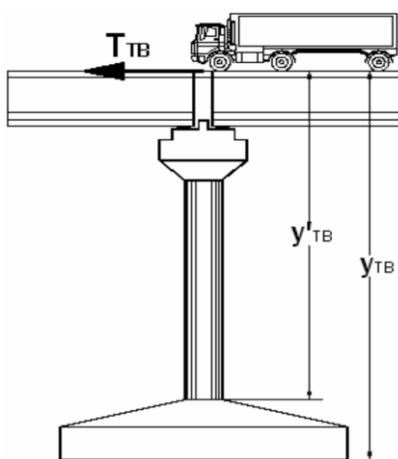
$$A \times q = 80,00 \times 4,00 = 320 \text{ kN}$$



Gambar 5. 126 Beban pejalan kaki

e. Gaya rem (TB)

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t).



Gambar 5. 127 Gaya rem

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 250 \quad \text{KN untuk } L_t \leq 80 \text{ m}$$

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 250 + 2,5 (L_t - 80) \text{ KN untuk } 80 < L_t < 180 \text{ m}$$

$$\text{Gaya rem, } T_{TB} = 500 \quad \text{KN untuk } L_t \geq 180 \text{ m}$$

Untuk $L_t = 40.00 \text{ m}$

Gaya rem ITB = 250 kN

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} Y_{TB} &= h_t + L_c + a + h_b \\ &= 2.00 + 1.70 + 1.70 + 1.70 \\ &= 7.10 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 250 \times 7.10 = 1775 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *pier wall*,

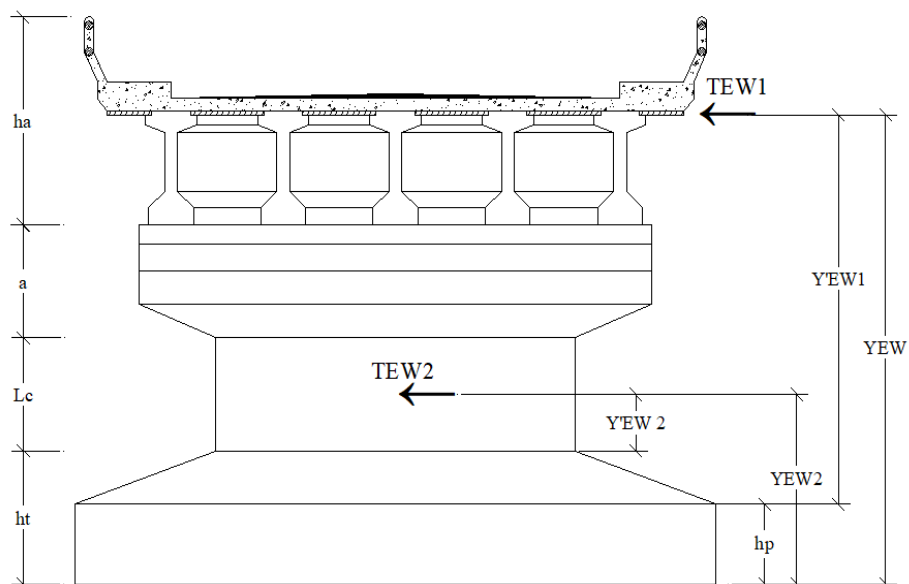
$$\begin{aligned} Y'_{TB} &= L_c + a + h_b \\ &= 1.7 + 1.7 + 1.7 = 5.10 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat gaya rem,

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y'_{TB} \\ &= 250 \times 5.10 = 1275 \text{ kNm} \end{aligned}$$

f. Beban angin (EW)

1) Beban angin Y (arah melintang jembatan)



Gambar 5. 128 Beban angin arah y

Gaya akibat angin dihitung dengan rumus :

$$TEW = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b$$

C_w = Koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = luas bidang samping jembatan (m^2)

$C_w = 1.25$

$V_w = 35$ m/det

Panjang bentang, $L = 40$ m

Tinggi bidang samping struktur atas, $h_a = 3.10$ m

$$A_b = L \times h_a = 40/2 \times 3.10 = 124 \text{ m}^2$$

Beban angin pada struktur atas :

$$\begin{aligned} TEW1 &= 0.0006 \times C_w \times V_w \times A_b \\ &= 0.0006 \times 1.25 \times 35 \times 130 \\ &= 113.93 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar pondasi

$$\begin{aligned} YEW1 &= h_t + L_c + a + h_a/2 \\ &= 2.00 + 1.70 + 1.70 + \frac{3.10}{2} \\ &= 6.95 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat angin atas

$$\begin{aligned} MEW1 &= TEW1 \times YEW1 \\ &= 113.93 \times 6.95 \\ &= 791.78 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *pier wall* :

$$\begin{aligned} Y'EW1 &= L_c + a + h_a/2 \\ &= 1.70 + 1.70 + \frac{3.10}{2} \\ &= 4.95 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat angin atas

$$\begin{aligned} M'EW1 &= TEW1 \times Y'EW1 \\ &= 113.93 \times 4.95 \\ &= 563.93 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi bidang samping struktur bawah} &= Lc + a \\
 &= 1.70 + 1.70 \\
 &= 3.40 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ab2 &= h \times (Lc + a) \\
 &= 1.20 \times 3.40 \\
 &= 4.08 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur bawah :

$$\begin{aligned}
 TEW2 &= 0.0006 \times Cw \times (Vw)^2 \times Ab2 \\
 &= 0.0006 \times 1.25 \times (35)^2 \times 8.16 \\
 &= 3.75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned}
 YEW2 &= ht + (Lc + a)/2 \\
 &= 2.00 + (1.70 + 1.70)/2 \\
 &= 3.70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin bawah

$$\begin{aligned}
 MEW2 &= TEW2 \times YEW2 \\
 &= 3.75 \times 3.70 \\
 &= 13.87 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Lengan terhadap dasar *pier wall*

$$\begin{aligned}
 Y'EW2 &= (Lc + a)/2 \\
 &= (1.70 + 1.70)/2 \\
 &= 1.70 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat angin bawah

$$\begin{aligned}
 M'EW2 &= TEW2 \times Y'EW2 \\
 &= 3.75 \times 1.70 \\
 &= 6.37 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Total gaya akibat beban angin

$$\begin{aligned}
 TEW &= TEW1 + TEW2 \\
 &= 113.93 + 3.75 \\
 &= 117.67 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Total momen pada pondasi akibat beban angin

$$\begin{aligned} MEW &= MEW1 + MEW2 \\ &= 791.78 + 13.87 \\ &= 805.65 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Total momen pada *pier wall* akibat beban angin

$$\begin{aligned} MEW &= M'EW1 + M'EW2 \\ &= 563.93 + 6.37 \\ &= 570.30 \text{ kNm} \end{aligned}$$

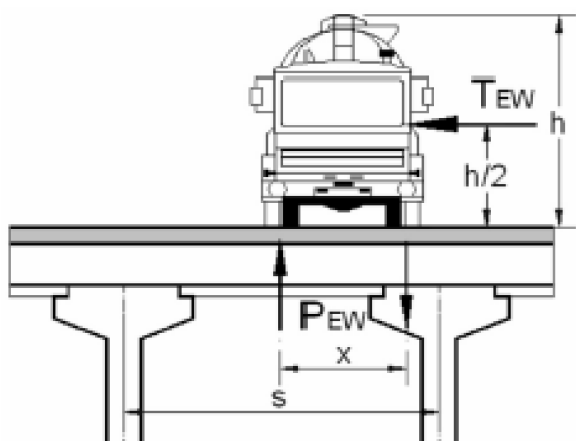
Beban garis merata tambahan arah horizontal yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$\begin{aligned} TEW &= 0,0012 \times C_w \times (V_w)^2 \\ &= 0,0012 \times 1,25 \times (35)^2 \\ &= 1.84 \text{ kN} \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping jembatan dengan tinggi 2.00 m di atas lantai jembatan, $h = 2.00$ m dan jarak antar roda kendaraan, $x = 0.875$

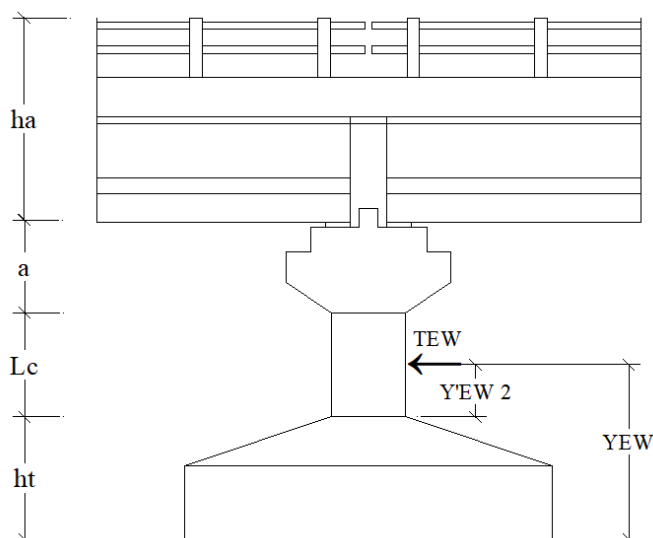
Gaya pada pilar akibat transfer beban angin ke lantai jembatan :

$$\begin{aligned} PEW &= (1/2 \times h / x) \times TEW \times L \\ &= (1/2 \times 2) / 0.875 \times 1.84 \times 40 \\ &= 84 \text{ kN} \end{aligned}$$



Gambar 5. 129 Beban angin yang meniup kendaraan

2) Beban angin arah x (memanjang jembatan)



Gambar 5. 130 Beban angin arah x

Ukuran bidang *pier* yang ditiup angin

$$\text{Tinggi} : Lc + a = 1.70 + 1.70 = 3.40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar} : (B + h) = 5.60 \text{ m}$$

Luas bidang *pier* yang ditiup angin :

$$\begin{aligned} Ab &= (B + h) \times (Lc + a) \\ &= (5.60) \times (3.40) \\ &= 19.04 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban angin pada struktur atas :

$$\begin{aligned} TEW &= 0,0006 \times Cw \times (Vw)^2 \times Ab \\ &= 0,0006 \times 1,25 \times (35)^2 \times 19.04 \\ &= 17.49 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEW &= ht + (Lc + a)/2 \\ &= 2,00 + (1.70 + 1.70) / 2 \\ &= 3.70 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin

$$\begin{aligned} MEW &= TEW \times YEW \\ &= 17.49 \times 3.70 \\ &= 64.72 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EW &= (Lc + a) / 2 \\ &= (1.70 + 1.70) / 2 \\ &= 1.70 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat beban angin

$$\begin{aligned} MEW &= TEW \times Y'EW \\ &= 17.49 \times 1.70 \\ &= 29.74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

g. Aliran air

1) Gaya geser arah Y (arah melintang)

Gaya seret pada pier akibat aliran air dihitung dengan rumus :

$$TEF = 0.5 \times CD \times Va^2 \times AD \text{ (SNI 1725:2016 pasal 9.4)}$$

CD = koefisien seret, CD = 0.7

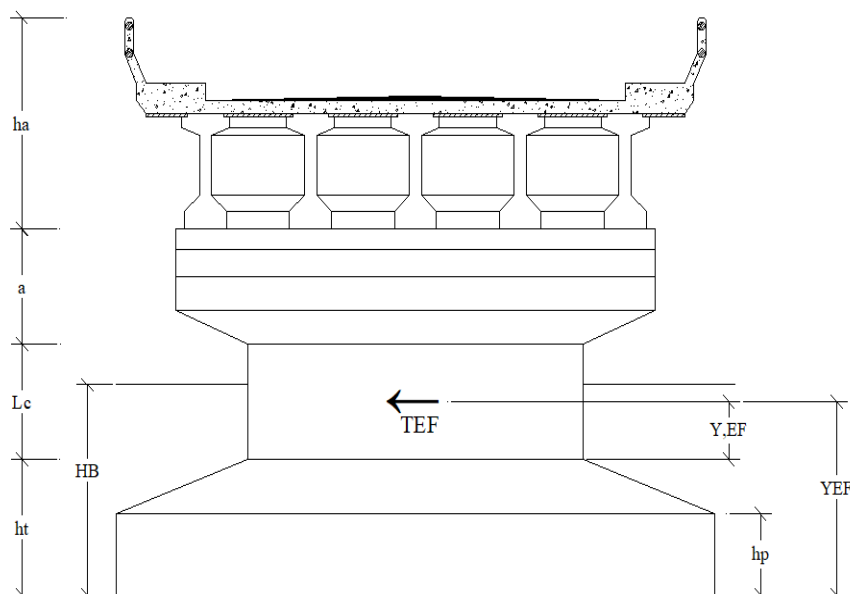
Vs = kecepatan aliran rata-rata saat banjir dengan periode ulang tertentu
(m/detik) = 3,0 m/detik

AD = luas proyeksi *pier* tegak lurus arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air banjir (m²)

Sudut arah aliran terhadap *pier* (θ) = 10°

Kedalaman air banjir (Hb) = 3.10 m

Lebar *pier* tegak lurus aliran (h) = 1.20 m



Gambar 5. 131 Gaya seret arah y

Luas proyeksi *pier* tegak lurus aliran

$$\begin{aligned} AD &= Hb \times (h/\cos \theta) \\ &= 3.10 \times (1.20 / \cos 10) \\ &= 3.78 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya pada *pier* akibat aliran air

$$\begin{aligned} TEF &= 0.5 \times CD \times Vs^2 \times Ad \\ &= 0.5 \times 0.70 \times 3.00^2 \times 3.78 \\ &= 11.90 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEF &= Hb/2 + ht \\ &= 3.1 / 2 + 2,0 \\ &= 3.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat aliran air

$$\begin{aligned} MEF &= TEF \times YEF \\ &= 11.90 \times 3.55 \\ &= 42.24 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EF &= Hb / 2 \\ &= 3.10 / 2 \\ &= 1.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat air

$$\begin{aligned} MEF &= TEF \times Y'EF \\ &= 11.90 \times 1.55 \\ &= 18.44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

