

BAB IV

PERENCANAAN STRUKTUR JEMBATAN

4.1. Data Teknis

Perencanaan jembatan ini menggunakan beton bertulang sebagai struktur atas utama dengan data teknis sebagai berikut:

Jenis jembatan	: Jembatan Beton Bertulang Gelagar Balok T
Kelas jalan	: Kelas 1
Panjang total jembatan	: 37,6 m
Jumlah bentang	: 1 buah
Lebar lalu lintas	: 8,5 m
Lebar trotoar	: 2 x 1,00 m
Jarak antar gelagar melintang	: 4,7 m
Jarak antara gelagar memanjang	: 1,70 m
Tebal pelat lantai kendaraan	: 20,00 cm
Jarak antara tiang sandaran	: 2,00 m
Tebal perkerasan	: 5,00 cm
Mutu baja tulangan	: $f_y = 400$ MPa (untuk diameter tulangan >16 mm) $f_y = 240$ MPa (untuk diameter tulangan <16 mm)
Mutu beton	: $f'_c = 30$ MPa

4.2. Data Pelat Lantai Jembatan

Tebal aspal (perkerasan)	t_a	=	50 mm
Jarak as ke as girder	L	=	37600 mm
Dekking	d_c	=	25 mm
Panjang efektif bentang	S	=	1700 mm
Tebal slab lantai jembatan	t_s	=	200 mm

Mutu beton	f'_c	=	30 MPa
Modulus elastisitas	E_c	=	25743 MPa
Modulus elastisitas baja	E_s	=	200000 MPa
Kuat leleh tulangan utama	f_y	=	400 MPa
Kuat leleh tulangan transversal	f_y	=	240 MPa
Beton bertulang	γ_b	=	25,0 kN/m ³
Berat jenis aspal	γ_a	=	22 kN/m ³
Berat jenis air	γ_a	=	9,8 kN/m ³
Berat jenis baja	γ_b	=	78,5 kN/m ³

4.3 Perencanaan Struktur Atas Jembatan

4.3.1 Sandaran

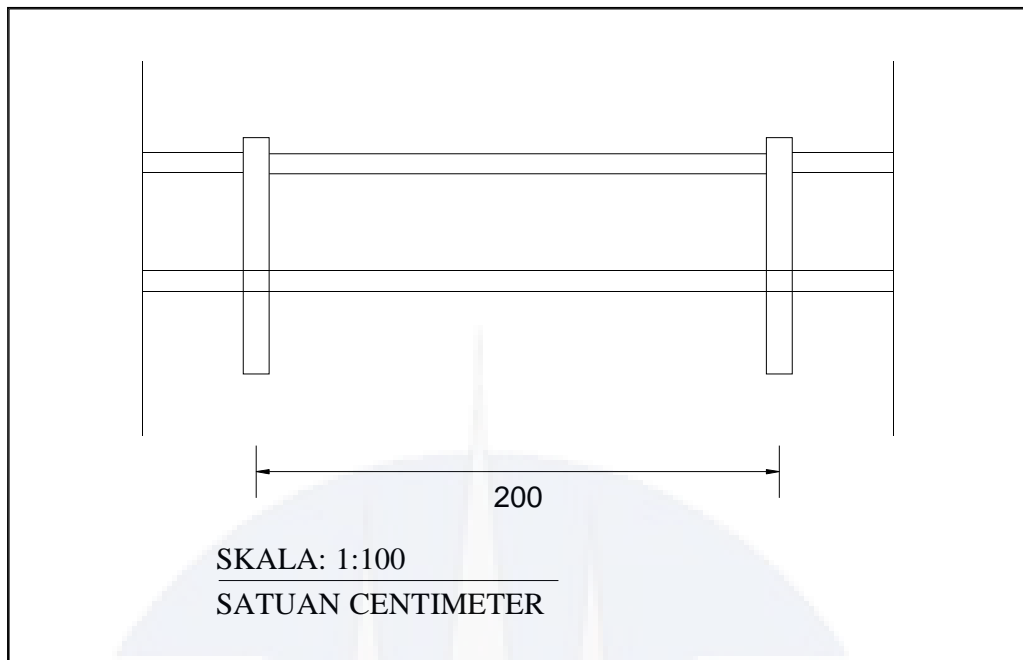
Dalam perencanaan sandaraan ini, pengontrol kekuatan bahan berdasarkan pada rumus berikut ini.

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{ijin}$$

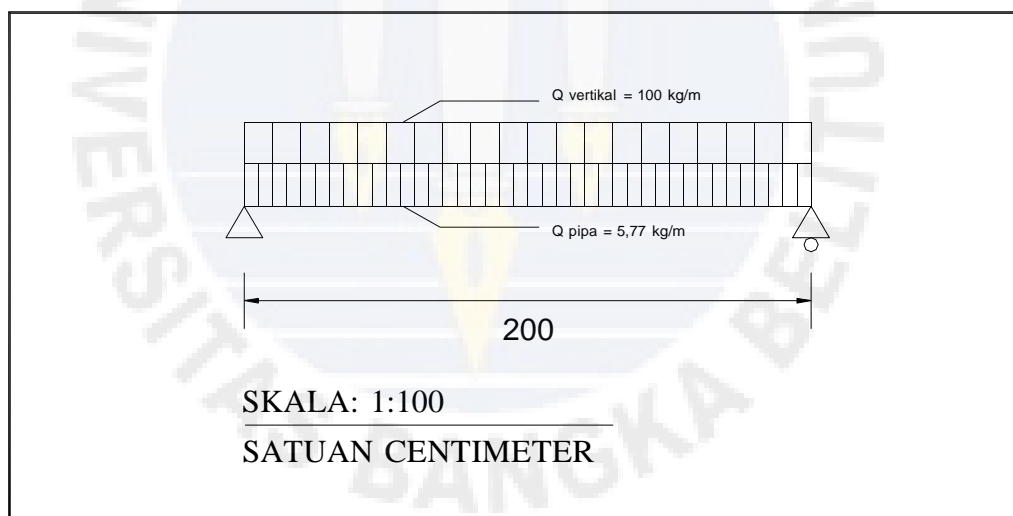
b. Beban

Beban yang ditahan berupa berat sendiri pipa dan beban vertikal sebesar 100 kg/m. Untuk sandaran digunakan pipa galvanis dengan data sebagai berikut:

Tebal pipa	=	3,2 mm
Berat sendiri pipa	=	5,77 kg/m
Section Modulus (W)	=	12,9 cm ³
Mutu baja BJ 37	σ_{ijin}	= 1600 kg/cm ²



Gambar 4.1 Tampak Depan Sandaran



Gambar 4.2 Pembebanan pada Sandaran

$$M = \frac{1}{8} \times 5,77 \times 2^2 + \frac{1}{8} \times 100 \times 2^2$$

$$= 52,885 \text{ kgm} = 5288,5 \text{ kgcm}$$

b. Kontrol tegangan

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{ii}$$

$$\sigma = \frac{5 \cdot 5}{1,9} = 409,961 \text{ kg/cm}^2 < 1600 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \text{Aman}$$

4.3.2 Tiang Sandaran

Tiang – tiang sandaran pada setiap tepi trotoar harus diperhitungkan untuk menahan beban horisontal sebesar 100 kg/m, yang bekerja pada tinggi 90 cm diatas lantai trotoar. Namun dalam perencanaan ini momen ditinjau terhadap muka lantai, setinggi 1,15 m dari pusat gaya yang bekerja.

$$\text{Momen lentur (M)} = 2 \times 100 \times 1,15 = 230 \text{ kgm} = 2300000 \text{ Nmm}$$

$$\text{Gaya geser (V)} = 2 \times 100 = 200 \text{ kg} = 2000 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2M_D + 1,6M_L \\ &= 1,2(0) + 1,6(2300000) = 3680000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$V_u = 1,2V_D + 1,6V_L = 1,2(0) + 1,6(2000) = 3200 \text{ N}$$

Penulangan tiang sandaran

$$d_s = 20 \text{ mm}$$

$$d = h - d_s = 160 - 20 = 140 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{2}{0,8 \cdot 3} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{2} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 2} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,06450 = 0,048381$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{2} = 0,005833$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{3}{1 \cdot 140^2} = 1,878 \text{ N/mm}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,4} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,4 \cdot 1,878}{2}} \right] = 8,134 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_p < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

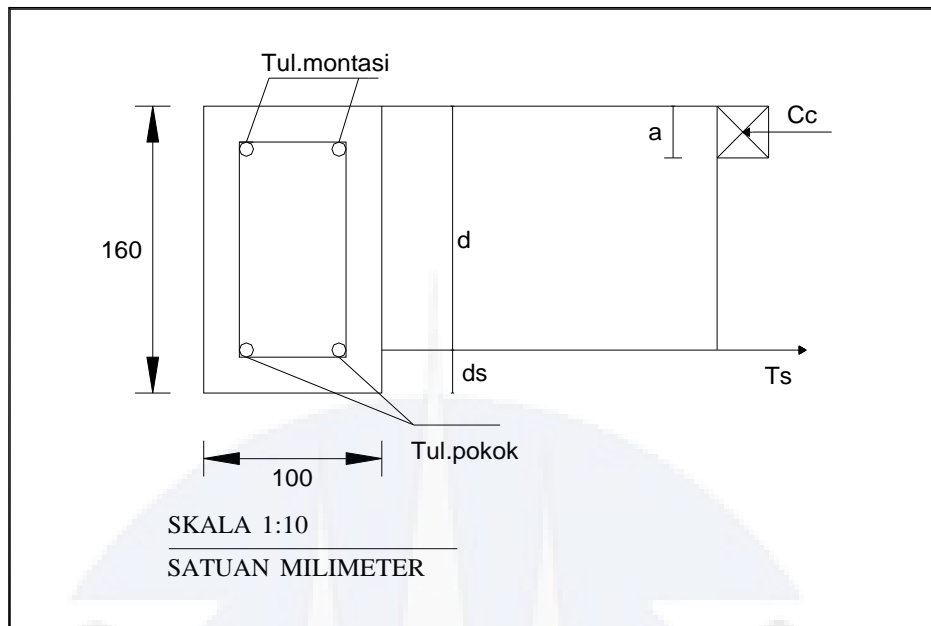
$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 100 \times 140 = 130,667 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D10} \rightarrow A_s \text{ D10} = 78,5398 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan } n = \frac{A_s}{A_{sD8}} = \frac{1 \cdot 6}{7,5} = 1,6637 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan 2 D10 ($A_s = 157,0796 \text{ mm}^2$)



Gambar 4.3 Diagram Tegangan Beton pada Tiang Sandaran

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \times 30 \times 100 \times a \\ &= 2550a \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_s \cdot f_y \\ &= 157,0796 \times 240 \\ &= 37699,11 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_H = 0 &\rightarrow T_s = C_c \\ 37699,11 &= 2550a \end{aligned}$$

$$a = \frac{37699,11}{2550} = 14,784 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 37699,11 \cdot \left(140 - \frac{14,784}{2} \right) = 4999204 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 0,8 \cdot M_n = 0,8 \times 4999204 = 3999364 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 3999364 \text{ Nmm} > M_{u,perlu} = 3680000 \text{ Nmm}$$

Berarti momen kapasitas mencukupi.

Perencanaan tulangan geser

$$V_u = 3200 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 100 \times 140 = 12780,193 \text{ N}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 0,6 \times 12780,193$$

$$= 3834,058 \text{ N} > 3200 \text{ N (secara teoritis tidak perlu sengkang)}$$

Walaupun secara teoritis tidak perlu sengkang tetapi untuk kestabilan struktur, peraturan mensyaratkan dipasang tulangan minimum.

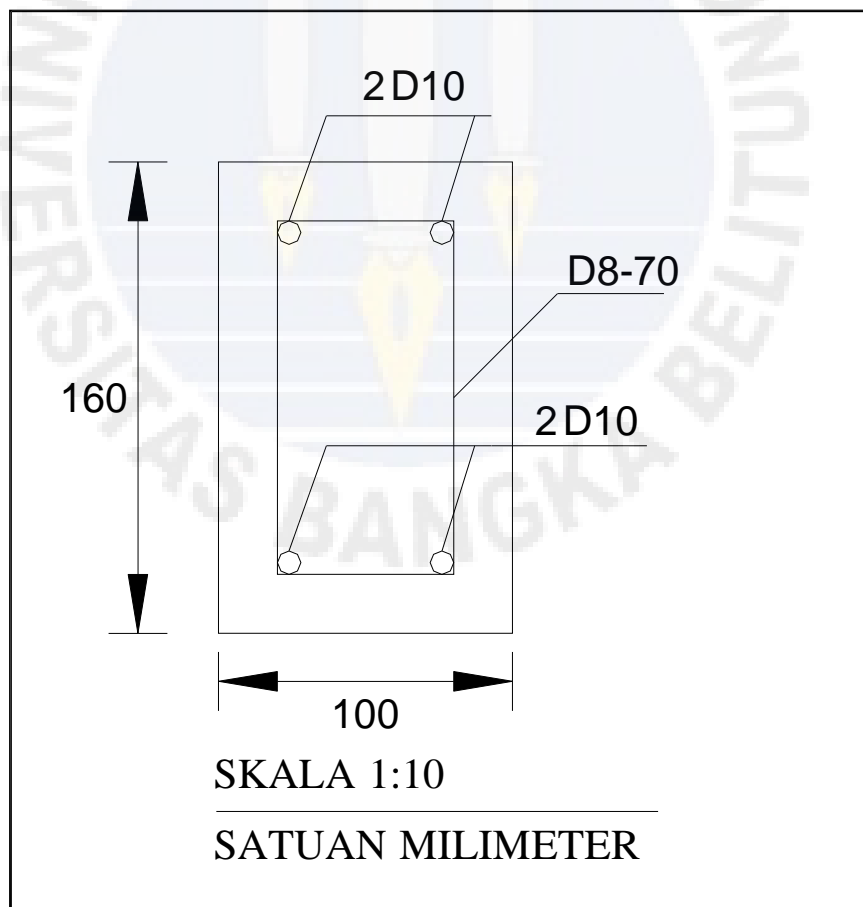
$$A_{v \text{ min}} = \frac{\frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b \cdot s}{f_y} = \frac{\frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 100 \times 70}{2} = 85,201 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D8 ($A_v = 100,531 \text{ mm}^2$)

$$S = \frac{A_v \cdot f_y}{\frac{1}{3} \sqrt{f_c} \cdot b} = \frac{100,531 \cdot 250}{\frac{1}{3} \times \sqrt{30} \times 100} = 82,595 \text{ mm}$$

$$S_{\text{maksimm}} = \frac{1}{2} \times 140 = 70 \text{ mm}$$

Jadi dipakai tulangan 4 D10 untuk lentur dan D8 –70 mm untuk tulangan geser.