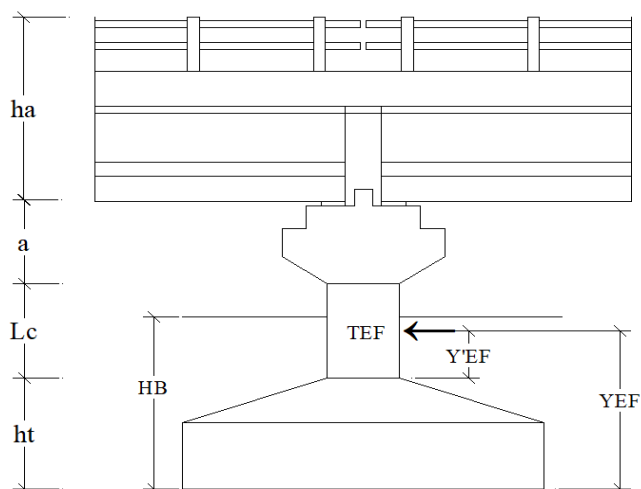
2) Gaya angkat arah x (arah memanjang jembatan)

Karena *pier* membentuk θ terhadap aliran, maka harus diperhitungkan gaya angkat yang arahnya tegak lurus terhadap gaya seret dengan rumus :

$$TEF = 0.5 \times CL \times VS^2 \times AL \text{ (SNI 1725:2016 pasal 9.4)}$$

$$CL = \text{Koefisien angkat} = 0.9$$

AL = Luas proyeksi pilar sejajar arah aliran dengan tinggi sama dengan kedalaman air banjir (m^2)



Gambar 5. 132 Gaya angkat arah x

Lebar pilar sejajar aliran = $(B + h) = 5.60$ m

Luas proyeksi *pier* sejajar aliran :

$$\begin{aligned} AL &= Hb \times (B + h) / \cos \theta \\ &= 3.10 \times 5.60 / \cos 10^\circ \\ &= 17.63 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya angkat *pier*

$$\begin{aligned} TEF &= 0.5 \times CL \times VS^2 \times AL \\ &= 0.5 \times 0.90 \times 3.0^2 \times 17.63 \\ &= 71.39 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEF &= Hb/2 + ht \\ &= 3.1/2 + 2.00 \\ &= 3.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada pondasi akibat aliran air

$$\begin{aligned} MEF &= TEF \times YEF \\ &= 71.39 \times 3.55 \\ &= 253.44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EF &= Hb/2 \\ &= 3.1/2 \\ &= 1.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat aliran air

$$\begin{aligned} \text{MEF} &= \text{TEF} \times Y'_{\text{EF}} \\ &= 71.39 \times 1.55 \\ &= 110.66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

h. Benda hanyutan dan tumbukan dengan kayu

1) Benda hanyutan

$$\text{TEF} = 0.5 \times \text{CD} \times \text{VS}^2 \times \text{A}'\text{D} \text{ (SNI 1725:2016 pasal 9.4)}$$

$$\text{CD} = 1.04$$

$$\text{A}'\text{D} = \text{Luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (m}^2\text{)}$$

$$\text{Kedalaman benda hanyutan (dibawah muka air banjir) Dh} = 1.20 \text{ m}$$

Lebar benda hanyutan,

$$\text{Bh} = \text{L}/2 = 40/2 = 20 \text{ m}$$

$$\text{A}'\text{D} = \text{Bh} \times \text{Dh} / \cos \theta$$

$$= 20 \times 1.20 / \cos 10^\circ$$

$$= 24.37 \text{ m}^2$$

Gaya akibat benda hanyutan

$$\begin{aligned} \text{TE} &= 0.5 \times \text{CD} \times \text{VS}^2 \times \text{A}'\text{D} \\ &= 0.5 \times 1.04 \times 3,00^2 \times 24.37 \\ &= 144.05 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Tumbukan dengan batang kayu

$$\text{TEF} = (\text{M} \times (\text{Vs})^2)/\text{d} \text{ (SNI 1725:2016 Pasal 9.4)}$$

$$\text{M} = \text{massa batang kayu} = 2.00 \text{ ton}$$

$$\text{Vs} = \text{kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir (m/det)} = 4.20 \text{ m/det}$$

$$\text{d} = \text{lendutan elastis ekivalen, d} = 0.075 \text{ m}$$

Gaya akibat tumbukan dengan kayu

$$\begin{aligned} \text{TE} &= (\text{M} \times (\text{Vs})^2)/\text{d} \\ &= 2.00 \times (4.20)^2/0.075 \\ &= 470.40 \text{ Kn} \end{aligned}$$

3) Gaya dan momen

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

$$TEF = 470.40 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEF &= Hb - Dh/2 + ht \\ &= 3.10 - 1.20/2 + 2,00 \\ &= 4.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pondasi akibat aliran air

$$\begin{aligned} MEF &= TEF \times YEF \\ &= 470.40 \times 4.50 \\ &= 2116.80 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EF &= Hb - Dh/2 \\ &= 3.10 - 1.20/2 \\ &= 2.50 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada *pier wall* akibat aliran air

$$\begin{aligned} MEF &= TEF \times Y'EF \\ &= 470.40 \times 2.50 \\ &= 1176 \text{ kNm} \end{aligned}$$

i. Beban gempa (EQ) Beban gempa statik *ekivalen*

Beban gempa rencana dihitung dengan rumus $TEQ = Kh \times I \times Wt$

Dengan $Kh = C \times S$

TEQ = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

Kh = koefisien beban gempa horizontal

I = faktor kepentingan

Wt = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan

C = koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar, kondisi tanah

S = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (*daktilitas*) dari struktur jembatan

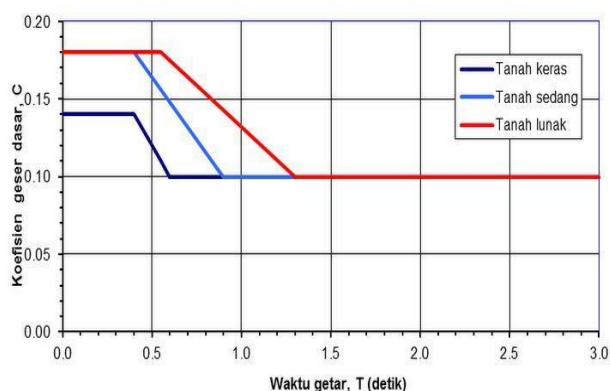
Waktu getar struktur dihitung dengan rumus :

$$T = 2 \times \pi \times \sqrt{(Wt/g \times Kp)}$$

g = percepatan gravitasi (9,8 m/detik²)

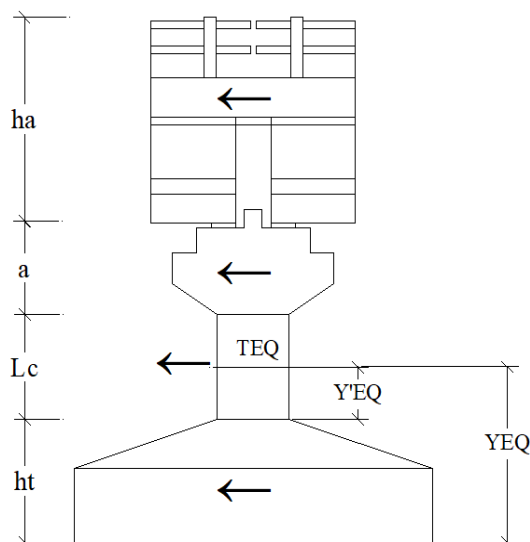
Kp = Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kNm)

Hubungan antara waktu getar dan koefisien geser dasar untuk kondisi tanah tertentu dan wilayah gempa 3 :



Gambar 5. 133 Koefisien geser dasar C

1) Beban gempa arah x (arah memanjang jembatan)



Gambar 5. 134 Beban gempa arah memanjang

Luas penampang *pier wall*

$$A = (B \times h + \pi/4 \times h^2)$$

$$= (4.40 \times 1.20 + 3.14/4 \times 1.20^2) = 6.41 \text{ m}^2$$

Tebal penampang *pier wall*, $h = 1.20$ m

Lebar penampang *pier wall* ekuivalen,

$$\begin{aligned} Be &= A/h \\ &= 6.41/1.20 \\ &= 5.34 \text{ m} \end{aligned}$$

Tinggi *pier wall*, $L_c = 1.70$ m

Inersia penampang *pier wall*,

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times b_e \times h^3 \\ &= 1/12 \times 5.34 \times 1.2^3 \\ &= 0.77 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton, $f_c' = 24.90$ Mpa

Modulus elastisitas beton,

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times f_c' \\ &= 4700 \times 24.90 \\ &= 23452.95 \text{ Mpa} \\ &= 23452952.91 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan *pier wall*,

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \times E_c \times I_c / L_c^3 \\ &= 3 \times 23452952.91 \times 0.77 / 1.70^3 \\ &= 11017352.38 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Percepatan gravitasi (g) = 9.81 m/det²

Berat sendiri struktur atas (PMS) = 5739.18 kN

Berat sendiri *head stock* = 681.60 kN

Berat sendiri *pier wall* = $1/2 \times (\text{PMS } \textit{pier wall})$
 $= 1/2 \times 261.54$
 $= 130.77 \text{ kN}$

Beban mati tambahan (PMA) = 668.00 kN

Beban total struktur (W_t) = PMS (total) + PMA
 $= (5739.18 + 681.60 + 130.77) + 668.00$
 $= 7219.56 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Waktu getar alami struktur, } T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times Kp}} \\ &= 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{7190.18}{9.81 \times 11017352.38}} \\ &= 0.051 \text{ detik} \end{aligned}$$

Kondisi tanah termasuk tanah sedang (medium). Lokasi di wilayah gempa 3. Dari kurva koefisien geser dasar diperoleh :

$$\text{Koefisien geser dasar } C = 0.18$$

$$S = 1.0 \times F$$

$$\text{Dengan } F = 1.25 - 0.025 \times n = 1.25 - 0.025 \times 1 = 1.225$$

$$S = 1.0 \times 1.225 = 1.225$$

$$\text{Koefisien beban gempa horizontal, } K_h = C \times S = 0.18 \times 1.225 = 0.221$$

Untuk jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan /hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan dimana tidak ada rute alternatif, maka diambil faktor kepentingan $I = 1.00$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa TEQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.221 \times 1.00 \times W_t \\ &= 0.221 \cdot W_t \end{aligned}$$

Distribusi beban gempa pada *pier* sebagai berikut :

Tabel 5. 94 Distribusi beban gempa pada *pier*

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T-EQ (kN)	lengan thd fond	Z (m)	TEQ x Z (kNm)
1	Berat sendiri struktur	5739.18	1265.49	Za	6.95	8795.16
2	Beban mati tambahan	668.00	147.29	Za	6.95	1023.69
3	Berat sendiri <i>headstock</i>	681.60	150.29	Zh	4.39	660.40
4	Berat sendiri dinding	261.54	57.67	Zc	2.85	164.36
5	Berat sendiri <i>pile cap</i>	9616.20	2120.37	Zp	0.86	1824.19
Gaya pada pondasi akibat		TEQ =	3741.12		MEQ =	12467.80

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} \text{YEQ} &= \text{MEQ} / \text{TEQ} \\ &= 12467.80 / 3741.12 \\ &= 3.33 \text{ m} \end{aligned}$$

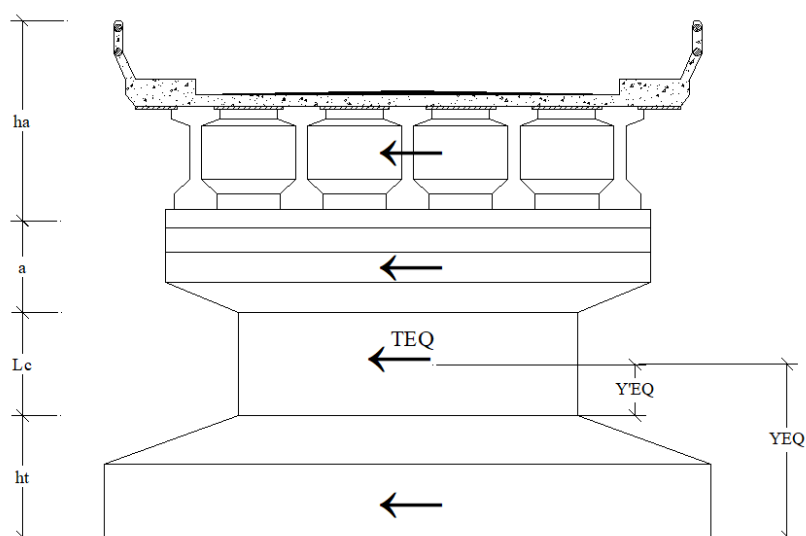
Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EQ &= YEQ - ht \\ &= 3.33 - 2.00 \\ &= 1.33 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen *pier wall* akibat beban gempa

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times Y'EQ \\ &= 3741.12 \times 1.33 \\ &= 4985.56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

2) Beban gempa arah y (arah melintang jembatan)



Gambar 5. 135 Beban gempa arah memanjang

Inersia penampang *pier wall*,

$$\begin{aligned} I_c &= 1/12 \times h \times B_e^3 \\ &= 1/12 \times 1.20 \times 5.34^3 \\ &= 15.25 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

Mutu beton, $f_c' = 24.90 \text{ Mpa}$

Modulus elastisitas beton,

$$\begin{aligned} E_c &= 4700 \times f_c' \\ &= 4700 \times 24.90 \\ &= 23452.95 \text{ Mpa} \\ &= 23452952.91 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Nilai kekakuan,

$$\begin{aligned} K_p &= 3 \times E_c \times I_c / L_c^3 \\ &= 3 \times 23452952.91 \times 15.25 / 1.70^3 \\ &= 218373633.15 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Waktu getar alami struktur,

$$\begin{aligned} T &= 2 \times \pi \times \sqrt{\frac{Wt}{g \times K_p}} \\ &= 2 \times 3.14 \times \sqrt{\frac{7297.790}{9.81 \times 218373633.15}} \\ &= 0.012 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dari kurva koefisien geser dasar diperoleh :

Koefisien geser dasar, $C = 0.18$

$S = 1.0 \times F$

Dengan $F = 1.25 - 0.025 \times n = 1.25 - 0.025 \times 1 = 1.225$

$S = 1.0 \times 1.225 = 1.225$

Koefisien beban gempa horisontal,

$K_h = C \times S = 0.18 \times 1.225 = 0.221$

Faktor kepentingan, $I = 1$

$$\begin{aligned} \text{Gaya gempa TEQ} &= K_h \times I \times W_t \\ &= 0.221 \times 1 \times W_t \\ &= 0.221 W_t \end{aligned}$$

Distribusi beban gempa pada *pier* sebagai berikut :