Gambar 4.4 Penampang Tiang Sandaran

4.3.3 Kerb

Kerb yang terdapat pada tepi-tepi lantai kendaraan harus diperhitungkan untuk dapat menahan satu beban horisontal ke arah melintang jembatan sebesar 500 kg/m yang berkerja pada puncak kerb yang bersangkutan atau pada tinggi 25 cm diatas permukaan lantai kendaraan apabila kerb yang bersangkutan lebih tinggi dari 15 cm.

Dalam perencanaan kerb ini, dikontrol terhadap kekuatan bahan.

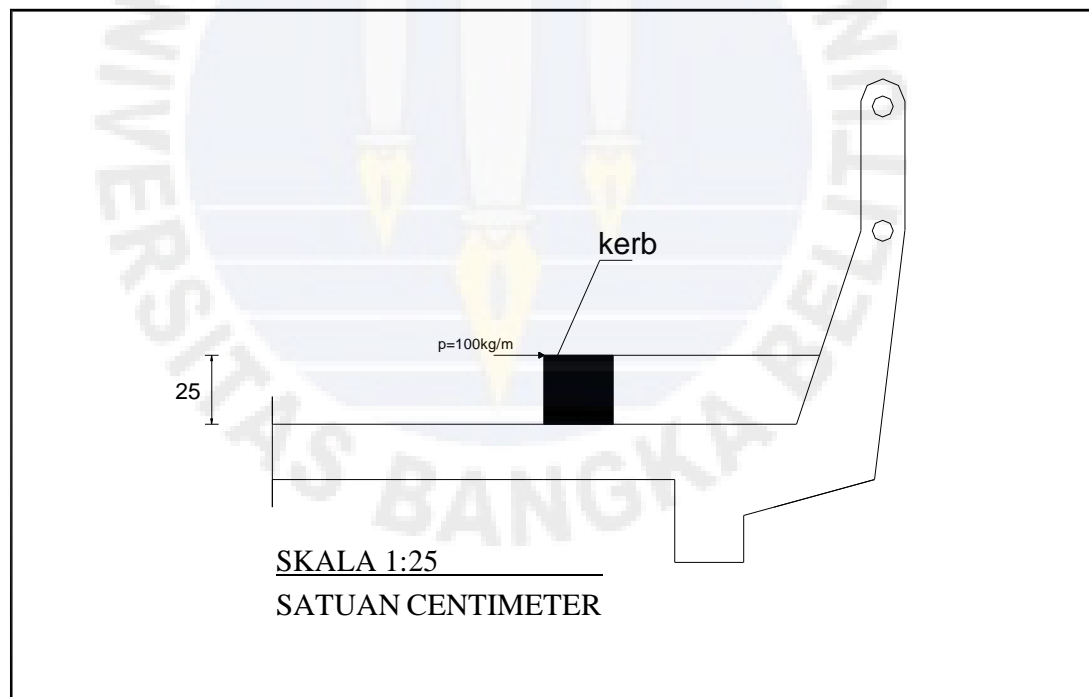
$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{ii}$$

Dengan :

σ : tegangan yang terjadi akibat pembebanan (kg/m²)

M : Momen yang berkerja pada kerb (kgcm)

W : Momen tahanan (cm³)



Gambar 4.5 Pembebanan pada Kerb

Dintinjau untuk per 1 m panjang arah memanjang jembatan

$$P = 500 \times 1,00 = 500 \text{ kg}$$

$$M = 500 \times 0,25 = 125 \text{ kgm} = 12500 \text{ kgcm}$$

Kerb direncanakan menggunakan baja siku dengan $\sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq \sigma_{ii}$$

$$W = \frac{1}{1} = 7,8125 \text{ cm}^3$$

Digunakan profil siku L 60.60.10

Data profil : $W_x = W_y = 8,41 \text{ cm}^3$

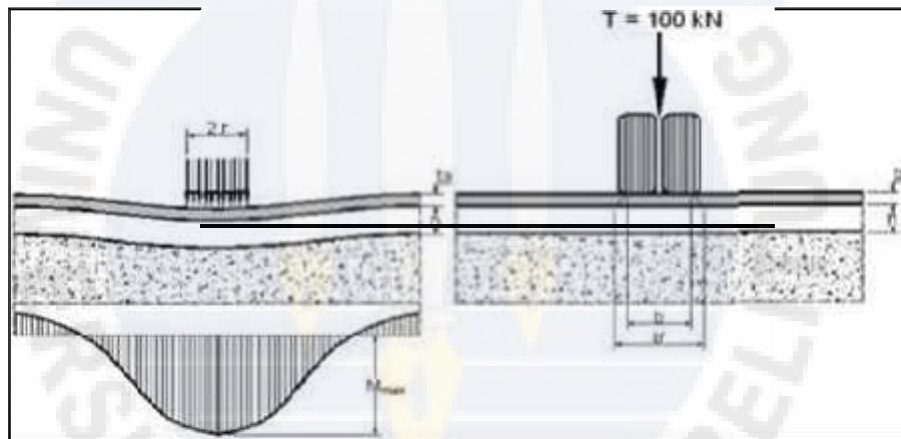
$$q = 8,69 \text{ kg/m}$$

$$\sigma = \frac{1}{8,4} = 1486,3258 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Maka profil baja siku L 60.60.10 dapat dipakai sebagai kerb.

4.3.4 Perhitungan pelat injak

1. Pelat injak arah melintang jembatan



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.6 Pelat injak arah melintang jembatan

Gambar diatas sebagai acuan untuk dalam perhitungan

a. Beban truk "T" (TT)

faktor beban ultimit $\gamma_{TT}^u = 1,8$

beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya, $T = 100 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk digunakan, $DLA = 0,3$

Beban truk "T", $T_{TT} = (1+DLA) \times T = 130,00 \text{ kN}$

b. Momen pada pelat injak

Tebal pelat injak $h = 0,30 \text{ m}$

Tebal lapisan aspal $t_a = 0,05 \text{ m}$

Lebar bidang kontak roda truk	$b = 0,50 \text{ m}$
$b' = b + t_a$	
$= 0,50 + 0,05 = 0,55 \text{ m}$	
Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Angka poisson	$\nu = 0,2$
Standar modulus of soil reaction	$k_s = 81500 \text{ kN/m}^3$
Modulus elastisitas beton	$E_c = 25742,960 \text{ MPa}$
Lebar penyebaran beban terpusat	

$$r = b'/2$$

$$= 0,55 / 2 = 0,275 \text{ m}$$

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

$$\lambda = [25742960 \times 0,30^3 / \{12 \times (1-0,2^2) \times 81500\}]^{0,25}$$

$$= 0,92758 \text{ m}$$

Momen max pada pelat injak akibat beban roda:

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

$$M_{\max} = 130 / 2 \times [1 - (0,275 \times \sqrt{2} / 0,92758)^{0,6}]$$

$$= 26,416 \text{ kNm}$$

Momen ultimit pelat injak arah melintang jembatan:

$$M_u = \gamma_{TT}^u \times M_{\max}$$

$$= 1,80 \times 26,416 = 47,548 \text{ kNm}$$

c. Penulangan pelat injak arah melintang jembatan:

Momen rencana ultimit	$M_u = 47,548 \text{ kNm}$
Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 240 \text{ MPa}$
Tebal pelat injak	$h = 300 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Modulus elastisitas baja	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	$\beta_1 = 0,85$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{240}{0,8 \cdot 30} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \times 3}{2} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 2} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,06450 = 0,048382$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{2} = 0,005833$$

$$R_u = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{4}{1 \times (3 - 3)^2} = 0,6522 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot M_u}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,4} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,1 \times 0,6}{2}} \right] = 2,7533 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_p < \rho_{m,s}$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 1000 \times 270 = 1575 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D13} \rightarrow A_s \text{ D13} = 132,7323 \text{ mm}^2$$

Jumlah antara tulangan (S)

$$S = \frac{A_{s,D1}}{A_{st1}} \times b = \frac{1 \cdot 7'}{1} \times 1000 = 84,2745 \text{ mm}$$

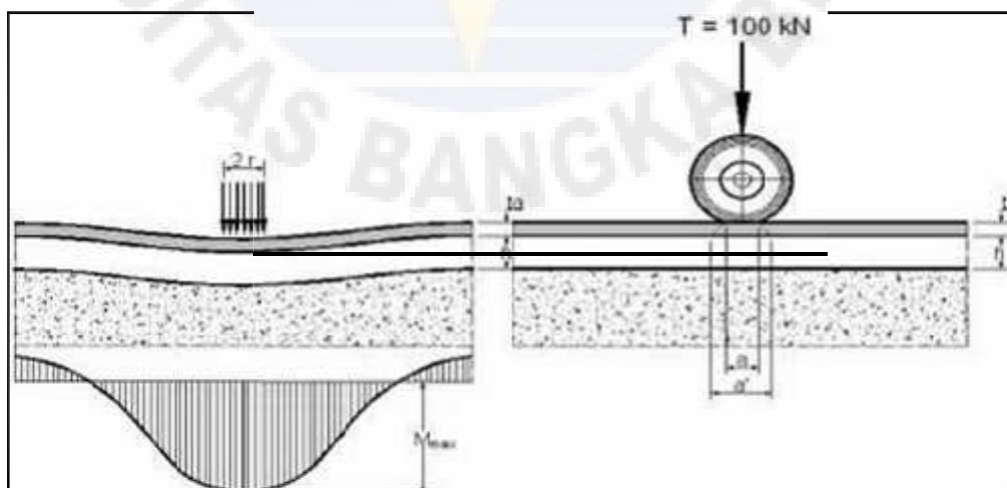
Digunaka tulangan D13 – 50 mm

Luas tulangan ada

$$A_{s,ada} = \pi/4 \times D^2 \times b / s$$

$$= \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 50 = 2654,646 \text{ mm}^2$$

2. Pelat injak arah memanjang jembatan



Sumber : Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.7 Pelat injak arah memanjang jembatan

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

a. Beban truk "T" (TT)

faktor beban ultimit $\gamma_{TT}^u = 1,8$

beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya, $T = 100$ kN

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk digunakan, $DLA = 0,3$

Beban truk "T", $T_{TT} = (1+DLA) \times T = 130,00$ kN

b. Momen pada pelat injak

Tebal pelat injak $h = 0,30$ m

Tebal lapisan aspal $t_a = 0,05$ m

Lebar bidang kontak roda truk $a = 0,30$ m

$b' = a + t_a$

$= 0,30 + 0,05 = 0,35$ m

Mutu beton $f_c' = 30$ MPa

Angka *poisson* $\nu = 0,2$

Standar *modulus of soil reaction* $k_s = 81500$ kN/m³

Modulus elastisitas beton $E_c = 25742,960$ MPa

Lebar penyebaran beban terpusat

$r = a'/2$

$= 0,35 / 2 = 0,175$ m

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

$\lambda = [25742960 \times 0,30^3 / \{12 \times (1-0,2^2) \times 81500\}]^{0,25}$

$= 0,92758$ m

Momen max pada pelat injak akibat beban roda:

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

$M_{max} = 130 / 2 \times [1 - (0,175 \times \sqrt{2} / 0,92758)^{0,6}]$

$= 35,581$ kNm

Momen ultimit pelat injak arah melintang jembatan:

$M_u = \gamma_{TT}^u \times M_{max}$

$= 1,8 \times 35,581 = 64,0451$ kNm

c. Penulangan pelat injak arah memanjang jembatan:

Momen rencana ultimit

$M_u = 64,0451$ kNm

Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 240 \text{ MPa}$
Tebal pelat injak	$h = 300 \text{ mm}$
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	$d' = 30 \text{ mm}$
Modulus elastisitas baja	$E_s = 200000 \text{ MPa}$
Faktor bentuk distribusi tegangan beton	$\beta_1 = 0,85$