Tabel 5. 95 Distribusi beban gempa pada pier

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	TEQ (kN)	lengan thd fond	Z (m)	TEQ x Z (kNm)
1	Berat sendiri struktur	5739.18	1265.49	Za	6.95	8795.16
2	Beban mati tambahan	668.00	147.29	Za	6.95	1023.69
3	Berat sendiri <i>headstock</i>	681.60	150.29	Zh	4.39	660.40
4	Berat Sendiri <i>Pierwall</i>	261.54	57.67	Zc	2.85	164.36
5	Berat sendiri <i>pile cap</i>	9616.20	2120.37	Zp	0.86	1824.19
Gaya pada pondasi akibat		TEQ =	3741.12		MEQ =	12467.80

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEQ &= MEQ / TEQ \\ &= 12467.80 / 3741.12 \\ &= 3.33 \text{ m} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EQ &= YEQ - ht \\ &= 3.33 - 2.00 \\ &= 1.33 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen *pier wall* akibat beban gempa

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times Y'EQ \\ &= 3741.12 \times 1.33 \\ &= 4985.56 \text{ kNm} \end{aligned}$$

c) Tekanan air lateral akibat gempa

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan air pada *pier* (jenis dinding) dihitung dengan rumus :

$$TEQ = 0,58 \times Kh \times I \times Ww \times Bp \times Hr^2$$

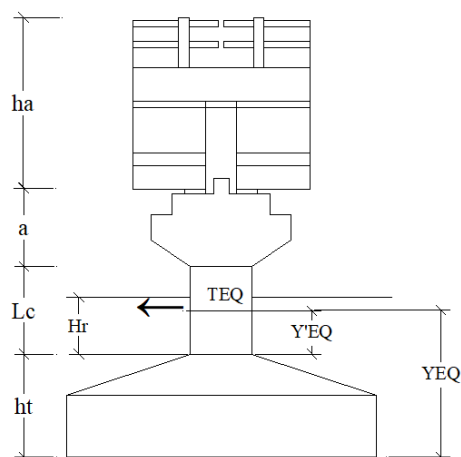
$$Ww = \text{berat volume air} = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$Hr = \text{kedalaman air rata-rata} = 1.10 \text{ m}$$

$$Bp = \text{lebar } pier \text{ yang ditinjau} = 2.00 \text{ m}$$

$$Kh = 0.221$$

$$I = 1$$



Gambar 5. 136 Tekanan air akibat gempa arah memanjang

Lebar *pier* memanjang jembatan,

$$\begin{aligned} B_p &= (B + h) \\ &= (4.40 + 1.20) \\ &= 5.60 \text{ m} \end{aligned}$$

Tekanan air lateral,

$$\begin{aligned} TEQ &= 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r^2 \\ &= 0.58 \times 0.221 \times 1.00 \times 10 \times 5.60 \times 1.10^2 \\ &= 8.67 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi

$$\begin{aligned} YEQ &= H_r/2 + h_t \\ &= 1.10 / 2 + 2.00 \\ &= 2.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pondasi akibat tekanan air :

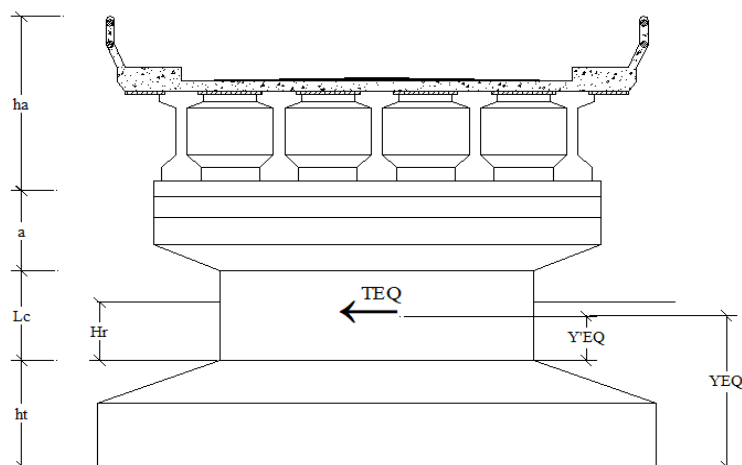
$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times YEQ \\ &= 8.67 \times 2.25 \\ &= 22.10 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EQ &= H_r/2 \\ &= 1.10/2 \\ &= 0.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen *pier wall* akibat telanan air lateral :

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times Y'EW \\ &= 8.67 \times 0.55 \\ &= 4.77 \text{ kNm} \end{aligned}$$



Gambar 5. 137 Tekanan air akibat gempa arah melintang

Lebar *pier* arah memanjang jembatan,

$$B_p = 1.20 \text{ m}$$

Tekanan air lateral,

$$\begin{aligned} TEQ &= 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r^2 \\ &= 0.58 \times 0.221 \times 1 \times 10 \times 1.2 \times 1.10^2 \\ &= 1.86 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$\begin{aligned} YEQ &= 1.10/2 + h_t \\ &= 1.10/2 + 2.00 \\ &= 2.25 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pondasi akibat tekanan air :

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times YEQ \\ &= 1.86 \times 2.25 \\ &= 4.74 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Lengan terhadap *pier wall*

$$\begin{aligned} Y'EQ &= H_r/2 \\ &= 1.10/2 \\ &= 0.55 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen *pier wall* akibat tekanan air lateral :

$$\begin{aligned} MEQ &= TEQ \times Y'EQ \\ &= 1.86 \times 0.55 \\ &= 1.02 \text{ kNm} \end{aligned}$$

j. Gaya gesek (FB) dan pengaruh temperatur (ET)

Gaya gesek pada perletakan bergerak (T FB) maupun gaya yang ditimbulkan oleh perbedaan temperatur (TET) resultan gayanya = 0 (saling meniadakan), sehingga gaya -gaya tersebut tidak diperhitungkan dalam analisis *pier*/pilar.

Tabel 5. 96 Rekap beban kerja pada *pier*

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
B	Beban lalu - lintas						
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB		250.00		887.50	
C	Aksi lingkungan						
6	Beban Angin	EW		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2116.80
8	Aliran Air	EF	84.00	17.49	117.67	64.72	805.65
9	Beban gempa	EQ		3741.12	3741.12	12467.80	12467.80
10	Tekanan air gempa	EQ		8.67	1.86	22.10	4.74

Tabel 5. 97 Kombinasi 1

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
B	Beban lalu - lintas						
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB					
C	Aksi lingkungan						
6	Beban Angin	EW					

Tabel 5. 95 Kombinasi 1 (Lanjutan)

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horisontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
7	Hanyutan/Tumbukan	EF					
8	Aliran Air	EF					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			12013.48				

Tabel 5. 98 Kombinasi 2

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
B	Beban lalu - lintas						
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB					
C	Aksi lingkungan						
6	Beban Angin	EW		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2116.80
8	Aliran Air	EF					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			12013.48	71.39	482.30	253.44	2159.04

Tabel 5. 99 Kombinasi 3

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				

Tabel 5. 100 Kombinasi 3 (Lanjutan)

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
B	Beban lalu - lintas						
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB		250.00		887.50	
C	Aksi lingkungan						
6	Beban Angin	EW		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		2116.80
8	Aliran Air	EF	84.00	17.49	117.67	64.72	805.65
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			12097.48	338.89	599.97	1205.67	2964.69

Tabel 5. 101 Kombinasi 4

Rekap beban kerja pada pilar			Vertikal	Horizontal		Momen	
No.	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
A.	Aksi tetap						
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
B	Beban lalu - lintas						
3	Beban lajur "D"	TD					
4	Beban pedestrian	TP					
5	Gaya rem	TB					
C	Aksi lingkungan						
6	Beban Angin	EW					
7	Hanyutan/Tumbukan	EF					
8	Aliran Air	EF					
9	Beban gempa	EQ		3741.12	3741.12	12467.80	12467.80
10	Tekanan air gempa	EQ		8.67	1.86	22.10	4.74
			9769.53	3749.79	3742.98	12489.90	12472.54

Tabel 5. 102 Rekap kombinasi beban untuk perencanaana tegangan kerja

No	Kombinasi Beban	Tegangan berlebihan	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	12013.48	0.00	0.00	0.00	0.00
2	Kombinasi 2	25%	12013.48	71.39	482.30	253.44	2159.04
3	Kombinasi 3	40%	12097.48	338.89	599.97	1205.67	2964.69
4	Kombinasi 4	50%	9769.53	3749.79	3742.98	12489.90	12472.54

5.3.12 Kontrol Stabilitas Guling

a. Kontrol stabilitas guling

1) Stabilitas guling arah X memanjang jembatan

Letak titik A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi :

$$B_x/2 = 6.00/2 = 3.00 \text{ m}$$

K = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

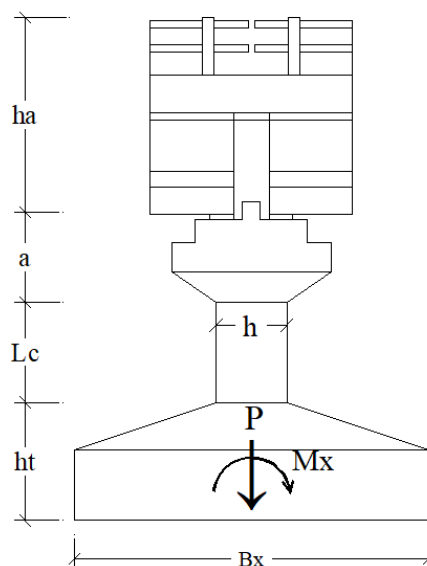
M_x = momen penyebab guling

Momen penahan guling :

$$M_p = P \times (6.00 / 2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling :

$$SF = M_p/M_x \text{ harus } \geq 2.20$$



Gambar 5. 138 Momen penahan guling terhadap arah X

Tabel 5. 103 Kontrol stabilitas guling arah memanjang

No	Jenis kombinasi	tegangan berlebih (%)	Vertikal P	Mx (kN)	Mpx (kN)	Sf	ket
1	Kombi 1	0	12013.48	0.00	36040.43		
2	Kombi 2	25	12013.48	253.44	45050.54	177.75	> 2.2 OK
3	Kombi 3	40	12097.48	1205.67	50809.41	42.14	> 2.2 OK
4	Kombi 4	50	9769.53	12489.90	43962.88	3.52	> 2.2 OK

2) Stabilitas guling arah melintang jembatan

Letak titik A (ujung pondasi) terhadap pusat pondasi :

$$By = 10.00/2 = 5.00 \text{ m}$$

K = persen kelebihan bahan yang diijinkan (%)

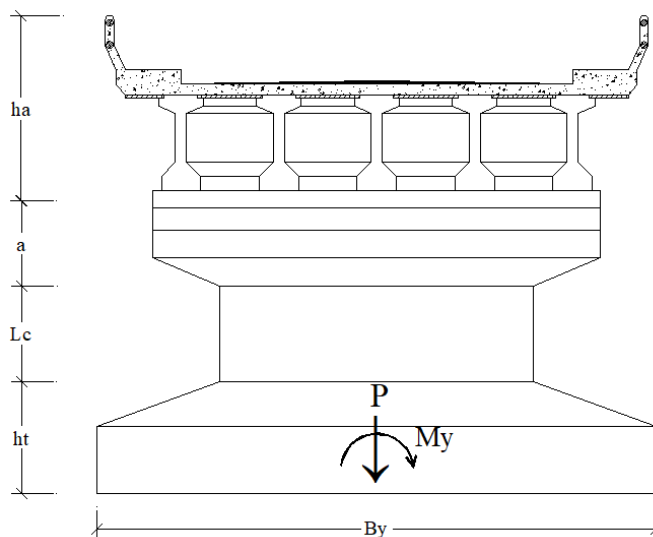
My = momen penyebab guling

Momen penahan guling :

$$Mp = (P \times 10.00 / 2) \times (1 + k)$$

Angka aman terhadap guling :

$$Mp = Mp/My \text{ harus } \geq 2,2$$



Gambar 5. 139 Momen penahan guling terhadap arah Y

Tabel 5. 104 Kontrol stabilitas guling arah melintang

No	Jenis kombinasi	tegangan berlebih (%)	Vertikal P	My (kN)	Mpy (kN)	Sf	ket
1	Kombi 1	0	12013.48	0.00	60067.39		
2	Kombi 2	25	12013.48	2159.04	75084.24	34.78	> 2.2 OK
3	Kombi 3	40	12097.48	2964.69	84682.35	28.56	> 2.2 OK
4	Kombi 4	50	9769.53	12472.54	73271.46	5.87	> 2.2 OK

b. Kontrol stabilitas geser

1) Stabilitas geser arah memanjang jembatan

Parameter tanah dasar pile cap :

Sudut gesek (ϕ) = 15°

Kohesi (C) = 5 kPa

Ukuran dasar *pile cap* :

Bx = 6.00 m

By = 10.00 m

K = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

Tx = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$H = (C \times Bx \times By + P \times \tan \phi) \times (1 + k)$ harus ≥ 1.1

Tabel 5. 105 Kontrol stabilitas geser arah memanjang

No	Kombinasi Beban	k	Tx (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Ket
1	Kombinasi 1	0%		11954.73	3503.26		
2	Kombinasi 2	25%	71.39	11954.73	4379.07	61.34	> 1.1 OK
3	Kombinasi 3	40%	338.89	12038.73	4936.07	14.57	> 1.1 OK
4	Kombinasi 4	50%	3736.83	9710.78	4352.99	1.16	> 1.1 OK

2) Stabilitas geser arah melintang jembatan

Parameter tanah dasar *pile cap* :

Sudut gesek (ϕ) = 15°

Kohesi (C) = 5 kPa

Ukuran dasar *pile cap* :

$$B_x = 6.00 \text{ m}$$

$$B_y = 10.00 \text{ m}$$

K = persen kelebihan beban yang diijinkan (%)

T_x = gaya penyebab geser

Gaya penahan geser :

$$H = (C \times B_x \times B_y + P \times \tan \phi) \times (1 + k) \text{ harus } \geq 1,1$$

Tabel 5. 106 Kontrol stabilitas geser arah melintang

No	Kombinasi Beban	k	T _x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF	Keterangan
1	Kombinasi 1	0%		12013.48	3519.00		
2	Kombinasi 2	25%	482.30	12013.48	4398.75	9.12	> 1.1 OK
3	Kombinasi 3	40%	599.97	12097.48	4958.11	8.26	> 1.1 OK
4	Kombinasi 4	50%	3742.98	9769.53	4376.61	1.17	> 1.1 OK

Angka aman (SF) untuk stabilitas geser diambil 50% dari angka aman untuk stabilitas guling, dengan anggapan bahwa 50% gaya lateral didukung oleh pondasi tiang pancang.

5.3.13 Analisis Beban Ultimit

a. *Pilecap*

1) Beban ultimit *pile cap*

Tabel 5. 107 Beban kerja *pile cap*

No.	Aksi / Beban	Kode	P _u (kN)	T _{ux} (kN)	T _{uy} (kN)	M _{ux} (kNm)	M _{uy} (kNm)
1	Berat sendiri	MS	9101.53				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB		250.00		887.50	
6	Aliran air	EF		71.39	11.90	253.44	42.24

Tabel 5. 103 Beban kerja *pile cap* (Lanjutan)

No.	Aksi / Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
7	Hanyutan/tumbukan	EF			470.40		2116.80
8	Beban angin	EW	84.00	17.49	117.67	64.72	805.65
9	Beban gempa	EQ		3741.12	3741.12	12467.80	12467.80
10	Beban air gempa	EQ		8.67	1.86	22.10	4.74

Tabel 5. 108 Beban ultimit *pile cap*

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1775.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		2116.80
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	77.67	966.78
9	Beban gempa	1.00		3741.12	3741.12	12467.80	12467.80
10	Beban air gempa	1.00		8.67	1.86	22.10	4.74

2) Kombinasi beban ultimit *pile cap***Tabel 5. 109 Kombinasi 1 beban *pile cap* ultimit**

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				

Tabel 5. 105 Kombinasi 1 beban *pile cap* ultimit (Lanjutan)

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1775.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		2116.80
8	Beban angin	1.20					
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			17655.89	571.39	482.30	2028.44	2159.04

Tabel 5. 110 Kombinasi 2 beban *pile cap* ultimit

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00					
5	Gaya rem	2.00		500.00		1775.00	
6	Aliran air	1.00					
7	Hanyutan/tumbukan	1.00					
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	77.67	966.78
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			17116.69	520.99	141.21	1852.67	966.78

Tabel 5. 111 Kombinasi 3 beban *pile cap* ultimit

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00					
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		2116.80
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	77.67	966.78
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			17756.69	92.38	623.51	331.11	3125.82

Tabel 5. 112 Kombinasi 4 beban *pile cap* ultimit

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1775.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	253.44	42.24
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		2116.80
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	77.67	966.78
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			17756.69	592.38	623.51	2106.11	3125.82

Tabel 5. 113 Kombinasi 5 beban *pile cap* ultimit

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	11831.99				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00					
4	Beban pedestrian	2.00					
5	Gaya rem	2.00					
6	Aliran air	1.00					
7	Hanyutan/tumbukan	1.00					
8	Beban angin	1.20					
9	Beban gempa	1.00		3741.12	3741.12	12467.80	12467.80
10	Beban air gempa	1.00		8.67	1.86	22.10	4.74
			13167.99	3749.79	3742.98	12489.90	12472.54

3) Rekap kombinasi beban ultimit *pile cap*

Tabel 5. 114 Rekap kombinasi beban ultimit *pile cap*

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	17655.89	571.39	482.30	2028.44	2201.28
2	Kombinasi 2	17116.69	520.99	141.21	1852.67	508.35
3	Kombinasi 3	17756.69	92.38	623.51	331.11	2709.64
4	Kombinasi 4	17756.69	592.38	623.51	2106.11	2709.64
5	Kombinasi 5	13167.99	3749.79	3742.98	12489.90	11533.91

b. *Pier wall* (dinding pilar)1) Beban ultimit *pier wall***Tabel 5. 115 Beban kerja *pier wall***

No.	Aksi / Beban	Kode	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	MS	6682.33				
2	Beban mati tambahan	MA	668.00				
3	Beban lajur "D"	TD	1923.95				
4	Beban pedestrian	TP	320.00				
5	Gaya rem	TB		250.00		637.50	
6	Aliran air	EF		71.39	11.90	110.66	18.44
7	Hanyutan/tumbukan	EF			470.40		1176.00
8	Beban angin	EW	84.00	17.49	117.67	29.74	570.30
9	Beban gempa	EQ		3741.12	4985.56	12467.80	4985.56
10	Beban air gempa	EQ		8.67	1.86	4.77	1.02

Tabel 5. 116 Beban ultimit *pier wall*

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1275.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	110.66	18.44
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		1176.00
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	35.69	684.36
9	Beban gempa	1.00		3741.12	4985.56	12467.80	4985.56
10	Beban air gempa	1.00		8.67	1.86	4.77	1.02

2) Kombinasi beban ultimit *pier wall***Tabel 5. 117 Kombinasi 1 *pier wall***

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1275.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	110.66	18.44
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		1176.00
8	Beban angin	1.20					
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			14510.93	571.39	482.30	1385.66	1194.44

Tabel 5. 118 Kombinasi 2 *pier wall*

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00					
5	Gaya rem	2.00		500.00		1275.00	
6	Aliran air	1.00					
7	Hanyutan/tumbukan	1.00					
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	35.69	684.36
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			13971.73	520.99	141.21	1310.69	684.36

Tabel 5. 119 Kombinasi 3 pier wall

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00					
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	110.66	18.44
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		1176.00
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	35.69	684.36
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			14611.73	92.38	623.51	146.34	1878.80

Tabel 5. 120 Kombinasi 4 pier wall

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00	3847.90				
4	Beban pedestrian	2.00	640.00				
5	Gaya rem	2.00		500.00		1275.00	
6	Aliran air	1.00		71.39	11.90	110.66	18.44
7	Hanyutan/tumbukan	1.00			470.40		1176.00
8	Beban angin	1.20	100.80	20.99	141.21	35.69	684.36
9	Beban gempa	1.00					
10	Beban air gempa	1.00					
			14611.73	592.38	623.51	1421.34	1878.80

Tabel 5. 121 Kombinasi 5 pier wall

No.	Aksi / Beban	Faktor Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Berat sendiri	1.30	8687.03				
2	Beban mati tambahan	2.00	1336.00				
3	Beban lajur "D"	2.00					
4	Beban pedestrian	2.00					
5	Gaya rem	2.00					
6	Aliran air	1.00					
7	Hanyutan/tumbukan	1.00					
8	Beban angin	1.20					
9	Beban gempa	1.00		3741.12	4985.56	12467.80	4985.56
10	Beban air gempa	1.00		8.67	1.86	4.77	1.02
			10023.03	3749.79	4987.42	12472.57	4986.59

3) Rekap kombinasi beban ultimit *pier wall***Tabel 5. 122 Rekap kombinasi beban ultimit pier wall**

No	Kombinasi Beban	Pu (kN)	Tux (kN)	Tuy (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	14510.93	571.39	482.30	1385.66	1194.44
2	Kombinasi 2	13971.73	520.99	141.21	1310.69	684.36
3	Kombinasi 3	14611.73	92.38	623.51	146.34	1878.80
4	Kombinasi 4	14611.73	592.38	623.51	1421.34	1878.80
5	Kombinasi 5	10023.03	3749.79	4987.42	12472.57	4986.59

5.3.14 Perencanaan Pondasi Pilar (*Pier*)

Beban yang diterima pilar pada setiap kombinasi adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 123 Kombinasi beban *pile cap*

No	Kombinasi Beban	P (kN)	Mux (kNm)	Muy (kNm)
1	Kombinasi 1	17655.89	2028.44	2201.28
2	Kombinasi 2	17116.69	1852.67	508.35
3	Kombinasi 3	17756.69	331.11	2709.64
4	Kombinasi 4	17756.69	2106.11	2709.64
5	Kombinasi 5	13167.99	12489.90	11533.91

Gaya aksial yang menentukan (P) = 17756.69 kN

Kedalam sondir (D) = 12 meter

Nilai konus (p) = 150 kg/cm²

Kedalaman pondasi pancang (L) = 12 meter

Total *friction* (C) = 1196 kg/cm

Data tiang pancang :

Diameter tiang pancang = 0.50 meter

Panjang tiang pancang = 12.00 meter

Luas penampang tiang ($\frac{1}{4} \times \pi \times d^2$) = 1964.29 cm²

Keliling tiang pancang ($2 \times \pi \times r$) = 157.14 cm

a. kekuatan bahan tiang

P tiang = σ bahan x A tiang

Diamter Tiang (\emptyset) = 50 cm

Mutu K - 450

σ bk = kekuatan beton karateristik $f_c = 373.50$ kg/cm²

σ bahan = Tegangan ijin bahan tiang = $0.3 \times \sigma$ bk

= 0.33×373.50

= $123.255 \approx 124$ kg/cm²

P tiang = 124×1964.29

= 243571.43 kg

= 243.57 ton

b. Daya dukung tanah

$$Q_t = \frac{P \times A}{3} + \frac{0 \times c}{5}$$

Dengan :

P = Nilai konus (kg/cm²)

A = Luas penampang tiang pancang (cm²)

o = Keliling tiang pancang (cm)

C = Total nilai *friction* pada kedalaman 12 m = 1196 kg/cm

$$\begin{aligned} Q_t &= \frac{P \times A}{3} + \frac{0 \times c}{5} \\ &= \frac{150 \times 1964.29}{3} + \frac{157.14 \times 1196}{5} \\ &= 138945.71 \text{ kg} \\ &= 1389.46 \text{ kN} \end{aligned}$$

Berat sendiri tiang pancang, wt = A x L x Wc

$$= 0.1964 \times 12 \times 24$$

$$= 56.57 \text{ kN}$$

Beban neto yang diperkenankan pada tiang, N = Qt - wt

$$= 1389.46 - 56.57$$

$$= 1332.89 \text{ kN}$$

Kebutuhan tiang, n = $\frac{P}{N}$

$$= \frac{17756.69}{1332.89}$$

$$= 13.32 \text{ buah, Diambil} = 15 \text{ buah}$$

Dicek dengan penggunaan tiang pancang 15 dengan formasi 5 jalur 3 baris.

Control tiang pancang *group*.

Berdasarkan efisiensi tiang pancang *group* persamaan *converse laberre*.

$$n = 1 - \left\{ \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right) \right\}$$

Dengan :

m = banyak baris, nx = 5 buah

n = banyak baris, ny = 3 buah

Jarak antar tiang, S < $\frac{1.57 \times d \times m \times n}{m + n - 2}$

$$\frac{1.57 \times 0.5 \times 5 \times 3}{5 + 3 - 2} = 1.96 \text{ m, Dipakai} = 2.00 \text{ meter}$$

$$S_{\min} = 1.50 \times d$$

$$= 1.50 \times 50 = 75 \text{ cm}$$

D = Diameter tiang pancang

S = jarak antar tiang pancang

$$\Theta = \tan^{-1} \frac{D}{S}$$

$$= \tan^{-1} \frac{0.5}{2}$$

$$= 14.03^\circ$$

$$\eta = 1 - \left\{ \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right) \right\}$$

$$= 1 - \left\{ \frac{14.03}{90} \left(\frac{(3-1)5 + (5-1)3}{5 \times 3} \right) \right\}$$

$$= 0.99$$

Daya dukung tiang dalam kelompok ($\eta \times N$)

$$= 1332.89 \times 0.99$$

$$= 1320.44 \text{ kN}$$

Kebutuhan tiang dalam kelompok, $n = \frac{P}{(\eta \times N)}$

$$= \frac{17756.69}{(1332.89 \times 0.99)}$$

$$= 13.45 \text{ maka diambil 15 buah}$$

Jumlah dalam satu baris arah sumbu ny = 5 buah

Jumlah dalam satu baris arah sumbu nx = 3 buah

c. Kontrol daya dukung tiang dalam kelompok:

$$P_{\max} = \frac{P}{n} \pm \frac{m_y \times X_{\max}}{n_y \times \Sigma x^2} \pm \frac{m_x \times y_{\max}}{n_x \times \Sigma y^2}$$

Nilai tersebut harus lebih kecil dari ($\eta \times N$) = 1320.44 kN

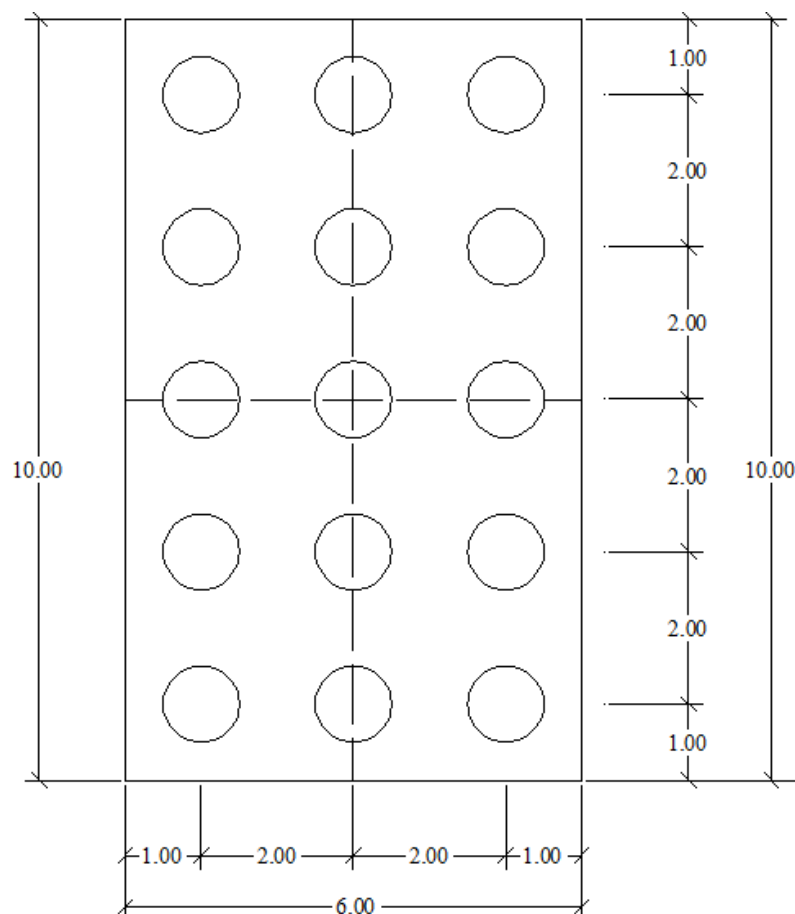
Tabel 5. 124 Jarak tinjau tiang pancang

No	Xi (m)	ny	Ki + ka	Xi ² (m ²)	Yi	nx	Atas + bawah	Y ² (m)
1	0	1	1	0	0	0	0	0
2	2	5	2	40	2.00	3	2	24
3					4.00	3	2	96
	Σxi^2			40	Σyi^2			120
	X max			2	Y max			4

Tabel 5. 125 Stabilitas *abutment*

No	Jenis kombinasi	Vertikal P (kN)	Momen		Pmax (kN)	$(\eta \times N)$
			Mx (kNm)	My (kNm)		
1	Kombinasi 1	17655.89	2028.44	2201.28	1221.61	1320.44
2	Kombinasi 2	17116.69	1852.67	508.35	1166.78	1320.44
3	Kombinasi 3	17756.69	331.11	2709.64	1214.55	1320.44
4	Kombinasi 4	17756.69	2106.11	2709.64	1234.28	1320.44
5	Kombinasi 5	13167.99	12489.90	11533.91	1131.98	1320.44

Kesimpulan bahwa formasi dan jumlah tiang pancang tersebut aman untuk digunakan karena pada setiap formasi kombinasi pembebanan ($P_{max} < N$).