Tebal efektif pelat injak

$$d = h - d'$$

$$= 300 - 30 = 270 \text{ mm}$$

Ditinjau pelat injak selebar 1 m

$$b = 1000 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c'} = \frac{240}{0,8 \cdot 30} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 30}{240} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 240} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,06450 = 0,048382$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,005833$$

$$R_n = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{6}{1 \times 270^2} = 0,7160 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,412} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,412 \times 0,7}{240}} \right] = 3,0266 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_p < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 1000 \times 270 = 1575 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D13} \rightarrow A_s \text{ D13} = 132,7323 \text{ mm}^2$$

Jumlah antara tulangan (S)

$$S = \frac{A_s E_1}{A_s t_1} \times b = \frac{1 \cdot 7}{1} \times 1000 = 84,2745 \text{ mm}$$

Digunaka tulangan D13 – 50 mm

Luas tulangan ada

$$A_{s \text{ ada}} = \pi / 4 \times D^2 \times b / s$$

$$= \pi / 4 \times 13^2 \times 1000 / 50 = 2654,646 \text{ mm}^2 \text{ Jarak tulangan yang diperlukan}$$

$$s = \pi / 4 \times D^2 \times b / A_{s \text{ perlu}}$$

$$= \pi / 4 \times 13^2 \times 1000 / 1263,2522 = 105,0719 \text{ mm}$$

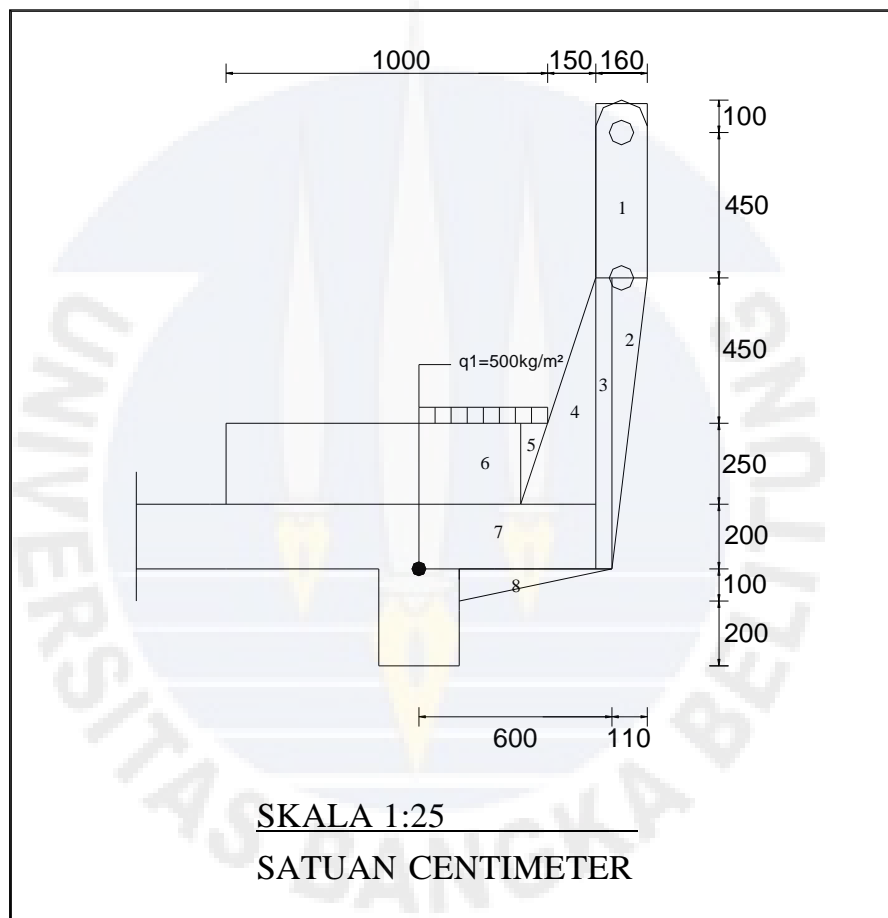
Digunakan tulangan D13 – 100 mm

Luas tulangan ada

$$A_{s \text{ ada}} = \pi / 4 \times D^2 \times b / s$$

$$= \pi / 4 \times 13^2 \times 1000 / 100 = 105,0719 \text{ mm}^2$$

4.3.5 Perhitungan pelat kantilever



Gambar 4.8 Pembebanan Pada Pelat Kantilever

a. Momen lentur

$$\begin{aligned} V_1 &= p \times l \times t \\ &= 0,55 \times 0,15 \times 0,16 = 0,0132 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_2 &= (\frac{1}{2} \times a \times t) \times t_{bid} \\ &= (\frac{1}{2} \times 0,11 \times 0,9) \times 0,10 = 0,00495 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$V_3 = p \times l \times t$$

$$= 0,45 \times 0,05 \times 0,10 = 0,00225 \text{ m}^3$$

$$\begin{aligned} V_4 &= (\frac{1}{2} \times a \times t) \times t_{\text{bid}} \\ &= (\frac{1}{2} \times 0,233 \times 0,7) \times 0,10 = 0,0075 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_5 &= (\frac{1}{2} \times a \times t) \times t_{\text{bid}} \\ &= 0,5 \times 0,083 \times 1 = 0,01037 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_6 &= p \times l \times t \\ &= 0,25 \times 1 \times 0,3167 = 0,03958 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_7 &= p \times l \times t \\ &= 0,2 \times 1 \times 0,55 = 0,11 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_8 &= (\frac{1}{2} \times a \times t) \times t_{\text{bid}} \\ &= (\frac{1}{2} \times 0,1 \times 0,475 \times 1) = 0,02375 \text{ m}^3 \end{aligned}$$

Tabel 4.1 Pembebanan pelat kantilever

No	Volume (m ³)	γ (kg/m ³)	W (kg)	Lengan (m)	Momen (kg.m)	
					M _D	M _L
1	(0,55 x 0,1 x 0,16) = 0,0088	2500	22	0,52	11,44	-
2	(½ x 0,11 x 0,9) x 0,10 = 0,00495	2500	12,375	0,5633	6,9708	-
3	(0,9x 0,05 x 0,10) = 0,0045	2500	11,25	0,465	5,2313	-
4	(½ x 0,233 x 0,7) x 0,10 = 0,00735	2500	20,3875	0,4723	9,6290	-
5	(½ x 0,083 x 0,25) x 1 = 0,01375	2500	25,9375	0,3445	8,9355	-
6	(0,25 x 1x 0,3167) = 0,03959	2500	98,9688	0,1583	15,6668	-
7	(0,2 x 1 x 0,55) = 0,11	2500	275	0,275	75,625	-
8	(½ x 0,1 x 0,4755 x 1) = 0,02375	2500	59,375	0,2849	16,9159	-
P	2x100		200	1,25	-	250
q ₁	500 x 0,69 x 1		345	0,4	-	138
	railing = 2 x 2 x 6 kg/m ²		24	0,63	15,12	-
Total momen					165,5343	388

$$\begin{aligned} M_u &= 1,2 M_D + 1,6 M_L \\ &= (1,2 \times 165,5343) + (1,6 \times 388) \\ &= 819,4411 \text{ kgm} = 8194411,158 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan gaya geser (*Shear Force*)Akibat beban mati (V_D)

Berat tiang sandaran:

Berat 1	=	22	kg
Berat 2	=	12,375	kg
Berat 3	=	11,25	kg
Berat 4	=	20,3875	kg
Railing	=	24	kg
		<hr/>	
		= 90,0125	kg

Pelat kantilever

Berat 5	=	25,9375	kg
Berat 6	=	98,9688	kg
Berat 7	=	275	kg
Berat 8	=	59,375	kg
		<hr/>	
		= 459,2813	kg

Total gaya geser akibat beban mati (V_D)

$$V_D = 90,0125 + 459,2813$$

$$= 549,2938 \text{ kg}$$

Akibat beban hidup (V_L)

$$V_L = P + q_l$$

$$= 200 + 345 = 545 \text{ kg}$$

Total gaya geser (V_u)

$$V_u = 1,2 V_D + 1,6 V_L$$

$$= (1,2 \times 549,2938) + (1,6 \times 545)$$

$$= 1531,1525 \text{ kg} = 15311,525 \text{ N}$$

c. Perhitungan baja tulangan

$$M_u = 8194411,158 \text{ Nmm}$$

$$V_u = 15311,525 \text{ N}$$

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

$$d_s = 40 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{2}{0,8 \cdot 3} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{2} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 2} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,06450 = 0,048382$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{2} = 0,005833$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{8}{1} \cdot \frac{1}{1} = 0,3201 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,4} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,1 \times 0,3}{2}} \right] = 1,342 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_p < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 1000 \times 160 = 933,333 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D16} \rightarrow A_s \text{ D16} = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jumlah antara tulangan (S)

$$S = \frac{A_{s \text{ D16}}}{A_{s \text{ t}}} \times b = \frac{201}{9,3} \times 1000 = 215,423 \text{ mm}$$

Digunaka tulangan D16 – 200 mm

Analisis kapasitas momen:

$$A_{s \text{ total baru}} = \frac{b}{S} \times A_s \text{ D16} = \frac{1}{2} \times 201,062 = 1005,3096 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \times 30 \times 1000 \times a \\ &= 25500a \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_{s,b} \cdot f_y \\ &= 1005,3096 \times 240 \\ &= 241274,32 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow T_s = C_c$$

$$241274,32 = 2550a$$

$$a = \frac{241274,32}{25} = 9,462 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 241274,32 \cdot \left(270 - \frac{9,4}{2} \right) = 64002628 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 0,8 \cdot M_n = 0,8 \times 64002628 = 51202102 \text{ Nmm}$$

$$M_{u,r} = 51202102 \text{ Nmm} > M_u = 8555405,389 \text{ Nmm}$$

Berarti momen kapasitas mencukupi.

Perencanaan tulangan geser

$$V_u = 15311,525 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c} \cdot b \cdot d = \frac{1}{6} \times \sqrt{30} \times 1000 \times 160 = 146059,3487 \text{ N}$$

$$\begin{aligned} \frac{1}{2} \phi V_c &= \frac{1}{2} \times 0,6 \times 146059,3487 \\ &= 43817,8046 \text{ N} > 16572,23 \text{ N} \end{aligned}$$

Aman terhadap geser.

4.3.6 Perhitungan pelat lantai

a. Perhitungan momen lantai kendaraan

Perhitungan momen lantai kendaraan menggunakan Metode M. Pigeaud sebagai berikut.

Letak pelat dalam dengan semua sisi menerus

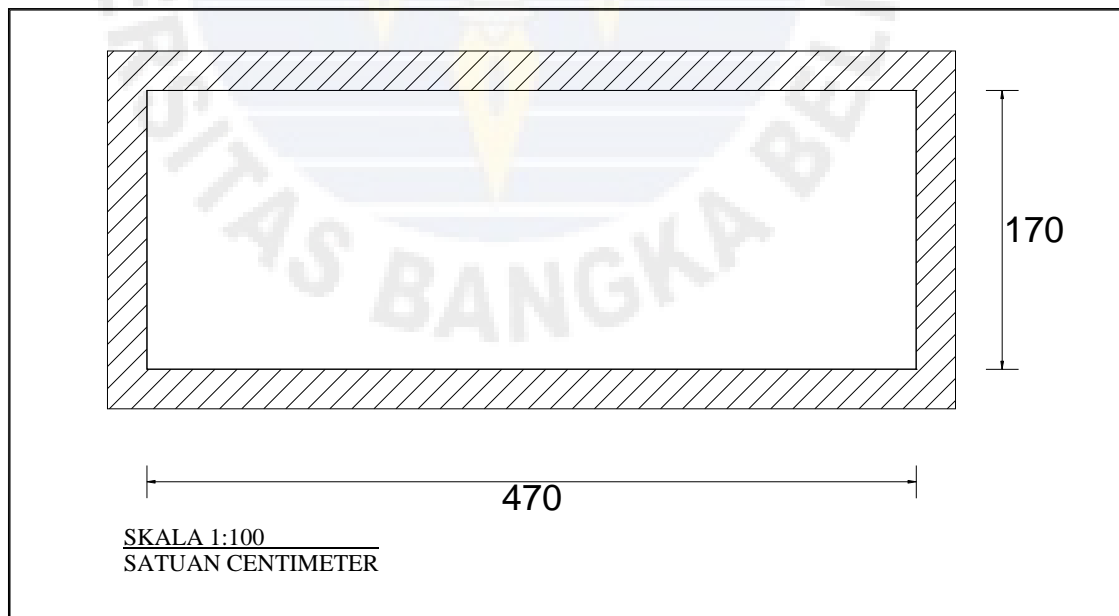
Panjang pelat lantai, L = 4,7 m

Lebar pelat beton, B = 1,7 m

Tebal pelat beton, t_s = 0,2 m

Tebal lapis perkerasan, t_p = 0,05 m

Diameter tulangan pelat, d_t = 16 m



Gambar 4.9 Kondisi Batas Pelat Beton

1) Rasio sisi panjang terhadap lebar pelat

$$K = f_1 \cdot \frac{L}{B} = 1 \times \frac{4,7}{1,7} = 2,765$$

2) Koefisien reduksi momen

Untuk pelat dalam dengan semua sisi menerus maka koefisien reduksi momennya, $r_m = 0,7$

3) Perhitungan beban tetap

$$\text{Berat pelat beton} = \gamma_c \cdot t_s \cdot L \cdot B = 25 \times 0,20 \times 4,7 \times 1,7 = 39,95 \text{ kN}$$

$$\text{Berat lapis perkerasan} = \gamma_b \cdot t_p \cdot L \cdot B = 22 \times 0,05 \times 4,7 \times 1,7 = 8,789 \text{ kN}$$