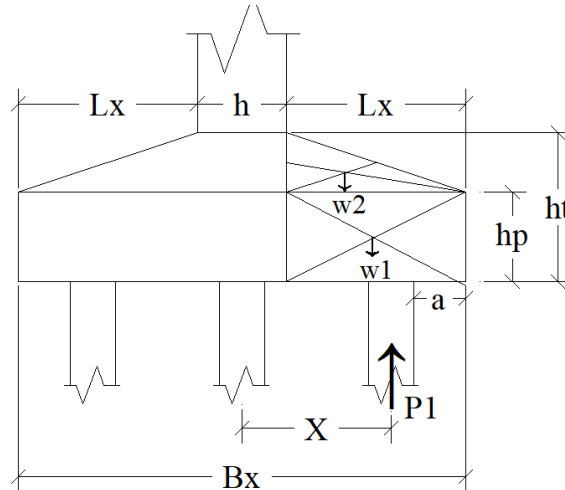
**Gambar 5. 140 Rencana formasi tiang pancang**

5.3.15 Perencanaan *Pile Cap*

a. Tinjauan *pile cap* arah X

1) Momen dan gaya geser

a) Momen dan gaya geser pada *pile cap*



Gambar 5. 141 Momen dan gaya geser pada *pile cap* arah X

$$X1 = 2.00 \text{ m} \quad \Sigma X^2 = 40 \text{ m}^2 \quad n_y = 5 \text{ buah}$$

$$X2 = \text{tidak ada} \quad h = 1.20 \text{ m}$$

$$n = 15 \text{ buah}$$

Gaya aksial ultimit yang di terima satu tiang pancang :

$$P_i = \frac{PU}{n} + \frac{(Mux)x(X_i)}{\Sigma x^2}$$

Tabel 5. 126 Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang

NO	Kombinasi beban	Pu (kN)	Mux (kN)	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)
1	Kombinasi 1	17655.89	2028.44	1278.48	---	---	---
2	Kombinasi 2	17116.69	1852.67	1233.75	---	---	---
3	Kombinasi 3	17756.69	331.11	1200.33	---	---	---
4	Kombinasi 4	17756.69	2106.11	1289.08	---	---	---
5	Kombinasi 5	13167.99	12489.90	1502.36	---	---	---

Momen ultimit *pile cap* akibat reaksi tiang (M_{up}) = $\Sigma (n_y \times P_i \times (X_i - h/2))$

Gaya geser ultimit *pile cap* akibat reaksi tiang (V_{up}) = $\Sigma (n_y \times P_i)$

Tabel 5. 127 Pile cap akibat reaksi tiang

	Xi (m)	Xi – h/2 (m)	Pi (kN)	Vupi (kN)	Mupi (kNm)
1	2.00	1.4	1502.36	7511.80	10516.53
2	Tidak ada	---	---	---	---
Jumlah				7511.80	10516.53

b) Momen dan gaya geser akibat berat sendiri

Tabel 5. 128 Gaya dan momen akibat berat sendiri pile cap

Kode	Parameter berat bagian beton				Volume (m ³)	Berat (kN)	Lengan xw (m)	Momen (kNm)
	b	h	panjang	shape				
W1	2.40	1.20	10.00	1.00	28.80	691.20	1.20	829.44
W2	2.40	0.80	10.00	0.50	9.60	230.40	0.80	184.32
Vs =						921.60	Ms =	1013.76

Faktor beban ultimit (K) = 1.30

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit akibat berat pile cap (Mus)} &= K \times Ms \\ &= 1.30 \times 1013.76 \\ &= 1317.89 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit akibat berat pile cap (Vus)} &= K \times Vs \\ &= 1.30 \times 921.60 \\ &= 1198.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Momen dan gaya geser ultimit rencana pile cap

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana pile cap (Mur)} &= Mup - Mus \\ &= 10516.53 - 1317.89 \\ &= 9198.64 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk lebar pile cap (By)} = 10.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana per meter lebar (Mu)} &= Mur / By \\ &= 9198.64 / 10 \\ &= 919.86 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser rencana } \textit{pile cap} \text{ (Vur)} &= V_{up} - V_{us} \\
 &= 7511.80 - 1198.08 \\
 &= 6313.72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Untuk lebar } \textit{pile cap}, B_y = 10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit rencana per meter lebar (Vu)} &= 6313.72 / 10 \\
 &= 631.37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Tulangan lentur *pile cap* arah X

a) Tulangan lentur

$$\text{Momen ultimit rencana ultimit (Mu)} = 919.86 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (fc')} = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} \text{ (h = ht)} = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (Es)} = 200000 \text{ Mpa}$$

$$\text{Faktor distribusi tegangan beto } (\beta_1) = 0.85$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 \text{ fc}' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0.0270
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times \left(\frac{f_y}{0.85 \times f_c} \right) \right\} \\
 &= 0.75 \times 0.0270 \times 400 \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0.0270 \times \left(\frac{400}{0.85 \times 24.90} \right) \right\} \\
 &= 6.031
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0.80$$

$$\text{Tebal efektif } \textit{pile cap} \text{ (d)} = h - d' = 2000 - 100 = 1900 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ yang ditinjau (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen nominal rencana (Mn)} &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{919.86}{0.80} \\
 &= 1149.83 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{1149.83 \times 10^6}{1000 \times 1900^2} \\ &= 0.319\end{aligned}$$

$Rn < Rmax$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.319}{0.85 \times 24.90}} \right) \\ &= 0.0008\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\ &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\ &= 0.0009\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{perlu}} = 0.0009$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0009 \times 1000 \times 1900 \\ &= 1663 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D25

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 25^2 \times \frac{1000}{1663} \\ &= 295.113 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25 – 200

$$\begin{aligned}A_s' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 25^2 \times \frac{1000}{200} \\ &= 2453.125 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Untuk tulangan susut diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s'' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 2453.125 \\ &= 1226.563 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D19

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{1226.563} \\ &= 231.04 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan D19 – 200

$$\begin{aligned} AS' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{200} \\ &= 1416.93 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 631372.41 \text{ N}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0,60$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser ultimit (Vuc max)} &= 0,5 \times \phi \times \sqrt{F_c} \times b \times d \\ &= 0,5 \times 0,6 \times \sqrt{24.9} \times 1000 \times 1900 \\ &= 2844294.29 \text{ N} \end{aligned}$$

Vu < Vuc max Dimensi aman terhadap geser

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{24.90} \times 1000 \times 1900 \\ &= 1580163.49 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser yang ditahan oleh beton } (\phi V_c) &= 0.6 \times 1580163.49 \\ &= 948098.09 \text{ N} \end{aligned}$$

Vu < ϕV_c maka tidak diperlukan tulangan geser

Gaya geser yang di tahan oleh tulangan geser,

$$V_s = V_u = 631372.41 \text{ N}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D16 ambil jarak arah Y = 400 mm

Luas tulangan geser,

$$A_v = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} = \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{400} = 502.4 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan (Arah X)

$$S_x = A_v \times f_y \times \frac{d}{V_s} = 502.4 \times 400 \times \frac{1900}{631372.41} = 604.75 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16,

jarak arah X = 400 mm

Jarak arah Y = 400 mm

c) Kontrol terhadap geser *pons*

Kuat geser *pons* yang disyaratkan,

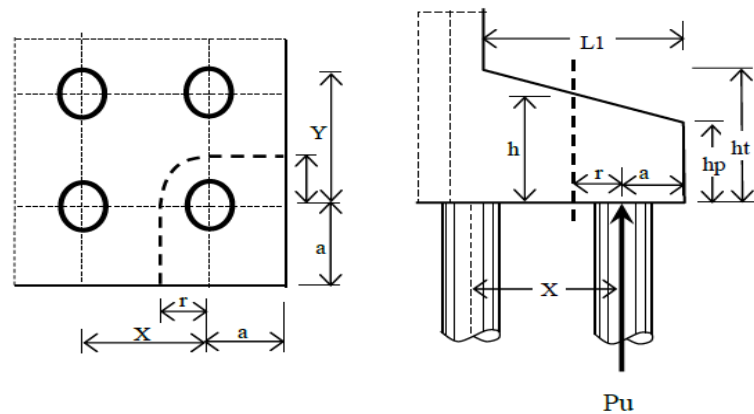
$$f_v = 0.3 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 0.3 \times \sqrt{24.90} = 1.497$$

Jarak antar tiang arah x, X = 2000 mm

Jarak antar tiang arah y, Y = 2000 mm

Jarak tiang pancang terhadap tepi, a = 1000 mm



Gambar 5. 142 Kontrol geser *pons*

$$r = \frac{X}{2} = 1000 \text{ mm}$$

$$r = \frac{Y}{2} = 1000 \text{ mm} \text{ maka diambil } r = 1000 \text{ mm}$$

$$h_p = 1200 \text{ mm} \quad h_t = 2000 \text{ mm}, L_t = 2400 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal bidang kritis geser } pons, h &= h_p + \frac{(r+a)}{L_t \times (h_t - h_p)} \\ &= 1200 + \frac{(1000+1000)}{2400 \times (2000-1200)} \\ &= 1866.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Tebal efektif bidang kritis geser } p_{ons,d} &= h - d' \\ &= 1866,67 - 100 = 1766.67 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Panjang total bidang kritis, } L_v &= 2 \times (r + a) + \frac{\pi}{2} \times r \\ &= 2 \times (1000 + 1000) + \frac{3,14}{2} \times 1000 \\ &= 5570 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas bidang kritis geser } p_{ons}, A_v &= L_v \times h \\ &= 5570 \times 1866.67 \\ &= 10397333.33 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser pons nominal, } P_n &= A_v \times f_v \\ &= 10397333.33 \times 1.497 \\ &= 15564776.75 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Kapasitas geser } p_{ons}, \phi P_n = 9338.87 \text{ kN}$$

Reaksi ultimit satu tiang pancang, $P_1 = 1495.42 \text{ kN} < \phi P_{nm}$ akan *control* geser *pons* terpenuhi.

b. Tinjauan pile cap arah Y

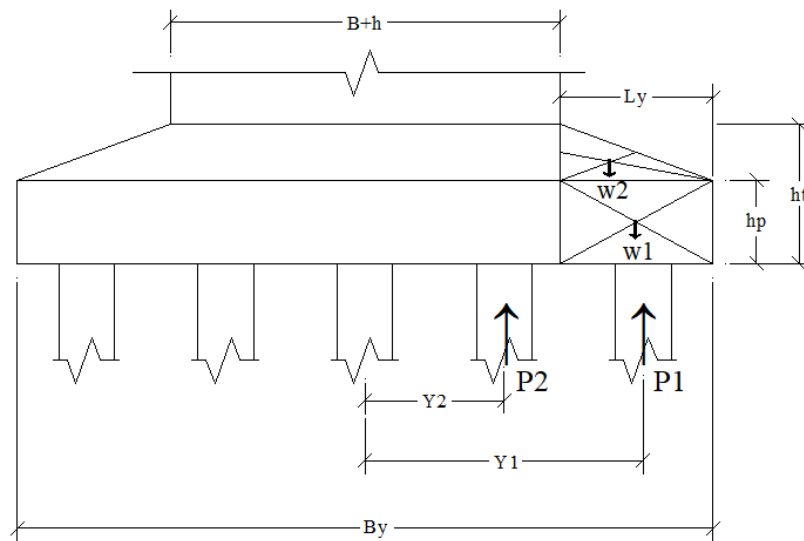
1) Momen dan gaya geser

a) Momen dan gaya geser pada *pile cap*

$$B+h = 5.60 \text{ m}$$

$$B_y = 10 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} L_y &= \frac{(B_y - B_{ep})}{2} \\ &= \frac{(10 - 5.60)}{2} \\ &= 2.20 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5. 143 Momen dan gaya geser pada *pile cap* arah Y

Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang pancang

$$Y1 = 4.00 \text{ m} \quad \Sigma Y1^2 = 60 \text{ m}^2 \quad n_x = 3 \text{ buah}$$

$$Y2 = 2.00 \text{ m} \quad b+h = 5.60 \text{ m}$$

$$Y3 = \text{tidak ada} \quad n = 15 \text{ buah}$$

Gaya aksial ultimit yang di terima satu tiang pancang :

$$P_i = \frac{PU}{n} + \frac{(Muy)x(Y_i)}{\Sigma y^2}$$

Tabel 5. 129 Momen dan gaya geser akibat reaksi tiang

NO	Kombinasi beban	Pu (kN)	Muy (kN)	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)
1	Kombinasi 1	17655.89	2201.28	1323.81	1250.44	---	---
2	Kombinasi 2	17116.69	508.35	1175.00	1158.06	---	---
3	Kombinasi 3	17756.69	2709.64	1364.42	1274.10	---	---
4	Kombinasi 4	17756.69	2709.64	1364.42	1274.10	---	---
5	Kombinasi 5	13167.99	11533.9	1646.79	1262.33	---	---

$$\text{Momen ultimit } \textit{pile cap} \text{ akibat reaksi tiang (Mup)} = \Sigma (n_x \times P_i \times (Y_i - h/2))$$

$$\text{Gaya geser ultimit } \textit{pile cap} \text{ akibat reaksi tiang (Vup)} = \Sigma (n_x \times P_i)$$

Tabel 5. 130 *Pile cap* akibat reaksi tiang

	Yi (m)	Yi – h/2 (m)	Pi (kN)	Vupi (kN)	Mupi (kNm)
1	4	1.00	1646.79	4940.38	4940.38
2	2	-0.8			
Jumlah				4940.38	4940.38

b) Momen dan gaya geser akibat berat sendiri

Tabel 5. 131 Gaya dan momen akibat berat sendiri *pile cap*

Kode	Parameter berat bagian beton				Volume (m ³)	Berat (kN)	Lengan xw (m)	Momen (kNm)
	b	h	panjang	shape				
W1	2.2	1.2	6	1	15.84	380.16	1.1	418.176
W2	2.2	0.8	6	0.5	5.28	126.72	0.733	92.928
Vs =						506.88	Ms =	511.104

Faktor beban ultimit (K) = 1.30

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit akibat berat } \textit{pile cap} \text{ (Mus)} &= K \times Ms \\ &= 1.30 \times 511.104 \\ &= 664.44 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit akibat berat } \textit{pile cap} \text{ (Vus)} &= K \times Vs \\ &= 1.30 \times 506.88 \\ &= 658.94 \text{ kN} \end{aligned}$$

c) Momen dan gaya geser ultimit rencana *pile cap*

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana } \textit{pile cap} \text{ (Mur)} &= Mup - Mus \\ &= 4940.38 - 664.44 \\ &= 4275.94 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Untuk lebar *pile cap* (By) = 6.00 m

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana per meter lebar (Mu)} &= Mur / By \\ &= 4275.94 / 6 \\ &= 712.66 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser rencana } \textit{pile cap} (V_{ur}) &= V_{up} - V_{us} \\
 &= 4940.38 - 658.94 \\
 &= 4281.435 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\text{Untuk lebar } \textit{pile cap} (B_y) = 6.00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Gaya geser ultimit rencana per meter lebar } (V_u) &= 4281.435 / 6 \\
 &= 713.57 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Tulangan lentur pilecap arah Y

a) Tulangan lentur

$$\text{Momen ultimit rencana ultimit } (M_u) = 712.66 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja } (f_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal } \textit{pile cap} (h = h_t) = 2000 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton } (d') = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja } (E_s) = 200000 \text{ Mpa}$$

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

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} \\
 &= 0.0270
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times \left(\frac{f_y}{0.85 \times f_c} \right) \right\} \\
 &= 0.75 \times 0.0270 \times 400 \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0.0270 \times \left(\frac{400}{0.85 \times 24.90} \right) \right\} \\
 &= 6.547
 \end{aligned}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur } (\phi) = 0.80$$

$$\text{Tebal efektif } \textit{pile cap} (d) = h - d' = 2000 - 100 = 1900 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ yang ditinjau } (b) = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Momen nominal rencana } (M_n) &= \frac{M_u}{\phi} \\
 &= \frac{712.66}{0.80} \\
 &= 791.84 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Faktor tahanan momen (Rn)} &= \frac{Mn \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{789.01 \times 10^6}{1000 \times 1900^2} \\ &= 0.219\end{aligned}$$

$Rn < Rmax$ (OK)

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.219}{0.85 \times 24.90}} \right) \\ &= 0.000551\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= 25\% \times \frac{1.40}{F_y} \\ &= 25\% \times \frac{1.40}{400} \\ &= 0.00088\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho_{\text{perlu}} = 0.000551$

$$\begin{aligned}\text{Luas tulangan yang diperlukan, } AS &= \rho \times b \times d \\ &= 0.000551 \times 1000 \times 1900 \\ &= 1047 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D16

$$\begin{aligned}\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{As} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{1047} \\ &= 191.87 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 200

$$\begin{aligned}AS' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 19^2 \times \frac{1000}{200} \\ &= 1004.8 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Untuk tulangan susut diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}As'' &= 50\% \times As \\ &= 50\% \times 1004.8 \\ &= 502.400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan D13

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{502.400} \\ &= 264.063 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan, D13 –200

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 13^2 \times \frac{1000}{200} \\ &= 663.325 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

b) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 713572.56 \text{ N}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0,60$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser ultimit (Vuc max)} &= 0,5 \times \phi \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= 0,5 \times 0,6 \times \sqrt{24.9} \times 1000 \times 1900 \\ &= 2844294.29 \text{ N} \end{aligned}$$

Vu < Vuc max Dimensi aman terhadap geser

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \times \sqrt{f_c} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{24.90} \times 1000 \times 1900 \\ &= 1580163.49 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser yang ditahan oleh beton, } \phi V_c &= 0.6 \times 1580163.49 \\ &= 948098.09 \text{ N} \end{aligned}$$

Vu < ϕV_c maka tidak diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s = V_u = V_s$$

Gaya geser yang ditahan oleh tulangan geser, Vs = 713572.56 N

Diameter tulangan yang digunakan, D16 ambil jarak arah Y = 400 mm

Luas tulangan geser,

$$\begin{aligned} A_v &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{s_y} \\ &= \frac{3.14}{4} \times 16^2 \times \frac{1000}{400} \\ &= 502.4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

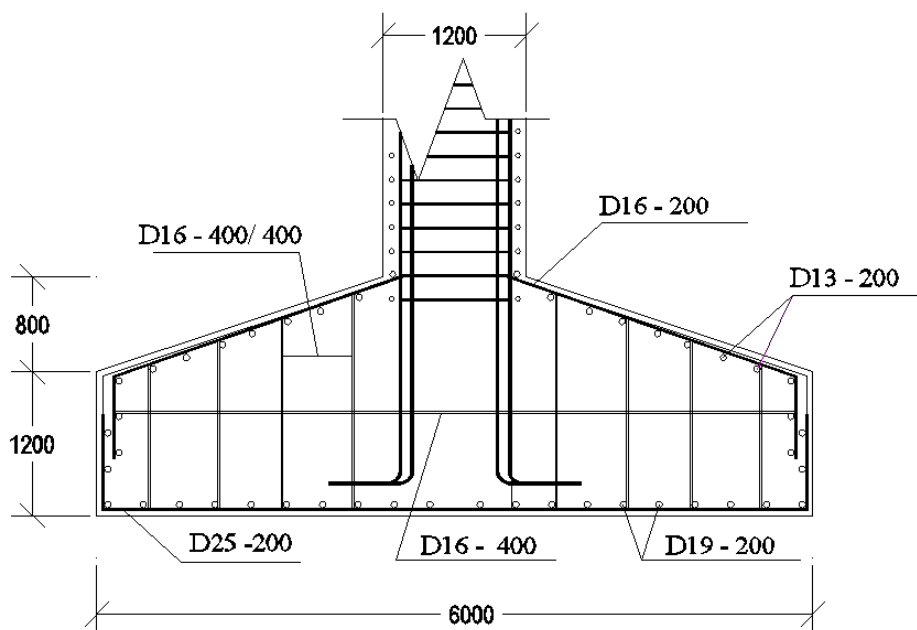
Jarak tulangan geser yang diperlukan (Arah X)

$$S_x = A_v \times f_y \times \frac{d}{V_s} = 502.4 \times 400 \times \frac{1000}{713572.56} = 535.09 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16,

jarak arah X = 400 mm

Jarak arah Y = 400 mm



Gambar 5. 144 Penulangan *pile cap*

5.3.16 Perencanaan *Pier Wall*

a. Analisis kekuatan arah X (memanjang jembatan)

Tinggi *pier wall* (L_c) = 1.70 m

Ukuran *pier wall* (B) = 4.40 m

(h) = 1.20 m

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang } \textit{pier wall} , A_c &= B \times h + \frac{\pi}{4} \times h^2 \\ &= 4.40 \times 1.20 + \frac{\pi}{4} \times 1.20^2 \\ &= 6.41 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar ekivalen } \textit{pier wall}, B_e &= \frac{A}{h} \\ &= \frac{6.41}{1.2} = 5.34 \text{ m} \end{aligned}$$

Tabel 5. 132 Beban ultimit pilar arah memanjang jembatan

No	Kondisi Beban	Pu (kN)	Mux (kNm)
1	Kombinasi 1	14510.93	1385.66
2	Kombinasi 2	13971.73	1310.69
3	Kombinasi 3	14611.73	146.34
4	Kombinasi 4	14611.73	1421.34
5	Kombinasi 5	10023.03	12472.57

1) Kontrol stabilitas *pier*

a) Pengaruh berat struktur

Berat sendiri struktur atas (PMS) = 5739.18 kN

Berat mati tambahan (PMA) = 668.00 kN

Berat *headstock* (Wh) = 681.60 kN

Berat *pier wall* (Wc) = 261.54 kN

Berat total struktur atas (Wa) = PMS + PMA
= 5739.18 + 668.00
= 6407.18 kN

Berat struktur bawah (Wb) = $W_h + \frac{1}{2} \times W_c$
= $681.60 + \frac{1}{2} \times 261.54$
= 812.37 kN

Perbandingan berat, $W_b/W_a = 12.68 \% > 20 \%$ (OK)

Maka, tidak memerlukan analisis dinamik (cukup dengan analisis statik)

b) Pengaruh P-delta

Gaya aksial ultimit *pier* (Pu) = 10023.03 kN

Momen ultimit *pier* (Mu) = 12472.57kNm

Inersia penampang *pier wall*, $I_c = \frac{1}{12} \times B_e \times h^3$
= $\frac{1}{12} \times 5.34 \times 1.20^3$
= 0.77 m⁴

$$\text{Mutu beton (fc')} = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton (Ec)} &= 29725.41 \text{ Mpa} \\ &= 29725410 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi pier wall (Lc)} = 1.70 \text{ m}$$

$$\text{Momen ultimit (Mu)} = 12472.57 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan, } \Delta &= \text{Mu} \times \frac{Lc^2}{(2 \times Ec \times lc)} \\ &= 12472.57 \times \frac{1.70^2}{(2 \times 29725410 \times 0.77)} \\ &= 0.00788 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat pengaruh P-delta, Md} &= \text{Pu} \times \Delta \\ &= 10023.03 \times 0.00788 \\ &= 79.00 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Md < 5% Mu (OK), maka efek dari P-delta diabaikan

Tabel 5. 133 Kontrol efek P-delta untuk kombinasi beban ultimit

No	Kondisi Beban	Pu (kN)	Mu (kNm)	Δ (m)	Md (kNm)	5% Mu (kNm)	Ket
1	Kombinasi 1	14510.93	1385.66	0.000876	12.71	69.28	Md < 5% * Mu
2	Kombinasi 2	13971.73	1310.69	0.000828	11.57	65.53	Md < 5% * Mu
3	Kombinasi 3	14611.73	146.34	0.000092	1.35	7.32	Md < 5% * Mu
4	Kombinasi 4	14611.73	1421.34	0.000898	13.12	71.07	Md < 5% * Mu
5	Kombinasi 5	10023.03	12472.57	0.007882	79.00	623.63	Md < 5% * Mu

Md < 5% Mu (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

c) Pengaruh *buckling*

$$\text{Tinggi pier wall, (Lc)} = 1.70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang pier wall, Ic} &= \frac{1}{12} \times \text{Be} \times \text{h}^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 5.34 \times 1.20^3 \\ &= 0.77 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang pier wall, Ac} &= \text{Be} \times \text{h} \\ &= 5.34 \times 1.20 \\ &= 6.41 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Jari-jari inersia penampang } pier\ wall, r = \frac{I_c}{A_c} = \frac{0.77}{6.41} = 0.35\ m^2$$

$$\text{Faktor panjang tekuk (K)} = 2.00$$

$$\begin{aligned} \text{Angka kelangsingan} &= K \times \frac{L_c}{r} \\ &= 2.00 \times \frac{1.70}{0.35} \\ &= 9.81 \end{aligned}$$

Pengaruh buckling diperhitungkan dengan cara perbesaran momen pada *pier wall* sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Beban mati ultimit pada } pier\ wall, DL &= PMS + PMA \\ &= 5739.18 + 668 \\ &= 6407.18\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup ultimit pada } pier\ wall, LL &= PTD + PTP \\ &= 1923.95 + 160 \\ &= 2083.95\ kN \end{aligned}$$

Nilai perbandingan beban mati ultimit terhadap beban :

$$\begin{aligned} \beta_d &= \frac{DL}{DL+LL} \\ &= \frac{6407.18}{2083.95} \\ &= 0.75 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Kekakuan lentur } pier\ wall, EI &= 0.4 \times E_c \times \frac{I_c}{(1 + \beta_d)} \\ &= 0.4 \times 2972541 \times \frac{0.77}{(1 + 0.75)} \\ &= 521293.94\ kNm^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban aksial kritis, } P_c &= \pi^2 \times \frac{EI}{(K+L_c)^2} \\ &= 3.14^2 \times \frac{521293.94}{(2.00+1.70)^2} \\ &= 444615.03\ kN \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor perbesaran momen, } \delta_s &= \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u}{(0.75 \times P_c)}\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 - \frac{10023.03}{(0.75 \times 444615.03)}\right)} \\ &= 1.03 \end{aligned}$$

Gaya geser horisontal akibat gempa, $V_u = TEQ = 3741.12 \text{ kN}$

$$\begin{aligned} \text{Simpangan lateral akibat gempa, } \Delta &= V_u \times \frac{Lc^3}{3+EI} \\ &= 3741.12 \times \frac{1.70^3}{3+ 521293.94} \\ &= 0.035 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor perbesaran momen, } \delta_s &= \frac{1}{\left(1 - \frac{P_u \times \Delta}{(V_u \times Lc)}\right)} \\ &= \frac{1}{\left(1 - \frac{10023.03 \times 0.035}{(3741.12 \times 1.70)}\right)} \\ &= 1.06 \end{aligned}$$

Diambil faktor perbesaran momen, $\delta_s = 1.06$

Momen ultimit yang diperbesar, $M_u = \delta_s \times M_{ux}$

Tabel 5. 134 Momen ultimit yang diperbesar

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{ux} (kNm)	MU (kNm)
1	Kombinasi 1	14510.93	1385.66	1467.18
2	Kombinasi 2	13971.73	1310.69	1387.80
3	Kombinasi 3	14611.73	146.34	154.95
4	Kombinasi 4	14611.73	1421.34	1504.97
5	Kombinasi 5	10023.03	12472.57	13206.40