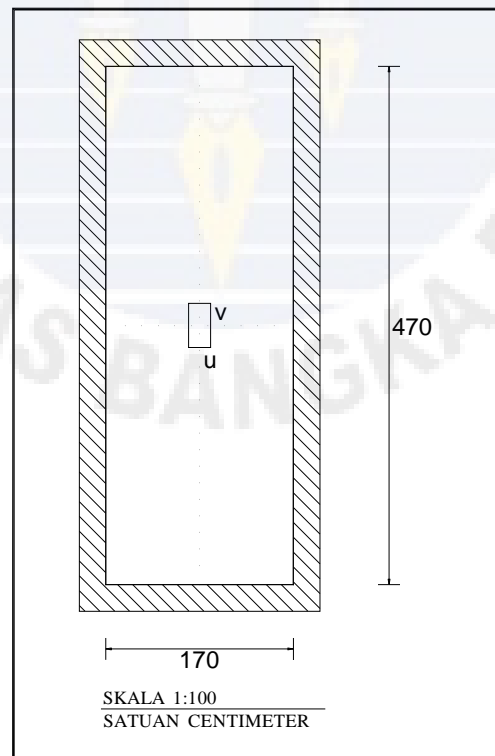
$$\text{Berat lapis air hujan} = \gamma_w \cdot t_w \cdot L \cdot B = 10 \times 0,05 \times 4,7 \times 1,7 = 3,995 \text{ kN}$$

$$\text{Total, } P_D = 52,734 \text{ kN}$$

Rasio bidang beban pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{1,7}{1,7} = 1$$

$$\frac{v}{L} = \frac{4,7}{4,7} = 1$$



Gambar 4.10 Beban Mati Pelat

Dari grafik M. Pigeaud (pada Lampiran) diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik K = 2,765 $m_1 = 7,77 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 1,91 \times 10^{-2}$

Momen lentur beban mati

$$\begin{aligned} M_{DLx} &= r_m \cdot P_d (m_1 + 0,15 m_2) \\ &= 0,7 \times 52,734 \times (7,77 \times 10^{-2} + 0,15 (1,91 \times 10^{-2})) \\ &= 2,974 \text{ kNm} \end{aligned}$$

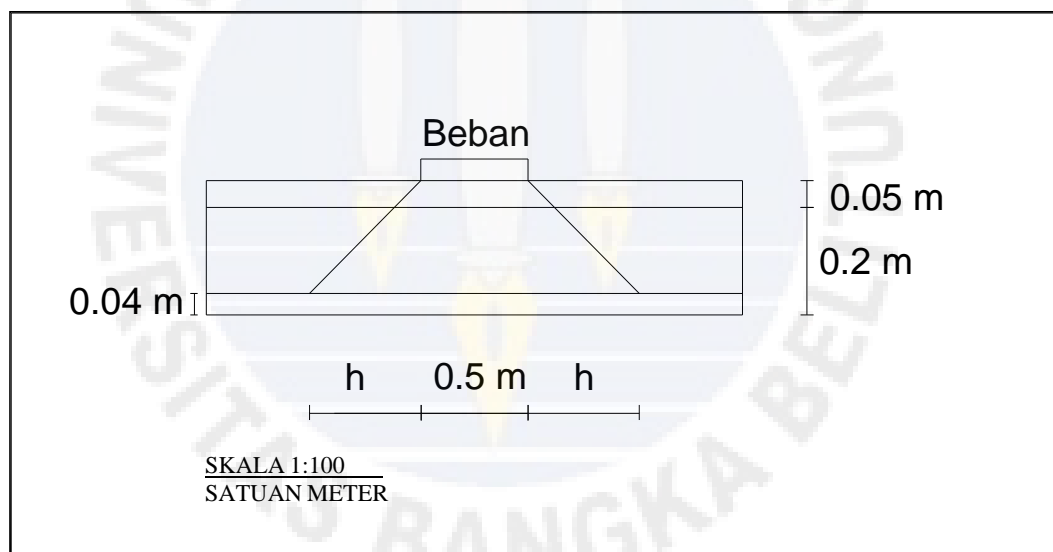
$$\begin{aligned} M_{DLy} &= r_m \cdot P_d (m_2 + 0,15 m_1) \\ &= 0,7 \times 52,734 \times (1,91 \times 10^{-2} + 0,15 (7,77 \times 10^{-2})) \\ &= 1,135 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Perhitungan beban hidup

Beban hidup

$$P_1 = \frac{1}{2} \times 225 \text{ kN} = 112,5 \text{ kN}$$

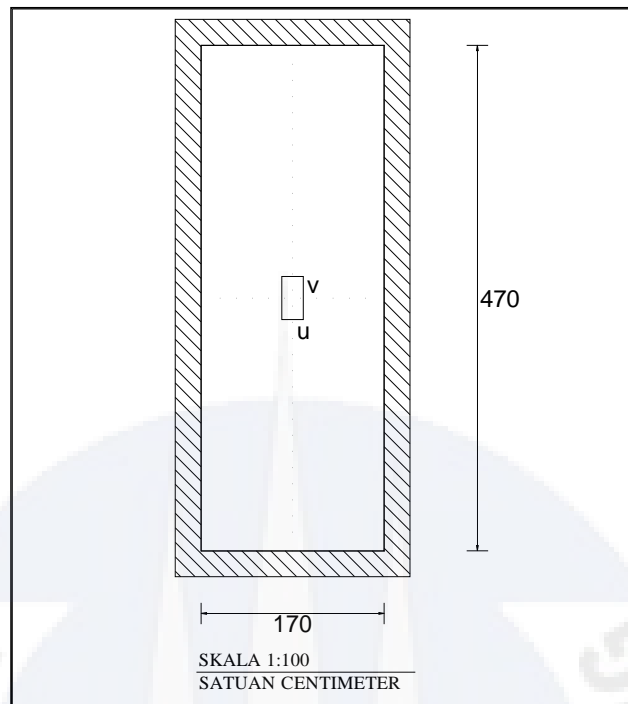
Tinggi penyebaran beban roda



Gambar 4.11 Penyebaran Beban Roda

$$\begin{aligned} h &= 0,05 + \left(0,2 - 0,04 - \frac{d_t}{2} \right) \\ &= 0,05 + \left(0,2 - 0,04 - \frac{0,0}{2} \right) \\ &= 0,202 \text{ m} \end{aligned}$$

Kondisi pembebanan 1 (Beban yang terpusat berada tepat di tengah pelat)



Gambar 4.12 Kondisi Beban Hidup 1

$$U = 0,5 + 2h$$

$$= 0,5 + 2 \times 0,202 = 0,904 \text{ m}$$

$$V = 0,3 + 2h$$

$$= 0,3 + 2 \times 0,202 = 0,704 \text{ m}$$

Rasio bidang pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{0,9}{1,7} = 0,532$$

$$\frac{v}{L} = \frac{0,7}{4,7} = 0,150$$

Dari grafik M. Pigeaud (pada Lampiran) diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik K = 2,765 $m_1 = 15 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 12,5 \times 10^{-2}$

Momen lentur beban hidup kondisi 1

$$M_{LLx} = r_m \cdot P_d (m_1 + 0,15 m_2)$$

$$= 0,7 \times 112,5 \times (15 \times 10^{-2} + 0,15 (12,5 \times 10^{-2}))$$

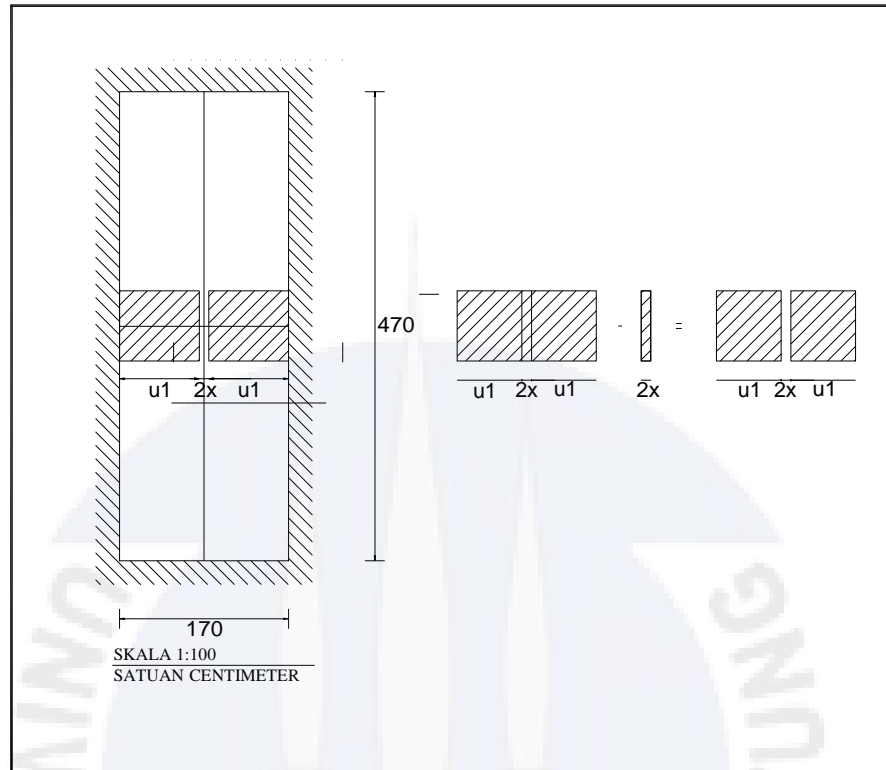
$$= 13,289 \text{ kNm}$$

$$M_{LLy} = r_m \cdot P_d (m_2 + 0,15 m_1)$$

$$= 0,7 \times 112,5 \times (12,5 \times 10^{-2} + 0,15 (15 \times 10^{-2}))$$

$$= 11,616 \text{ kNm}$$

Kondisi pembebanan 2 (Dua beban terpusat simetris terhadap sumbu pelat)



Gambar 4.13 Kondisi Beban Hidup

Formasi (i)

$$2x = 0,096$$

$$u_1 = 0,85 - \frac{0,0}{2} = 0,802$$

$$u = 2(u_1 + x) = 2(0,802 + 0,048) \\ = 1,7 \text{ m,}$$

$$v = 0,704 \text{ m}$$

Rasio bidang pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{1,7}{1,7} = 1$$

$$\frac{v}{L} = \frac{0,7}{4,7} = 0,150$$

Dari grafik M. Pigeaud (pada Lampiran) diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik K = 2,765 $m_1 = 9,64 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 7,875 \times 10^{-2}$

$$m_1 (u_1 + x) = 9,64 \times 10^{-2} \times (0,802 + 0,048)$$

$$= 8,194 \times 10^{-2}$$

$$M_2 (u_1 + x) = 7,875 \times 10^{-2} \times (0,802 + 0,048)$$

$$= 6,694 \times 10^{-2}$$

Formasi (ii)

$$u = 2x = 2 \times 0,048 = 0,096 \text{ m}$$

$$v = 0,704 \text{ m}$$

Rasio bidang pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{0,0}{1,7} = 0,056$$

$$\frac{v}{L} = \frac{0,7}{4,7} = 0,150$$

Dari grafik M. Pigeaud diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik K = 2,765 $m_1 = 27 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 18 \times 10^{-2}$

$$m_1 \cdot x = 27 \times 10^{-2} \times 0,048$$

$$= 1,296 \times 10^{-2}$$

$$m_2 \cdot x = 18 \times 10^{-2} \times 0,048$$

$$= 8,64 \times 10^{-3}$$

Formasi (iii) = (i) – (ii)

$$m_1 = 8,194 \times 10^{-2} - 1,296 \times 10^{-2} = 6,898 \times 10^{-2}$$

$$m_2 = 6,694 \times 10^{-2} - 8,64 \times 10^{-3} = 5,829 \times 10^{-2}$$

Momen lentur beban hidup kondisi 2

$$M_{LL2x} = r_m \frac{2P_1}{u_1} (m_1 + 0,15 \cdot m_2)$$

$$= 0,7 \frac{2 \times 1,5}{0,8} (6,898 \times 10^{-2} + 0,15 (5,829 \times 10^{-2}))$$

$$= 15,264 \text{ kNm}$$

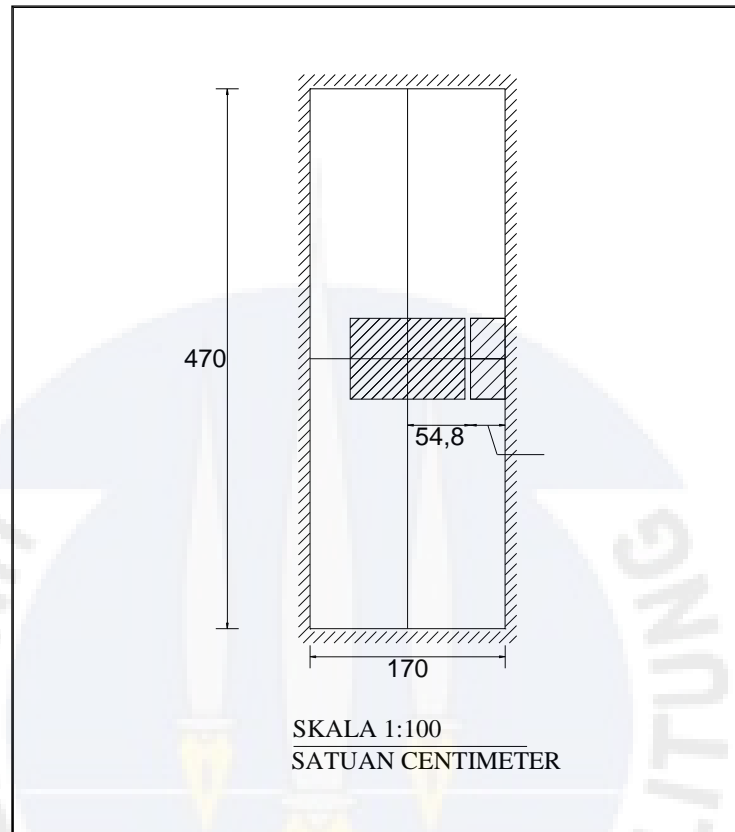
$$M_{LL2y} = r_m \frac{2P_1}{u_1} (m_2 + 0,15 \cdot m_1)$$

$$= 0,7 \frac{2 \times 1,5}{0,8} (5,829 \times 10^{-2} + 0,15 (6,898 \times 10^{-2}))$$

$$= 13,481 \text{ kNm}$$

Kondisi pembebanan 3 (Dua beban terpusat simetris terhadap sumbu pelat)