2) Pembesian *pier wall*

a) Tulangan utama

Mutu beton (f_c') = 24.90 Mpa

Mutu baja (f_y) = 400 Mpa

Dimensi *pier wall*,

$B_e = 5.34 \text{ m}$

$b_4 = 1.20 \text{ m}$

Ditinjau *pier wall* selebar 1.70 m :

Lebar *pier wall*, $b = 2000 \text{ mm}$

Tebal *pier wall*, $h = 1200 \text{ mm}$

Luas penampang *pier wall* yang ditinjau, $A_g = b \times h = 2400000 \text{ mm}^2$

P_u = gaya aksial ultimit pada *pier wall* (kN)

M_u = Momen ultimit pada *pier wall* (kNm)

$$\phi P_n = P_u, \alpha = \frac{\phi P_n}{(f_c \times A_g)}$$

$$\phi M_n = M_u, \beta = \frac{\phi M_n}{(f_c \times A_g \times h)}$$

Tabel 5. 135 Momen dan gaya aksial ultimit pada pier wall

No	Kondisi Beban	Pu (kN)	Mu (kNm)	Pu (kN)	Mu (kNm)	α	β	ρ
1	Kombinasi 1	14510.93	1467.18	2716.38	274.65	0.0283	0.0238	1%
2	Kombinasi 2	13971.73	1387.80	2615.45	259.79	0.0272	0.0226	1%
3	Kombinasi 3	14611.73	154.95	2735.25	29.01	0.0285	0.0025	1%
4	Kombinasi 4	14611.73	1504.97	2735.25	281.72	0.0285	0.0245	1%
5	Kombinasi 5	10023.03	13206.40	1876.27	2472.18	0.0176	0.1071	1%

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 100$ mm

$$h' = h - 2 \times d' = 1200 - 2 \times 100 = 1000 \text{ mm}$$

$$\frac{h'}{h} = 0,83$$

Nilai $\frac{\phi P_n}{(f_c \times A_g)}$ dan $\frac{\phi M_n}{(f_c \times A_g \times h)}$ diplot ke dalam diagram interaksi diperoleh:

Rasio tulangan, $\rho = 1.7 \%$

Luas tulangan yang diperlukan, $A_s = \rho \times b \times h$

$$= 1.7 \% \times 1000 \times 1200$$

$$= 20400 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 25$ mm

Tulangan tekan dibuat sama dengan tulangan tarik :

$$A_s (\text{tekan}) = A_s (\text{tarik}) = \frac{1}{2} \times A_s$$

$$= \frac{1}{2} \times 20400$$

$$= 10200 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan yang diperlukan, } S = \frac{\pi}{4} \times D^2 \times \frac{b}{\frac{1}{2} \times A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 25^2 \times \frac{1000}{\frac{1}{2} \times 10200}$$

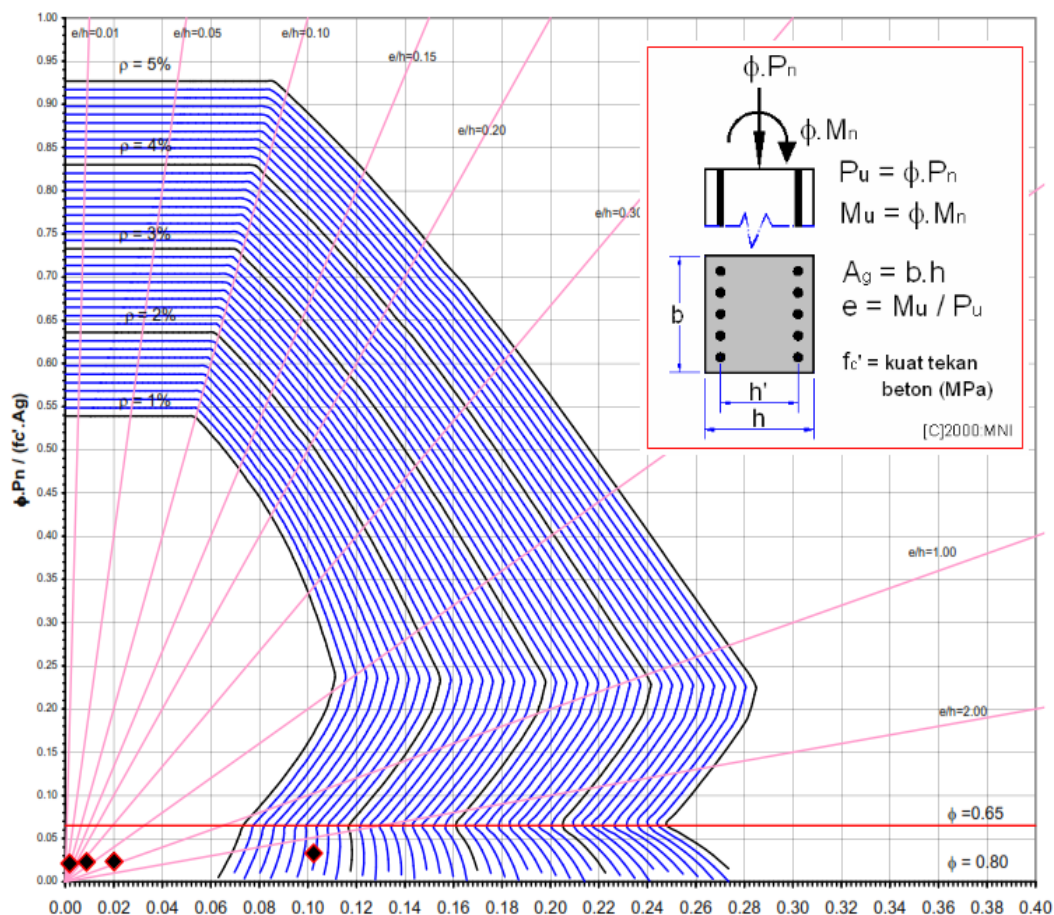
$$= 96.20 \text{ mm}$$

Digunakan :

Tulangan tekan, 2 D25 –100, Luas tulangan = 10200mm^2

Tulangan tarik, 2 D25 – 100, Luas tulangan = 10200 mm^2

Rasio tulangan total, $\rho = 1.7\%$ Luas tulangan = 20400 mm^2



Gambar 5. 145 Diagram interaksi

b) Tinjauan geser *pier wall* (arah memanjang jembatan)

Perhitungan tulangan geser untuk *pier wall* didasarkan pada gaya geser terbesar antara gaya lateral dan momen ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

Gaya aksial ultimit rencana (P) = 1876.27 kN

$$= 1876268.59\text{ N}$$

Momen ultimit rencana (Mu) = 2472.183 kNm

$$= 2472182667.34\text{ Nmm}$$

Mutu beton (f_c')

$$= 24.90\text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal dinding (h)} = 1200 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi dinding pier (L = Lc)} = 1700 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau dinding pier selebar (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0,60$$

$$\text{Luas tulangan longitudinal pier wall (As)} = 204000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser utimit akibat momen, } Vu &= \frac{Mu}{L} \\ &= \frac{2472182667.34}{1700} \\ &= 1454225.10 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Tux = 3749.79 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit akibat gaya lateral, } Vu &= \frac{Tux \times 10^3}{Be} \\ &= \frac{3749.79 \times 10^3}{5.34} \\ &= 701944.09 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\text{Diambil gaya geser ultimit rencana, } Vu = 1454225.10 \text{ N}$$

$$d = h - d' = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} VC \text{ max} &= 0.20 \times fc \times b \times d = 0.20 \times 24.90 \times 1000 \times 11000 \\ &= 5478000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$(\Phi \times Vc \text{ max}) = 0.6 \times 5478000 = 3286800 \text{ N}$$

$$\beta_1 = 1.4 - (d/2000) = 1.4 - (1100/2000) = 0.85$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{Pu}{1.4 \times fc \times b \times h} = 1 + \frac{1876268.59}{1.4 \times 24.90 \times 1000 \times 1200} = 1.04$$

$$\beta_3 = 1.00$$

$$\begin{aligned} Vuc &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \sqrt{As * Fc (b * d)} \\ &= 0.85 \times 1.04 \times 1.00 \times 1000 \times 1100 \sqrt{(20400 \times 24.90 \times (1000 \times 1100))} \\ &= 755113.43 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Vc &= Vuc + (0.60 \times b \times d) \\ &= 755113.43 + 0.60 \times 1000 \times 11000 = 1415113.43 \text{ N} \end{aligned}$$

$$Vc = 0.3 \times \sqrt{fc} \times b \times d \times \sqrt{1 + \frac{0.3 \times Pu}{b \times d}}$$

$$= 0.3 \times \sqrt{24.90} \times 1000 \times 1100 \times \sqrt{1 + \frac{0.3 \times 1876268.59}{1000 \times 1100}}$$

$$= 1295741.71 \text{ N}$$

$$\phi \times V_c = 0.60 \times 1295741.71 = 777445.02 \text{ N}$$

$\phi \times V_c < V_u$ sehingga hanya diperlukan tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c$$

$$= 1454225.10 - 777445.02 \text{ N}$$

$$= 676780.07 \text{ N}$$

$$V_s = V_u / \phi = 676780.07 / 0.6 = 1127966.79 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berdiameter = D 16

Jarak tulangan geser arah melintang, $S_y = 200 \text{ mm}$

$$\text{Luas tulangan geser, } A_{sv} = 1/4 \pi \times D^2 \times (b/s_y)$$

$$= 1/4 \times 3.14 \times 16^2 \times 1000/400$$

$$= 1004.8 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak tulangan geser arah vertikal, } S_x = A_{sv} \times f_y \times d/V_s$$

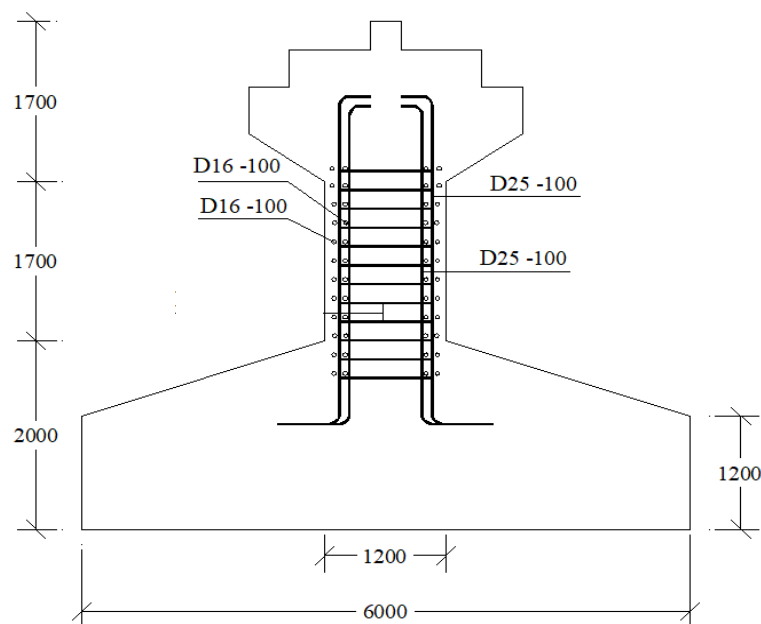
$$= 1004.8 \times 400 \times \frac{1100}{1127966.79}$$

$$= 391.95 \text{ mm}$$

Sehingga digunakan tulangan geser D 16 dengan jarak sebagai berikut:

Jarak arah y, (S_y) = 200 mm

Jarak arah x, (S_x) = 200 mm



Gambar 5. 146 Detail tulangan *pier wall*

b. Analisis kekuatan *pier* Y (melintang jembatan)

Tinggi *pier wall* (L_c) = 1.70 m

Ukuran penampang (B) = 4.40 m

(h) = 1.20 m

$$\begin{aligned} \text{Luas penampang } \textit{pier wall}, A_c &= (B \times h + \frac{\pi}{4} \times h^2) \\ &= (4.40 \times 1.20 + \frac{\pi}{4} \times 1.20^2) \\ &= 6.41 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Lebar ekivalen } \textit{pier wall}, B_e = \frac{A}{h} = \frac{7.06}{1.2} = 5.34 \text{ m}$$

Tabel 5. 136 Beban ultimit *pier* arah melintang jembatan

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_{uy} (kNm)
1	Kombinasi -1	14510.93	1194.44
2	Kombinasi 2	13971.73	684.36
3	Kombinasi 3	14611.73	1878.80
4	Kombinasi 4	14611.73	1878.80
5	Kombinasi 5	10023.03	4986.59

1) Kontrol stabilitas

a) Pengaruh P-delta

$$\text{Gaya aksial ultimit } pier (P_u) = 10023.03 \text{ kN}$$

$$\text{Momen ultimit } pier (M_u) = 4986.59 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang } pier \text{ wall}(I_c) &= \frac{1}{12} \times B_e \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 5.34 \times 1.20^3 \\ &= 0.77 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton } (f_c') = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} \text{Modulus elastisitas beton } (E_c) &= 29725.41 \text{ Mpa} \\ &= 29725410 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi } pier \text{ wall } (L_c) = 1.70 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Lendutan } (\Delta) &= M_u \times \frac{L_c^2}{(2 \times E_c \times I_c)} \\ &= 4986.59 \times \frac{1.70^2}{(2 \times 29725410 \times 0.77)} = 0.0032 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen akibat pengaruh P-delta, } M_d &= P_u \times \Delta \\ &= 10023.03 \times 0.0032 \\ &= 31.58 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$M_d < 5\% M_u$ (OK), maka efek dari P-delta diabaikan

Tabel 5. 137 Kontrol efek P-delta untuk kombinasi beban ultimit

No	Kondisi Beban	P_u (kN)	M_u (kNm)	Δ (m)	M_d (kNm)	5% M_u (kNm)	Ket
1	Kombinasi 1	14510.93	1194.44	0.000755	10.95	59.72	$M_d < 5\% * M_u$
2	Kombinasi 2	13971.73	684.36	0.000432	6.04	34.22	$M_d < 5\% * M_u$
3	Kombinasi 3	14611.73	1878.80	0.001187	17.35	93.94	$M_d < 5\% * M_u$
4	Kombinasi 4	14611.723	1878.80	0.001187	17.35	93.94	$M_d < 5\% * M_u$
5	Kombinasi 5	10023.03	4986.59	0.003151	31.58	249.33	$M_d < 5\% * M_u$