Roda 1



Gambar 4.14 Kondisi Beban Hidup

Formasi (i)

$$u = 2(u_1 + x) = 2(0,548 + 0,302) = 1,7 \text{ m}$$

$$v = 0,704 \text{ m}$$

Rasio bidang pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{1,7}{1,7} = 1$$

$$\frac{v}{L} = \frac{0,7}{4,7} = 0,150$$

Dari grafik M. Pigeaud (pada Lampiran) diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik $K = 2,765$ $m_1 = 9,64 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 7,875 \times 10^{-2}$

$$\begin{aligned} m_1 (u_1 + x) &= 9,64 \times 10^{-2} \times (0,302 + 0,548) \\ &= 8,194 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_2 (u_1 + x) &= 7,875 \times 10^{-2} \times (0,302 + 0,548) \\ &= 6,694 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

Formasi (ii)

$$u = 2x = 2 \times 0,548 = 1,096 \text{ m}$$

$$v = 0,704 \text{ m}$$

Rasio bidang pelat

$$\frac{u}{B} = \frac{1,0}{1,7} = 0,645$$

$$\frac{v}{L} = \frac{0,7}{4,7} = 0,150$$

Dari grafik M. Pigeaud (pada Lampiran) diperoleh nilai koefisien momen.

Dari grafik K = 2,765 $m_1 = 13,25 \times 10^{-2}$ dan $m_2 = 12 \times 10^{-2}$

$$\begin{aligned} m_1 \cdot x &= 13,25 \times 10^{-2} \times 0,548 \\ &= 7,261 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m_2 \cdot x &= 12 \times 10^{-2} \times 0,548 \\ &= 6,576 \times 10^{-2} \end{aligned}$$

Formasi (iii) = (i) – (ii)

$$m_1 = 8,194 \times 10^{-2} - 7,261 \times 10^{-2} = 0,933 \times 10^{-2}$$

$$m_2 = 6,694 \times 10^{-2} - 7,2 \times 10^{-3} = 0,118 \times 10^{-2}$$

$$P_1 = \frac{0,3}{0,9} = 37,583 \text{ kN}$$

Momen lentur beban hidup kondisi 3

$$\begin{aligned} M_{LL3x} &= r_m \frac{P_1}{u_1} (m_1 + 0,15 \cdot m_2) \\ &= 0,7 \times \frac{3,5}{0,3} \times (0,933 \times 10^{-2} + 0,15(0,118 \times 10^{-2})) \\ &= 0,828 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{LL3y} &= r_m \frac{P_1}{u_1} (m_2 + 0,15 \cdot m_1) \\ &= 0,7 \times \frac{3,5}{0,3} \times (0,118 \times 10^{-2} + 0,15(0,933 \times 10^{-2})) \\ &= 0,224 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Momen lentur beban hidup kondisi

$$M_{LL3x} = M_{LL1x} + M_{LL3x \text{ roda 1}}$$

$$\begin{aligned}
 &= 13,289 + 0,828 \\
 &= 14,117 \text{ kNm} \\
 M_{LL3y} &= M_{LL1y} + M_{LL3y \text{ roda 1}} \\
 &= 11,616 + 0,224 \\
 &= 11,840 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 4.2 Rekapitulasi momen pelat lantai

Jenis beban	$M_{\text{arah } x}$ (kNm)	$M_{\text{arah } y}$ (kNm)
Beban mati	3,005	1,147
Beban hidup 1	13,289	11,616
Beban hidup 2	15,264	13,481
Beban hidup 3	14,117	11,840

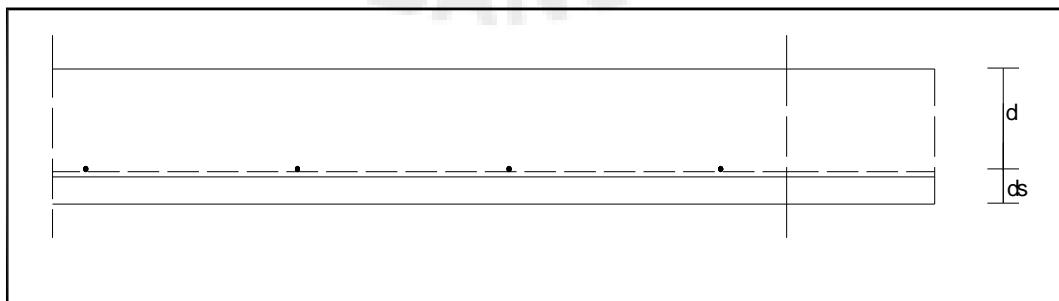
Dalam perhitungan penulangan, perhitungan momen rencana harus dikalikan dengan angka reduksi. Untuk nilai momen pelat lantai jenis beban hidup, diambil nilai yang terbesar, yaitu $M_{\text{arah } x} = 15,264 \text{ kNm}$ dan $M_{\text{arah } y} = 13,481 \text{ kNm}$.

Momen rencana

$$\begin{aligned}
 M_{ux} &= M_{DLx} + M_{DLx} \\
 &= 3,005 + 15,264 \\
 &= 18,2378 \text{ kNm} \\
 M_{uy} &= M_{DLy} + M_{DLy} \\
 &= 1,147 + 13,481 \\
 &= 14,6159 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

b. Penulangan pelat lantai bagian dalam

1) Penulangan arah melintang (arah X)



Gambar 4.15 Contoh penulangan Pelat Lantai Arah Melintang (Arah x)

$$M_u = 18,2378 \text{ kNm} = 18237836,15 \text{ Nmm}$$

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

$$d_s = 48 \text{ mm}$$

$$d = 200 - 48 = 152 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{2}{0,8 \cdot 3} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{2} \cdot 0,85 \cdot \frac{6}{6 + 2} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,06450 = 0,048382$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{2} = 0,005833$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \cdot d^2} = \frac{18237836,15}{1 \cdot 152^2} = 0,7894 \text{ N/mm}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,4} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 9,4 \cdot 0,7}{2}} \right] = 3,342 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 1000 \times 152 = 886,667 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D16} \rightarrow A_s \text{ D16} = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak antara tulangan (S)

$$S = \frac{A_s \text{ D16}}{A_s \text{ total}} \times b = \frac{201,062}{886,667} \times 1000 = 226,762 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 – 200 mm

Analisis kapasitas momen:

$$A_s \text{ total baru} = \frac{b}{S} \times A_s \text{ D16} = \frac{1}{2} \times 201,062 = 1005,3096 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \times 30 \times 1000 \times a \\ &= 25500a \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_{s,b} \cdot f_y \\ &= 1005,3096 \times 240 \\ &= 241274,3158 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow T_s = C_c$$

$$241274,3158 = 25500a$$

$$a = \frac{241274,3158}{2} = 9,462 \text{ mm}$$

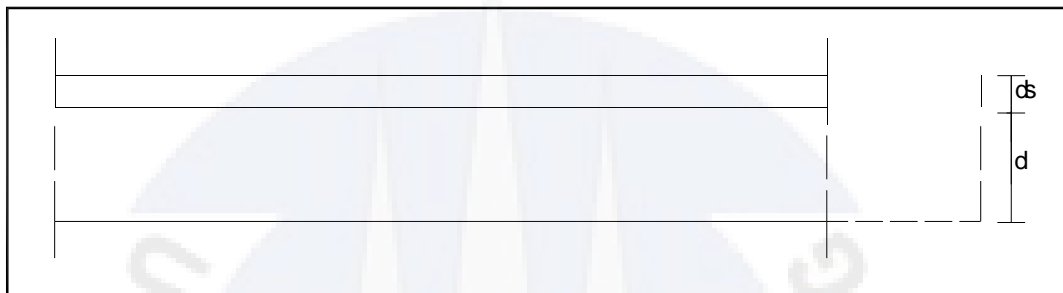
$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right) = 241274,3158 \cdot \left(152 - \frac{9,4}{2}\right) = 35532358,84 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 0,8 \cdot M_n = 0,8 \times 35532358,84 = 28425807,07 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 28425807,07 \text{ Nmm} > M_{u,r} = 18237836,15 \text{ Nmm}$$

Berarti momen kapasitas mencukupi.

1) Penulangan arah memanjang (arah Y)



Gambar 4.16 Contoh penulangan Pelat Lantai Arah Melintang (Arah Y)

$$M_u = 14,6159 \text{ kNm} = 14615968,15 \text{ Nmm}$$

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

$$d_s = 48 \text{ mm}$$

$$d = 200 - 48 = 152 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{2}{0,8 \cdot 3} = 9,412$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{2} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 2} = 0,06450$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,06450 = 0,048382$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{2} = 0,005833$$

$$R_n = \frac{M_u}{bd^2} = \frac{14615968,15}{1 \times 1^2} = 0,6326 \text{ N/mm}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2mR_n}{f_y}} \right] = \frac{1}{9,4} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,4 \times 0,6}{2}} \right] = 2,669 \times 10^{-3}$$

jadi $\rho_m < \rho_m$ s maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 5,833 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 5,833 \times 10^{-3} \times 1000 \times 152 = 886,667 \text{ mm}^2$$

$$\text{Di coba tulangan D16} \rightarrow A_s \text{ D16} = 201,062 \text{ mm}^2$$

Jarak antara tulangan (S)

$$S = \frac{A_s D16}{A_s t} \times b = \frac{201,062}{8,6} \times 1000 = 226,762 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 –200 mm

Analisis kapasitas momen:

$$A_s \text{ total baru} = \frac{b}{S} \times A_s \text{ D16} = \frac{1}{2} \times 201,062 = 1005,3096 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} C_c &= 0,85 \cdot f'_c \cdot b \cdot a \\ &= 0,85 \times 30 \times 1000 \times a \\ &= 25500a \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T_s &= A_{s,b} \cdot f_y \\ &= 1005,3096 \times 240 \\ &= 241274,3158 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\Sigma F_H = 0 \rightarrow T_s = C_c$$

$$241274,3158 = 25500a$$

$$a = \frac{241274,3158}{25500} = 9,462 \text{ mm}$$

$$M_n = T_s \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right) = 241274,3158 \cdot \left(152 - \frac{9,4}{2} \right) = 35532258,84 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 0,8 \cdot M_n = 0,8 \times 35532258,84 = 28425807,07 \text{ Nmm}$$

$$M_u = 28425807,07 \text{ Nmm} > M_{u,r} = 14615968,15 \text{ Nmm}$$

Berarti momen kapasitas mencukupi

4.3.7 Perencanaan gelagar memanjang

a. Berat sendiri



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.17 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Beban Mati
Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

Faktor beban ultimit $\gamma_{MS}^u = 1,3$
 Panjang bentang gelagar $L = 37,6 \text{ m}$
 Berat satu balok diafragma $W_d = b_d - (h_d - t_s) \cdot s \cdot w_c$
 $= 0,3 \times (0,45 - 0,2) \times 1,7 \times 25$
 $= 3,1875 \text{ kN} = 318,75 \text{ kg}$

Jumlah balok diafragma sepanjang bentang L , $n_d = 9$

Beban diafragma pada gelagar $Q_d = n_d \cdot W_d / L$
 $= 9 \times 318,175 / 37,6$
 $= 0,763 \text{ kN/m}$

Beban berat sendiri pada gelagar

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m)	Beban (kN/m ³)
1	plat lantai	1,7	0,2	25	8,5
2	gelagar	0,425	1,59	25	16,894
3	diafragma			$Q_d =$	0,763
				$Q_{MS} =$	26,157

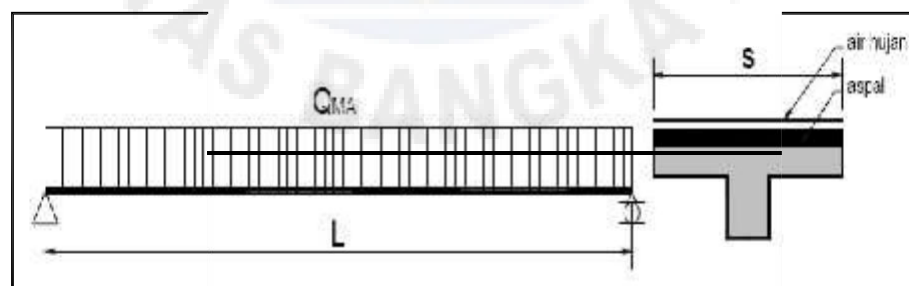
Gaya geser dan momen pada gelagar T akibat berat sendiri (MS)

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot L = \frac{1}{2} \times 26,157 \times 37,6 = 491,746 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = \frac{1}{8} \cdot Q_{MS} \cdot L^2 \left(\frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right) = \frac{1}{8} \times 26,157 \times 37,6^2 \times \left(\frac{1,8}{3,6} \times \left(1 - \frac{1,8}{3,6} \right) \right)$$

$$= 4622,4148 \text{ kN}$$

b. Beban mati tambahan (MA)



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.18 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Beban Mati

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

Faktor beban ultimit $\gamma_{MA}^u = 2$
 Panjang bentang gelagar $L = 37,6 \text{ m}$

Beban mati tambahan pada gelagar

No	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	lapisan Aspal+ overlay	1,7	0,05	22	1,87
2	air hujan	1,7	0,05	9,8	0,833
				Q_{MA}	2,703

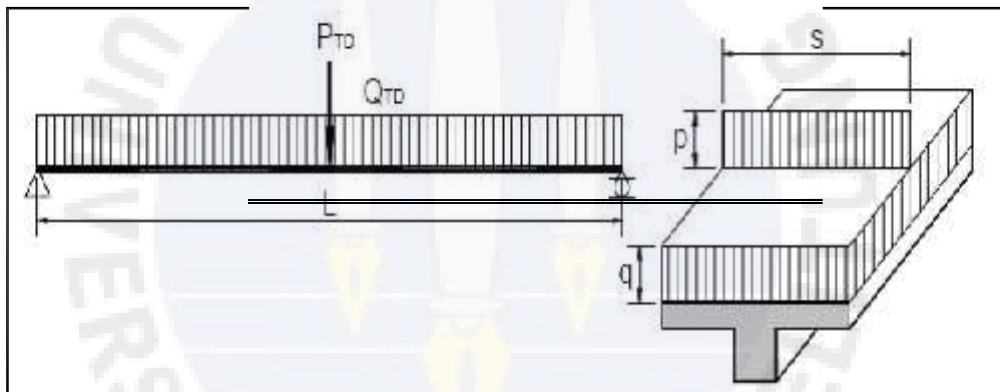
Gaya geser dan momen pada gelagar T akibat beban tambahan (MA)

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot L = \frac{1}{2} \times 2,703 \times 37,6 = 50,816 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot L^2 \left(\frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right) = \frac{1}{2} \times 2,703 \times 37,6^2 \times \left(\frac{1,8}{3,6} \times \left(1 - \frac{1,8}{3,6} \right) \right)$$

$$= 477,674 \text{ kNm}$$

c. Beban lalu lintas



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.19 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Beban Lalu Lintas

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

Beban lajur "D" (TD)

Faktor beban ultimit $\gamma_{TD}^u = 1,8$

Untuk panjang bentang, $L = 37,6 \text{ m}$ $q = 8,09 \text{ kPa}$

KEL mempunyai intensitas $p = 49 \text{ kN/m}$

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

DLA = 0,40 (dari gambar 2.12)

Jarak antara gelagar $s = 1,70 \text{ m}$

Untuk panjang gelagar $L = 37,6 \text{ m}$

Beban lajur pada gelagar

$$Q_{TD} = q \cdot s = 8,09 \times 1,7 = 13,754 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = (1+DLA) \cdot p \cdot s = (1 + 0,4) \times 49 \times 1,7 \\ = 116,62 \text{ kN}$$

Gaya geser dan momen pada gelagar T akibat beban lajur “D”

$$V_{TD} = \frac{1}{2} \cdot (Q_{TD} \cdot L + P_{TD}) \\ = \frac{1}{2} \times (13,754 \times 37,6 + 116,62) = 316,88 \text{ kN}$$

$$M_{TD} = \frac{1}{2} \cdot Q_{TD} \cdot L^2 \left(\frac{X}{L} \left(1 - \frac{X}{L} \right) \right) + P_{TD} \cdot L \left(\frac{X}{L} \left(1 - \frac{X}{L} \right) \right) \\ = \frac{1}{2} \times 316,88 \times 37,6^2 \times \left(\frac{1,8}{3,6} \times \left(1 - \frac{1,8}{3,6} \right) \right) + 116,62 \times 37,6 \times \left(\frac{1,8}{3,6} \times 0,5 \right) \\ = 3526,786 \text{ kNm}$$

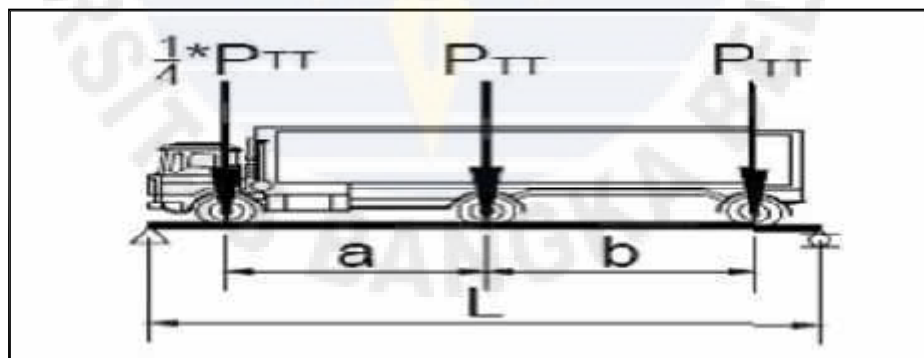
d. Beban truk “TT

Faktor beban ultimit $\gamma_{TT}^u = 1,8$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya $T = 112,5 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil $DLA = 0,40$

Beban truk “T” $P_{TT} = (1 + DLA) \cdot T = (1 + 0,4) \times 112,5 \\ = 157,5 \text{ kN}$



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.20 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Beban Truk

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

Panjang bentang gelagar $L = 37,6 \text{ m}$

Gaya geser dan momen pada gelagar T akibat beban truk “T”

$$V_{TT} = ((23,8 \times 39,375) + (18,8 \times 157,5) + (13,8 \times 157,5)) / 37,6 \\ = 161,4794 \text{ kNm}$$

$$M_{TT} = V_{TT} \cdot L/2 - P_{TT} \cdot a$$

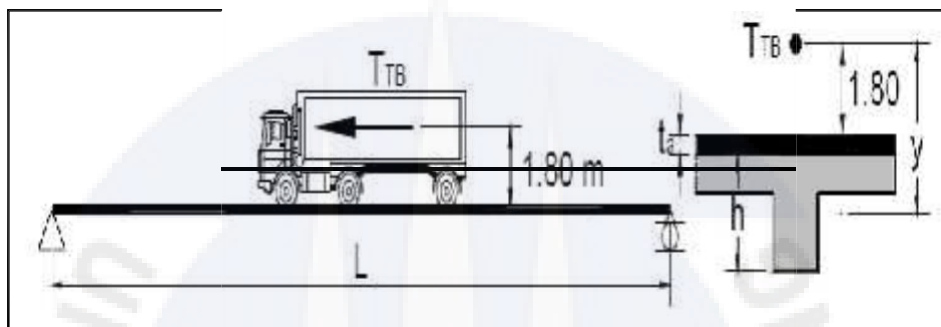
$$= 161,4794 \times 37,6/2 - 157,5 \times 5 = 2248,3125 \text{ kNm}$$

Gaya geser dan momen yang terjadi akibat pembebanan lalu – lintas, diambil yang memberikan pengaruh terbesar terhadap gelagar T di antara beban “D” dan beban “T”.

Gaya geser maksimum akibat beban T, $V_{TT} = 316,88 \text{ kN}$

Momen maksimum akibat beban D, $M_{TD} = 3526,786 \text{ kNm}$

e. Gaya rem (TB)



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.21 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Gaya Rem

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan

Faktor beban ultimit $\gamma_{TB}^u = 1,8 \text{ m}$

Pengaruh pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang, dan dianggap bekerja pada jarak 1,80 m di atas lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut:

Panjang bentang gelagar $L = 37,6 \text{ m}$

Jumlah gelagar $n_{girder} = 6 \text{ buah}$

Jarak antara gelagar $s = 1,7 \text{ m}$

Gaya rem $H_{TB} = 25\% \times 500 \text{ kN} = 125 \text{ kN}$

Gaya rem 25% dari berat gandar truk desain $T_{TB} = H_{TB} / n_{girder} = 125 / 6$

$$= 20,833 \text{ kN}$$

Gaya rem juga dapat diperhitungkan sebesar 5% dari berat truk rencana di tambah beban lajur terbagi rata BTR

Gay rem $T_{TB} = 5\% \text{ beban lajur "D" tanpa faktor beban dinamis}$

$$Q_{TD} = q \cdot s = 8,09 \times 1,7 = 13,754 \text{ kN/m}$$

$$P_{TD} = p \cdot s = 49 \times 1,7 = 83,3 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} T_{TB} &= 0,05 \cdot (Q_{TD} \cdot L + P_{TD}) \\ &= 0,05 \times (13,754 \times 37,6 + 83,3) = 30,022 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Lengan terhadap titik berat balok} \quad y &= 1,80 + t_a + h/2 \\ &= 1,80 + 0,05 + 1,790/2 = 2,745 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban momen akibat gaya rem } M_{TB} &= T_{TB} \cdot y = 30,022 \times 2,745 \\ &= 82,410 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gaya geser pada gelagar akibat gaya rem

$$V_{TB} = M / L = 82,410 / 37,6 = 2,192 \text{ kN}$$

$$M_{TB} = \frac{1}{2} \cdot M = \frac{1}{2} \times 82,410 = 41,205 \text{ kNm}$$

f. Beban angin (EW)



Sumber: *Perencanaan dan pengawasan jalan nasional*

Gambar 4.22 Pembebanan pada Gelagar Memanjang Akibat Beban Angin

Gambar diatas sebagai acuan dalam perhitungan tekanan angin pada kendaraan, dimana tekanan tersebut harus diasumsikan sebagai tekanan menerus sebesar 1,46 kN/ m (SNI 17 Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 1.80 m di atas lantai jembatan, $h = 1,8 \text{ m}$

$$T_{WE} = 1,46 \text{ kN/m}$$

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

Beban akibat transfer beban angin ke lantai jembatan

$$Q_{WE} = \frac{1}{2} \cdot h / x \cdot T_{WE} = \frac{1}{2} \times 1,8/1,75 \times 1,46 = 0,751 \text{ kN/m}$$

$$\text{Panjang bentang gelagar} \quad L = 37,6 \text{ m}$$

Gaya geser dan momen pada gelagar T akibat beban angin (EW)

$$V_{EW} = \frac{1}{2} \cdot Q_{WE} \cdot L = \frac{1}{2} \times 0,751 \times 37,6 = 14,116 \text{ kN}$$

$$M_{EW} = \frac{1}{8} \cdot Q_{WE} \cdot L^2 \left(\frac{x}{L} \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right) = \frac{1}{8} \times 1,008 \times 37,6^2 \left(\frac{1,8}{3,6} \times \left(1 - \frac{1,8}{3,6} \right) \right)$$

$$= 132,691 \text{ kNm}$$

Tabel 4.3 Kombinasi beban ultimit

No	Jenis beban	Faktor beban	M (kNm)	M _u (kNm)
1	Berat sendir (MS)	1,3	4622,4148	6009,1391
2	Beban mati tambahan (MA)	2	477,674	955,348
3	Beban lajur "D" (TD/TT)	1,8	3526,79	6348,21
4	Gaya rem (TB)	1,8	41,205	74,1693
5	Beban angin (EW)	1,2	132,6915	159,230
Total kombinasi				13546,1014

Tabel 4.4 Kombinasi gaya geser ultimit

No	Jenis beban	Faktor beban	V (kN)	V _u (kN)
1	Berat sendir (MS)	1,3	491,746	639,270
2	Beban mati tambahan (MA)	2	50,8164	101,633
3	Beban lajur "D" (TD/TT)	1,8	316,88	570,384
4	Gaya rem (TB)	1,8	2,1918	3,9452
5	Beban angin (EW)	1,2	14,1161	16,9393
Total kombinasi				1332,1715

Momen ultimit rencana gelagar $M_u = 13546,1014 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit rencana gelagar $V_u = 1332,1715 \text{ kN}$

Pembesian gelagar

a. Tulangan lentur

Momen lapangan

Momen rencana ultimit gelagar $M_u = 13546,1014 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Tebal slab beton $h_f = 200 \text{ mm}$

Lebar badan gelagar $b = 425 \text{ mm}$
 Tinggi gelagar $h = 1790 \text{ mm}$

Lebar sayap gelagar T diambil nilai yang terkecil dari:

$$L/4 = 37600 / 4 = 9400 \text{ mm}$$

$$s = 1700 \text{ mm}$$

$$16 h_f = 16 \times 200 = 3200 \text{ mm}$$

Diambil lebar efektif sayap gelagar T, $b_{\text{eff}} = 1700 \text{ mm}$

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

Hitungan tulangan:

Jumlah tulangan perbaris

$$m = \frac{b - 2 \cdot d_{s1}}{D + S_n} + 1$$

$$m = \frac{1700 - 2 \times 70}{300 + 40} + 1 = 4,9028 \rightarrow \text{maksimal 5 batang}$$

diperkirakan 8 baris tulangan

$$d_s = 69 + (7 \times 64/2) = 293 \text{ mm}$$

$$d = 1790 - 296 = 1497 \text{ mm}$$

hitungan tulangan longitudinal

1) Faktor momen pikul K

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_c \cdot d^2}$$

$$K = \frac{1000000}{0,8 \times 1700 \times 1497^2} = 4,4446$$

$$K_{\text{max}} = \frac{3 \cdot \beta_1 \cdot (6 \cdot f_y - 2 \cdot \beta_1) \cdot f_c}{(6 \cdot f_y)^2}$$

$$K_{\text{max}} = \frac{3 \cdot 0,85 \cdot 8 \cdot (6 \cdot 200 - 2 \cdot 0,85 \cdot 200)}{(6 \cdot 200)^2} = 7,8883$$

$$K = 4,4446 < K_{\text{max}} = 7,8883$$

2) Tinggi balok tegangan beton tekan ekuivalen a_1

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,8 \cdot f_c}} \right) \cdot d$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 44}{0,8 \times 3}}\right) = 288,7767 \text{ mm}$$

$$a = 288,7767 \text{ mm} > h_f = 200 \text{ mm}$$

Karena $a > h_f$, maka merupakan balok T asli dan dihitung sebagai balok T, mula – mula dihitung luas sayap = A_f .