$M_d < 5\% M_u$ (OK), maka efek P-delta dapat diabaikan

b) Pengaruh *buckling*

Tinggi *pier wall* (L_c) = 1.70 m

$$\begin{aligned} \text{Inersia penampang } pier \text{ wal, } I_c &= \frac{1}{12} \times B_e \times h^3 \\ &= \frac{1}{12} \times 5.34 \times 1.20^3 \\ &= 0.77 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tampang } pier \text{ wall, } A_c &= B_e \times h \\ &= 5.34 \times 1.20 \\ &= 6.41 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jari-jari inersia penampang } pier \text{ wall, } r &= \frac{I_c}{A_c} \\ &= \frac{0.77}{6.41} = 0.35 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Faktor panjang tekuk (K) = 2.00

$$\begin{aligned} \text{Angka kelangsingan} &= K \times \frac{L_c}{r} \\ &= 2.00 \times \frac{1.70}{0.35} \\ &= 9.81 < 22, \text{ pengaruh } buckling \text{ yang diabaikan} \end{aligned}$$

2) Tulangan geser *pier wall* (arah Y)

Perhitungan tulangan geser untuk *pier wall* didasarkan pada gaya geser terbesar antara gaya lateral dan momen ultimit untuk kombinasi beban yang menentukan dalam perhitungan tulangan aksial tekan dan lentur.

$$\begin{aligned} \text{Gaya aksial ultimit rencana (P)} &= 10023.027 \text{ kN} \\ &= 10023026.82 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Momen ultimit rencana (Mu)} &= 4986.585 \text{ kNm} \\ &= 4986585034.12 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton (f}'_c) = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja (f}_y) = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Ditinjau dinding } pier \text{ selebar (b)} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser, } \phi = 0,60$$

$$\text{Tinggi dinding } pier \text{ (L = } L_c) = 1700 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal dinding (h)} = 1200 \text{ mm}$$

Luas tulangan longtitudinal *pier wall* (A_s) = 20400 mm²

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton. (d') = 100 mm

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser utimit akibat momen, } V_u &= \frac{Mu}{L} \\ &= \frac{4986585034.12}{1700} \\ &= 2933285.31 \text{ N} \end{aligned}$$

Tuy = 3749.79 kN

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser ultimit akibat gaya lateral, } V_u &= \text{Tuy} \times 10^3 \\ &= 3749785.32 \text{ N} \end{aligned}$$

Diambil gaya geser ultimit rencana, $V_u = 3749785.32 \text{ N}$

$d = h - d' = 1200 - 100 = 1100 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} VC \text{ max} &= 0.20 \times f_c \times b \times d &= 0.20 \times 40 \times 1000 \times 11000 \\ &= 5478000 \text{ N} \end{aligned}$$

$$(\Phi \times V_c \text{ max}) = 0.6 \times 5478000 = 3286800 \text{ N}$$

$$\beta_1 = 1.4 - (d/2000) = 1.4 - (1100/2000) = 0.85$$

$$\beta_2 = 1 + \frac{P_u}{1.4 \times f_c \times b \times h} = 1 + \frac{10023026.82}{1.4 \times 24.90 \times 1000 \times 1200} = 1.24$$

$$\beta_3 = 1.00$$

$$\begin{aligned} V_{uc} &= \beta_1 \times \beta_2 \times \beta_3 \times b \times d \sqrt{A_s * F_c (b * d)} \\ &= 0.85 \times 1.24 \times 1.00 \times 1000 \times 1100 \sqrt{(204000 \times 24.90 \times (1000 \times 1100))} \\ &= 750.96 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= V_{uc} + (0.60 \times b \times d) \\ &= 750.96 + 0.60 \times 1000 \times 11000 \\ &= 660750.96 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_c &= 0.3 \times \sqrt{f_c} \times b \times d \times \sqrt{1 + \frac{0.3 \times P_u}{b \times d}} \\ &= 0.3 \times \sqrt{24.90} \times 1000 \times 1100 \times \sqrt{1 + \frac{0.3 \times 10023026.82}{1000 \times 1100}} \\ &= 2994815.658 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Phi \times V_c = 0.60 \times 2994815.658 = 1796889.39 \text{ N}$$

$\phi \times V_c < V_u$ sehingga diperlukan tulangan geser,

$$\phi V_s = V_u - \phi \times V_c$$

$$= 3758926.32 - 1796889.39 = 1952895.93 \text{ N}$$

Geser pada sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga :

$$V_s = V_u / (\phi) = (1952895.93) / 0.60 = 3254826.543 \text{ N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang 4 D16

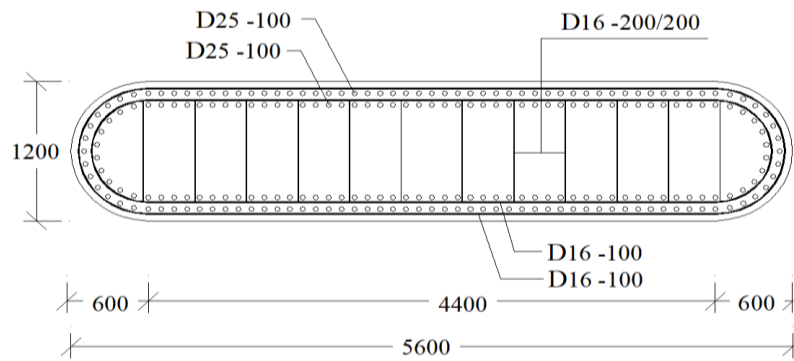
$$\text{Untuk tulangan geser, } A_{sv} = n \times 1/4 \pi \times D^2$$

$$= 4 \times 1/4 \times 3.14 \times 16^2 = 803.84 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser sengkang, $S = A_{sv} \times f_y \times d / V_s$

$$= 803.84 \times 400 \times \frac{1100}{3281493.932} = 107.78 \text{ mm}$$

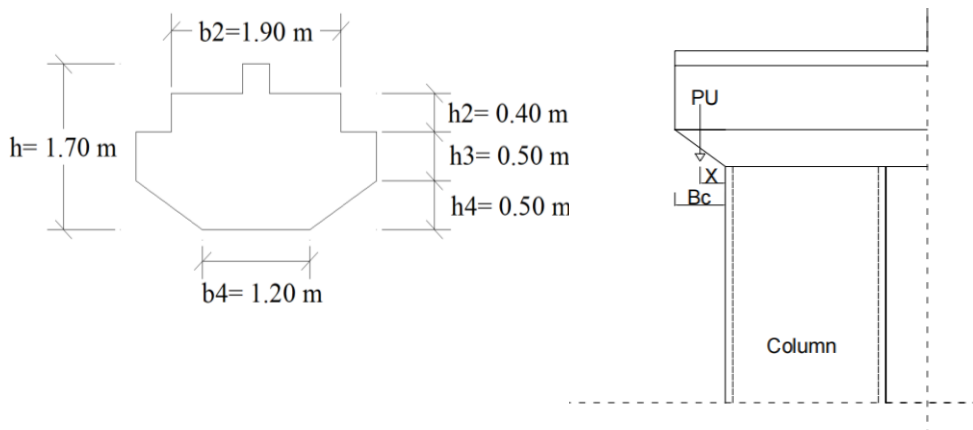
Sehingga digunakan tulangan geser 4 D 16 dengan jarak 100 mm



Gambar 5. 147 Penulangan pier wall

5.3.17 Perencanaan Pier Head

a. Tinjauan pier head



Gambar 5. 148 Tinjauan pier head

$$\begin{aligned}
 b_2 &= 1.90 \text{ m} & h_2 &= 0.40 \text{ m} & B_a &= 8.00 \text{ m} \\
 b_4 &= 1.20 \text{ m} & h_3 &= 0.50 \text{ m} & s &= 1.75 \text{ m} \\
 B_c &= 0.75 \text{ m} & h_4 &= 0.50 \text{ m} & n &= 5 \text{ gelagar}
 \end{aligned}$$

$$\text{Tinggi pier head, } h = h_2 + h_3 + h_4 = 1.40 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pier head, } b = (b_2 + b_4)/2 = 1.60 \text{ m}$$

Lengan gaya reaksi gelagar terhadap tepi dinding pier,

$$\begin{aligned}
 X &= B_c - \frac{b a - n - 1 \times s}{2} \\
 &= 0.75 - \frac{8 - 5 - 1 \times 1.75}{2} \\
 &= 0.25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Tabel 5. 138 Beban ultimit pier head

No	Reaksi balok akibat	P (kN)	Faktor beban	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	420.29	1.3	546.38	136.60
2	Beban mati tambahan (MA)	83.50	2	167.00	41.75
3	Beban lajur "D" (TD)	240.49	2	480.99	120.25
4	Beban pedestrian (TP)	40.00	2	80.00	20.00
5	Beban angin (EW)	10.50	1.2	12.60	3.15
	Jumlah			1286.97	321.74

b. Pembesian pier head

1) Tulangan utama

$$\text{Momen ultimit rencana (Mu)} = 321.74 \text{ kNm}$$

$$\text{Mutu beton (fc)} = 24.90 \text{ Mpa}$$

$$\text{Mutu baja (fy)} = 400 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tinggi pier head (h)} = 1300 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar ditinjau (b)} = 1900 \text{ mm}$$

$$\text{Modulus elastisitas baja (Es)} = 200000$$

$$\text{Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton (d')} = 100 \text{ mm}$$

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

Tebal efektif pier head,

$$d = h - d' = 1900 - 100 = 1300 \text{ mm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 f_c' \beta}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \times 24.90 \times 0.85}{400} \times \frac{600}{600 + 400} = 0.0270$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times \left(\frac{f_y}{0.85 \times f_c} \right) \right\} \\ &= 0.75 \times 0.0270 \times 400 \times \left\{ 1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0.0270 \times \left(\frac{400}{0.85 \times 24.90} \right) \right\} \\ &= 6.55 \end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ) = 0,80

Lebar ditinjau (b) = 1000 mm

$$\begin{aligned} \text{Momen nominal rencana, } M_n &= \frac{MU}{\phi} \\ &= \frac{321.74}{0.80} \\ &= 402.178 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Faktor tahanan momen, } R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{402.178 \times 10^6}{1900 \times 1300^2} \\ &= 0.125 \quad R_n < R_{max} \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{0.85 f_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c}} \right) \\ &= \frac{0.85 \times 24.90}{400} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.125}{0.85 \times 24.90}} \right) \\ &= 0.00031 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1.40}{F_y} \\ &= \frac{1.40}{400} \\ &= 0.0035 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, ρ_{perlu} = 0.0035

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang diperlukan, } A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.0035 \times 1900 \times 1200 \\ &= 7980 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, D25

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan yang digunakan, } n &= \frac{As}{\frac{\pi}{4} \times D^2} \\ &= \frac{7980}{\frac{\pi}{4} \times 25^2} = 16.26 \text{ buah} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan 22 D 25

$$\begin{aligned} AS &= n \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 22 \times \frac{3.14}{4} \times 25^2 = 10793.8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

2) Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit (Vu)} = 1286968.45 \text{ N}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } (\phi) = 0.60$$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas geser ultimit, Vuc max} &= 0,5 \times \phi \times \sqrt{Fc} \times b \times d \\ &= 0,5 \times 0,6 \times \sqrt{24.90} \times 1900 \times 1300 \\ &= 3697582.58 \text{ N} \end{aligned}$$

Vu < Vuc max Dimensi aman terhadap geser

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{1}{6} \times \sqrt{fc} \times b \times d \\ &= \frac{1}{6} \times \sqrt{24.90} \times 1900 \times 1300 \\ &= 2054212.54 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya geser yang ditahan oleh beton,

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0.6 \times 2054212.54 \\ &= 1232527.53 \text{ N} \end{aligned}$$

$\phi \times Vc < Vu$ sehingga diperlukan tulangan geser,

$$\begin{aligned} \phi Vs &= Vu - \phi \times Vc \\ &= 1286968.45 - 1232527.53 \\ &= 54440.93 \text{ N} \end{aligned}$$

Geser pada sepenuhnya dipikul oleh tulangan geser sehingga :

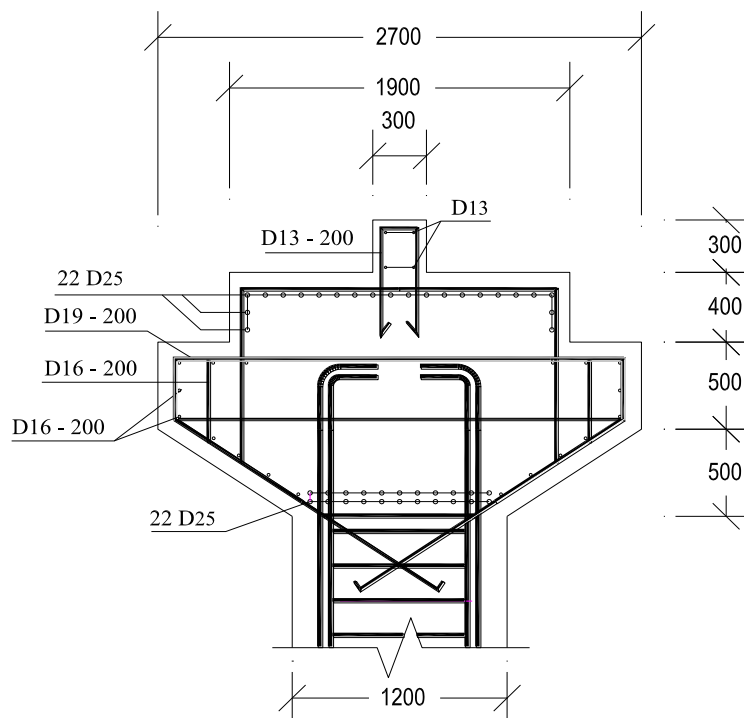
$$\begin{aligned} Vs &= Vu / (\phi) \\ &= (54440.93) / 0.60 = 90734.88 \text{ N} \end{aligned}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang 4 D16

$$\begin{aligned}
 \text{Untuk tulangan geser, } A_{sv} &= n \times 1/4 \pi \times D^2 \\
 &= 4 \times 1/4 \times 3.14 \times 16^2 \\
 &= 803.84 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tulangan geser sengkang (S)} &= A_{sv} \times f_y \times d / V_s \\
 &= 803.84 \times 400 \times \frac{1300}{90734.88} \\
 &= 4609.43 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Sehingga digunakan tulangan geser 4D 16 dengan jarak 200 mm.



Gambar 5. 149 Detail tulangan *pier head*