3) Luas transformasi sayap A_f dan momen nominalnya M_{nf}

$$A_f = \frac{0,8 \cdot f_c \cdot h_f \cdot (b_e - b)}{f_y}$$

$$A_f = \frac{0,8 \times 3 \times 2 \times (1 - 4)}{4}$$

$$A_f = 16256,25 \text{ mm}^2$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 16256,25 \times 400 \times \left(1497 - \frac{2}{2}\right) = 9083992500 \text{ Nmm}$$

4) Momen nominal badan M_{nw} dan faktor momen pikul K_w

$$M_{nw} = \left(\frac{M_{tu}}{\phi}\right) - M_{nf}$$

$$M_{nw} = \left(\frac{1}{0,8}\right) - 9083992500 = 7848634269 \text{ Nmm}$$

$$K_w = \frac{M_n}{(b \cdot d^2)}$$

$$K_w = \frac{7}{(4 \times 1)} = 8,2406$$

$$K_w = 8,2406$$

$$K_w = 8,2406 > K_{maks} = 7,8883$$

Maka dihitung dengan tulangan rangkap. Agar hemat, dipakai

$$K_1 = 0,8 K_{maks} = 0,8 \times 7,888 = 6,3107$$

5) Tinggi balok tegangan beton tekan ekuivalen a , luas tulangan A_1 dan A_2

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2K_1}{0,8 \cdot f_c}}\right) \cdot d$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 63}{0,8 \times 3}}\right) \times 1497 = 433,1342 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{0,8 \cdot f_{ct} \cdot ab}{f_y}$$

$$A_1 = \frac{0,8 \times 3, \times 4 \quad 1 \quad \times 4}{4} = 11735,2304 \text{ mm}^2$$

$$A_2 = \frac{(K_w - K_1) \cdot b \cdot d^2}{(d - d'_s) \cdot f_y} = \frac{(0,2 - 0,3) \times 4 \times 1}{(1 - 0,3) \times 4} = 3369,0695 \text{ mm}^2$$

6) Luas tulangan tarik perlu ($A_{s,u}$) dan tulangan tekanan perlu ($A'_{s,u}$)

$$A_{s,u} = A_f + A_1 + A_2$$

$$A_{s,u} = 16256,25 + 11735,2304 + 3369,0695 = 31360,5498 \text{ mm}^2$$

$$A'_{s,u} = A_2 = 3369,0695 \text{ mm}^2$$

Tulangan tarik

Diameter tulangan yang digunakan D32

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A_{s,u}}{A_s} = \frac{31360,5498}{804,248} = 38,9936 \text{ buah} \approx 40 \text{ buah}$$

digunakan tulangan 40 D32

$$A'_s = A_s \cdot n = 804,248 \times 40 = 32169,9088 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 32169,9088 \text{ mm}^2 > A'_{s,u} = 3369,0695 \text{ mm}^2$$

Tulangan tekan

Diameter tulangan yang digunakan D32

$$A'_s = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 32^2 = 804,248 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = \frac{A'_{s,u}}{A'_s} = \frac{3369,0695}{804,248} = 4,1891 \text{ buah} \approx 5 \text{ buah}$$

digunakan tulangan 5 D32

$$A'_s = A_s \cdot n = 804,248 \times 5 = 4021,2386 \text{ mm}^2$$

$$A'_s = 4021,2386 \text{ mm}^2 > A'_{s,u} = 3369,0695 \text{ mm}^2$$

Hitungan momen rencana

1) Tinggi balok tegangan beton tekan persegi ekuivalen a_1

$$a_1 = \frac{(A_s - A'_s) \cdot f_y}{0,8 \cdot f_{ct} \cdot b_e}$$

$$a_1 = \frac{3(0,9 \cdot 400^2 \cdot 4)}{0,833 \cdot 1} = 259,7340 \text{ mm}$$

$$a_1 = 259,7340 \text{ mm} > h_f = 200 \text{ mm}$$

Maka, beton tekan berada di badan (balok T asli) dan dihitung sebagai balok T, mula – mula dihitung luas sayap = A_f .

2) Luas transformasi sayap A_f dan momen nominalnya M_{nf}

$$A_f = \frac{0,8 \cdot f_c \cdot h_f (b_e - b)}{f_y}$$

$$A_f = \frac{0,8 \cdot 3 \cdot 2 \cdot (1497 - 400)}{4}$$

$$A_f = 16256,25 \text{ mm}^2$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 16256,25 \times 400 \times \left(1497 - \frac{2}{2}\right) = 9083992500 \text{ Nmm}$$

3) Tinggi balok beton tekan persegi ekuivalen a dan $a_{\min, \text{leleh}}$

$$a = \frac{(A_s - A_{st} - A_f) \cdot f_y}{0,8 \cdot f_c \cdot b}$$

$$a = \frac{((3000 - 400 - 16256,25) \cdot 400)}{0,8 \cdot 3 \cdot 400} = 438,9359 \text{ mm}$$

$$a_{\min, \text{leleh}} = \frac{6 \cdot \beta_1 \cdot d_s}{6 - f_y}$$

$$a_{\min, \text{leleh}} = \frac{6 \cdot 0,8 \cdot 1497}{6 - 4} = 339,15 \text{ mm}$$

$a = 438,9359 \text{ mm} > a_{\min, \text{leleh}} = 339,15 \text{ mm}$, maka tulangan tekan sudah leleh (dipakai $f_s' = f_y$).

$$a_{\text{maks, leleh}} = \frac{6 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{6 + f_y}$$

$$a_{\text{maks, leleh}} = \frac{6 \cdot 0,8 \cdot (1497 - 6 - 7 \cdot 6)}{6 + 4} = 647,7 \text{ mm}$$

$a = 438,9359 \text{ mm} < a_{\text{maks, leleh}} = 647,7 \text{ mm}$, (semua tulangan tarik sudah leleh).

4) Momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_{nw} = 0,85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \cdot \left(d - \frac{a}{2}\right)$$

$$M_{nw} = 0,85 \times 30 \times 438,9359 \times 425 \times \left(1497 - \frac{49}{2}\right)$$

$$= 81029054888 \text{ Nmm}$$

$$M_{nf} = A_f \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right)$$

$$M_{nf} = 16256,25 \times 400 \times \left(1497 - \frac{2}{2}\right) = 9083992500 \text{ Nmm}$$

$$M_{ns} = A_s' \cdot f_y \cdot (d - d_s')$$

$$M_{ns} = 4021,2386 \times 400 \times (1497 - 133) = 2193987779 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_{nw} + M_{nf} + M_{ns}$$

$$M_n = 81029054888 + 9083992500 + 2193987779$$

$$M_n = 92307035167 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \emptyset \cdot M_n = 0,8 \times 92307035167 = 73845628133 \text{ Nmm}$$

$$M_r = 73845628133 \text{ Nmm} > M_u = 13546101415 \text{ Nmm (OKE)}$$

b. Tulangan geser

Gaya geser ultimit rencana $V_u = 1332,1714 \text{ kN}$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\emptyset = 0,75$

Lebar badan gelagar $b = 425 \text{ mm}$

Tinggi efektif gelagar $d = 1497 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton

$$V_c = (\sqrt{f'_c})/6 \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} = (\sqrt{30})/6 \times 425 \times 1497 \times 10^{-3} = 580,7913 \text{ kN}$$

$$\emptyset \cdot V_c = 0,75 \times 580,7913 = 435,5935 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

$$\emptyset \cdot V_s = V_u - \emptyset \cdot V_c = 1332,1714 - 435,5935 = 896,5780 \text{ kN}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser

$$V_s = 896,5780 / 0,75 = 1195,4373 \text{ kN}$$

Kontrol dimensi gelagar terhadap kuat geser maksimum

$$V_{smax} = 2/3 \sqrt{f'_c} \cdot (b \cdot d) = 2/3 \times \sqrt{30} \times (425 \times 1497) = 12699000 \text{ N}$$

$$= 12699 \text{ kN}$$

$V_s < V_{smax}$ Dimensi balok memenuhi persyaratan kuat geser.

Digunakan sengkang berpenampang D13.

Luas tulangan geser sengkang

$$A_v = \frac{\pi}{4} \cdot D^2 \cdot n = \frac{\pi}{4} \times 13^2 \times 2 = 265,4646 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser (sengkang) yang diperlukan

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 265,4646 \times 400 \times 1497 / (1195,4373 \times 10^3) = 132,9724 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang D13 – 100 mm

Pada badan gelagar dipasang tulangan susut minimal dengan rasio tulangan

$$\rho_{sh} = 0,001$$

luas tulangan susut

$$A_{sh} = \rho_{sh} \cdot b \cdot d = 0,001 \times 425 \times 1497 = 636,225 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D13

Jumlah tulangan susut yang diperlukan

$$n = A_{sh} / (\pi/4 \cdot D^2) = 636,225 / (\pi/4 \times 13^2) = 4,7914 \approx 6 \text{ buah}$$

Digunakan tulangan 6 D13.

Momen tumpuan

$$\begin{aligned} M_{u,tump} &= 1/3 \cdot M_{u,lap} \\ &= 1/3 \times 13546101415 \\ &= 4515367138 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

$$\text{Mutu beton} \quad f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan} \quad f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal slab beton} \quad h_f = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar badan gelagar} \quad b = 425 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi gelagar} \quad h = 1790 \text{ mm}$$

Lebar sayap gelagar T diambil nilai yang terkecil dari

$$4 \cdot b = 4 \times 425 = 1700 \text{ mm}$$

$$8 \cdot h_f = 8 \times 200 = 3400 \text{ mm}$$

Diambil lebar efektif sayap gelagar T, $b_{eff} = 1700 \text{ mm}$

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

Hitungan tulangan:

Jumlah tulangan perbaris

$$m = \frac{b - 2d_{s1}}{D + S_n} + 1$$

$$m = \frac{4 - 2 \times 6}{3 + 4} + 1 = 4,9028 \rightarrow \text{maksimal 5 batang}$$

diperkirakan 3 baris tulangan

$$d_s = 69 + (2 \times (64/2)) = 133 \text{ mm}$$

$$d = 1790 - 133 = 1657 \text{ mm}$$

hitungan tulangan longitudinal

1) Faktor momen pikul K

$$K = \frac{M_u}{\phi \cdot b_e \cdot d^2}$$

$$K = \frac{4}{0,8 \times 1 \times 1^2} = 1,2092$$

$$K_{\max} = \frac{3 \cdot 5 \cdot \beta_1 \cdot (6 + f_y - 2 \cdot \beta_1) \cdot f_c}{(6 + f_y)^2}$$

$$K_{\max} = \frac{3 \cdot 0,8 \cdot (6 + 4 - 2 \cdot 0,8) \cdot 3}{(6 + 4)^2} = 7,8883$$

$$K = 1,2092 < K_{\max} = 7,8883$$

2) Tinggi balok tegangan beton tekan ekuivalen a_1

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2k}{0,8 \cdot f_c}}\right) \cdot d$$

$$a = \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12}{0,8 \times 3}}\right) \cdot 1657 = 80,5333 \text{ mm}$$

$$a = 80,5333 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$$

karena $a < h_f$, maka beton tekan berada di sayap (balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e .

3) Luas tulangan perlu ($A_{s,u}$) dengan memilih yang besar dari nilai A_s atau

$$A_{s,\min}$$

$$A_s = \frac{0,8 \cdot f_c \cdot a \cdot b_e}{f_y}$$

$$A_s = \frac{0,8 \times 3 \times 8,5 \times 1}{4}$$

$$A_s = 8727,7982 \text{ mm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{1,4 \cdot b_e \cdot d}{f_y}$$

$$A_{s,\min} = \frac{1,4 \times 1 \times 1}{4} = 9859,15 \text{ mm}^2$$

Diambil nilai yang terbesar, yaitu $A_s = 9859,15 \text{ mm}^2$

4) Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_s}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$n = \frac{9,1}{\frac{1}{4} \times \pi \times 3^2} = 12,2539 \approx 13 \text{ buah tulangan}$$

$$A'_s = A_s \cdot n = (1/4 \times \pi \times 32) \times 13 = 10459,4286 \text{ mm}^2$$

Hitung momen rencana

1) Tinggi balok tegangan beton tekanan persegi ekuivalen a_1

$$a_1 = \frac{A_s \cdot f_y}{0,8 \cdot f_c \cdot b_e}$$

$$a_1 = \frac{1,4 \times 1 \times 1}{0,8 \times 3 \times 4} = 96,5114 \text{ mm}$$

$$a_1 = 96,5114 \text{ mm} < h_f = 200 \text{ mm}$$

Maka, beton tekan berada di sayap (balok T palsu), dihitung sebagai balok persegi panjang dengan lebar balok = b_e .

2). Kontrol rasio tulangan ρ_1 harus $\leq \rho_{\max}$

$$\rho_1 = \frac{A_s}{b_e \cdot d}$$

$$\rho_1 = \frac{1,4}{1 \times 1} = 0,0037$$

$$\rho_{\max} = \frac{3,5 \cdot \beta_1 \cdot f_c}{(6 + f_y) \cdot f_y} = \frac{3,5 \cdot 0,83 \times 3}{(6 + 4) \times 4}$$

$$\rho_{\max} = 0,0180$$

3). Kontrol semua tulangan tarik harus sudah leleh ($a \leq a_{\max, \text{leleh}}$)

$$a_{\max, \text{leleh}} = \frac{6 \cdot \beta_1 \cdot d_d}{6 - f_y}$$

$$a_{\max, \text{leleh}} = \frac{6 \times 0,8 \times (1 - 6 - 4)}{6 - 4} = 812,43 \text{ mm}$$

4). Momen nominal M_n dan momen rencana M_r

$$M_n = A'_s \cdot f_y \cdot \left(d - \frac{a}{2} \right)$$

$$M_n = 10459,4286 \times 400 \times \left(1657 - \frac{9,5}{2} \right)$$

$$M_n = 6730618330 \text{ Nmm}$$

$$M_r = \phi \cdot M_n$$

$$M_r = 0,8 \times 6730618330 = 5384494664 \text{ Nmm}$$

$$M_r = 5384494664 \text{ Nmm} > M_u = 4515367138 \text{ Nmm} \quad \text{OKE}$$

4.3.8 Perencanaan gelagar melintang

Distribusi beban lantai pada diafragma adalah sebagai berikut:

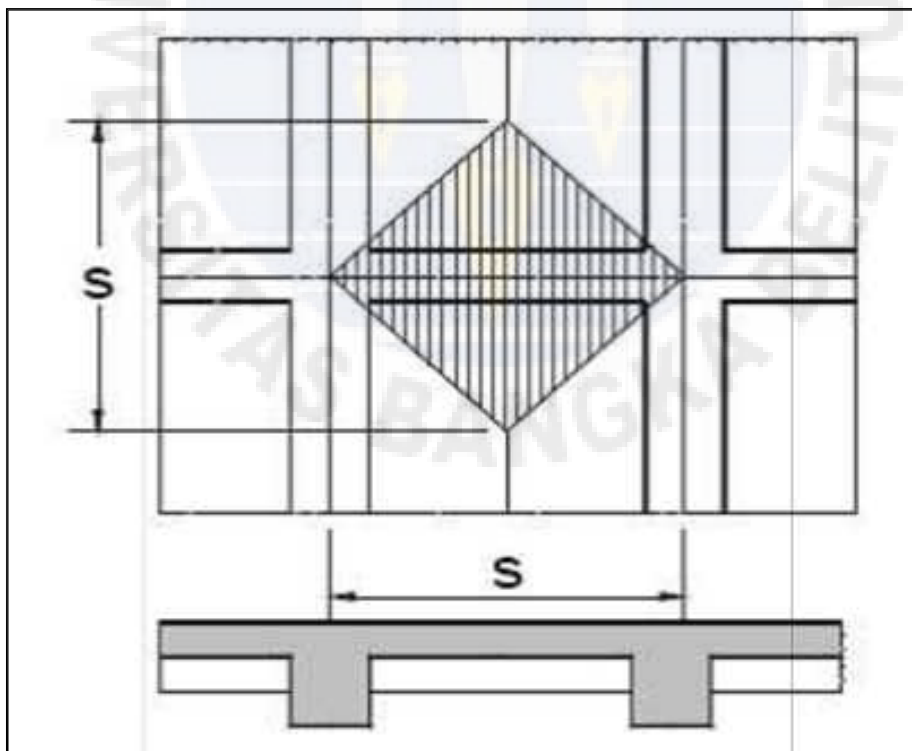
Ukuran balok diafragma

Lebar $b_d = 0,3 \text{ m}$

Tinggi $h_d = 0,45 \text{ m}$

Panjang bentang balok diafragma $s = 1,7 \text{ m}$

Tebal lantai $t_s = 0,2 \text{ m}$



Sumber: Perencanaan dan pengawasan jalan nasional

Gambar 4.23 Distribusi Beban lantai pada Diafragma

a. Berat sendiri

No	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Pelat lantai	1,7	0,2	25	8,5
2	Girder	0,3	0,45	25	3,375
3	Diafrag 1a			Qd =	0,7630
				QMS =	12,6380

Gaya geser dan momen akibat berat sendiri

$$V_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot s = \frac{1}{2} \times 12,6380 \times 1,7 = 10,7423 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MS} \cdot s^2 \left(\frac{x}{s} \left(1 - \frac{x}{s} \right) \right) = \frac{1}{2} \times 12,6380 \times 1,7^2 \times \left(\frac{0,8}{1,7} \times \left(1 - \frac{0,8}{1,7} \right) \right) \\ = 4,0236 \text{ kNm}$$

b. Beban mati tambahan

No	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Lap. Aspal+overlay	1,7	0,05	22	1,87
2	Air hujan	1,7	0,05	9,8	0,833
	Beban mati tambahan			QMA =	2,703

Gaya geser dan momen pada akibat beban tambahan (MA)

$$V_{MA} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot s = \frac{1}{2} \times 2,703 \times 1,7 = 2,2976 \text{ kN}$$

$$M_{MA} = \frac{1}{2} \cdot Q_{MA} \cdot s^2 \left(\frac{x}{s} \left(1 - \frac{x}{s} \right) \right) = \frac{1}{2} \times 2,703 \times 1,7^2 \times \left(\frac{0,8}{1,7} \times \left(1 - \frac{0,8}{1,7} \right) \right) \\ = 0,9765 \text{ kNm}$$

c. Beban truk "TT"

Faktor beban ultimit $\gamma_{TT}^u = 1,8$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh truk (beban T) yang besarnya $T = 112,5 \text{ kN}$

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil DLA = 0,40

$$\text{Beban truk "T"} \quad P_{TT} = (1 + \text{DLA}) \cdot T = (1 + 0,40) \times 112,5 \\ = 157,5 \text{ kN}$$

Gaya geser dan momen akibat beban "T"

$$V_{TT} = \frac{1}{2} \cdot P_{TT}$$

$$= \frac{1}{2} \times 157,5 = 78,75 \text{ kN}$$

$$M_{TT} = \frac{1}{2} \cdot P_{TT} \cdot s \left(\frac{X}{s} \left(1 - \frac{X}{s} \right) \right)$$

$$= \frac{1}{2} \times 157,5 \times 1,7 \times \left(\frac{0,8}{1,7} \times \left(1 - \frac{0,8}{1,7} \right) \right) = 33,4688 \text{ kNm}$$

Kombinasi beban ultimit

No	Jenis beban	Faktor Beban	V (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1,3	10,7423	4,5655	13,9649	5,9351
2	Berat mati tambahan (MA)	2	2,2976	0,9765	4,5951	1,9529
3	Beban truk "T" (TT)	1,8	78,75	33,46875	141,75	60,2437
Total kombinasi beban ultimit					160,3101	68,1317

Momen ultimit rencana balok diafragma $M_u = 68,1317 \text{ kNm}$

Gaya geser ultimit rencana balok diafragma $V_u = 160,3101 \text{ kN}$

Pembesian diafragma

a. Tulangan lentur

Momen rencana ultimit balok diafragma $M_u = 68,1317 \text{ kNm}$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Modulus elastis beton $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} = 4700 \cdot \sqrt{30}$
 $= 25742,960 \text{ MPa}$

Modulus elastis baja $E_s = 200000 \text{ MPa}$

Lebar balok $b = b_d = 300 \text{ mm}$

Tinggi balok $h = h_d = 450 \text{ mm}$

Jarak pusat tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 50 \text{ mm}$

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

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_c / f_y \cdot 600 / (600 + f_y)$$

$$= (0,85 \times 0,85 \times 30 / 400) \times (600 / (600 + 400)) = 0,032513$$

$$R_{max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f'_c)]$$

$$= 0,75 \times 0,032513 \times 400 \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,032513 \times 400 / (0,85 \times 30)]$$

$$= 7,8883$$

Faktor reduksi kekuatan lentur $\phi = 0,80$

Tinggi efektif balok

$$d = h - d' = 450 - 50 = 400 \text{ mm}$$

momen nominal rencana

$$M_n = M_u / \phi = 68,1317 / 0,8 = 85,1647 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b_{\text{eff}} \cdot d^2) \\ = 85,1647 \times 10^6 / (300 \times 400^2) = 1,7743$$

$$R_n = 1,7743 < R_{\text{max}} = 7,8883 \quad \text{OKE}$$

Rasio tulangan yang diperlukan

$$r = 0,85 \cdot f'_c / f_y \left[\sqrt{1 - \frac{2R_n}{0,8 \cdot f'_c}} \right] \\ = 0,85 \times 30/240 \left[\sqrt{1 - \frac{2 \times 1,7}{0,8 \times 30}} \right] \\ = 0,00460$$

Rasio tulangan minimum

$$r_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{240} = 0,0035$$

luas tulangan yang diperlukan

$$A_s = r \cdot b_{\text{eff}} \cdot d = 0,00460 \times 300 \times 400 = 552,2099 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan D25

$$A_{s1} = \frac{1}{4} \pi \cdot d^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 = 491,0714 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan yang diperlukan

$$n = A_s / A_{s1} = 552,2099 / 491,0714 = 1,1245 \approx 2 \text{ buah}$$

digunakan tulangan 2 D25

$$A_s = A_{s1} \cdot n = 491,0714 \times 2 = 982,1429 \text{ mm}^2$$

b. Tulangan geser

Gaya geser ultimit rencana $V_u = 160,3100 \text{ kN}$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 240 \text{ MPa}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,75$

Lebar badan girder $b = 300 \text{ mm}$

Tinggi efektif girder $d = 450 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton

$$V_c = (\sqrt{f'_c}) / 6 \cdot b \cdot d = (\sqrt{30}) / 6 \times 300 \times 450 = 123237,5 \text{ N} = 123,2375 \text{ kN}$$

$$\emptyset V_c = 0,75 \times 123,2375 = 92,4282 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

$$\emptyset V_s = V_u - \emptyset \times V_c = 160,3100 - 92,4282 = 67,8819 \text{ kN}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser

$$V_s = 67,8819 / 0,75 = 90,5092 \text{ kN}$$

Kontrol dimensi girder terhadap kuat geser maksimum

$$V_{s,max} = 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot [b \cdot d] \cdot 10^{-3} = 2/3 \times \sqrt{30} \times [300 \times 450] \times 10^{-3} \\ = 492,9503 \text{ kN}$$

$V_s = 90,5092 \text{ kN} < V_{s,max} = 492,9503 \text{ kN}$ Dimensi balok memenuhi persyaratan kuat geser

Digunakan sengkang berpenampang D12

Luas tulangan geser sengkang

$$A_v = \pi/4 \cdot D^2 \cdot n = \pi/4 \times 12^2 \times 2 = 226,2857 \text{ mm}^2$$

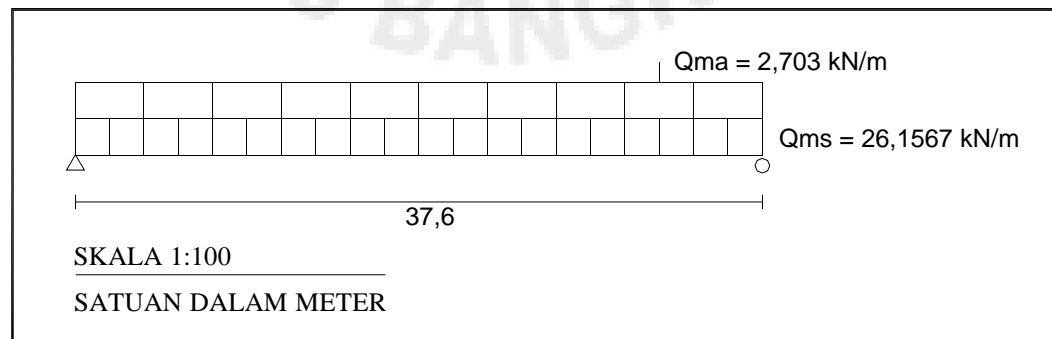
Jarak tulangan geser (sengkang) yang diperlukan

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 226,2857 \times 240 / 90,5092 = 270,0153 \text{ mm}$$

Digunakan sengkang D12 – 250 mm.

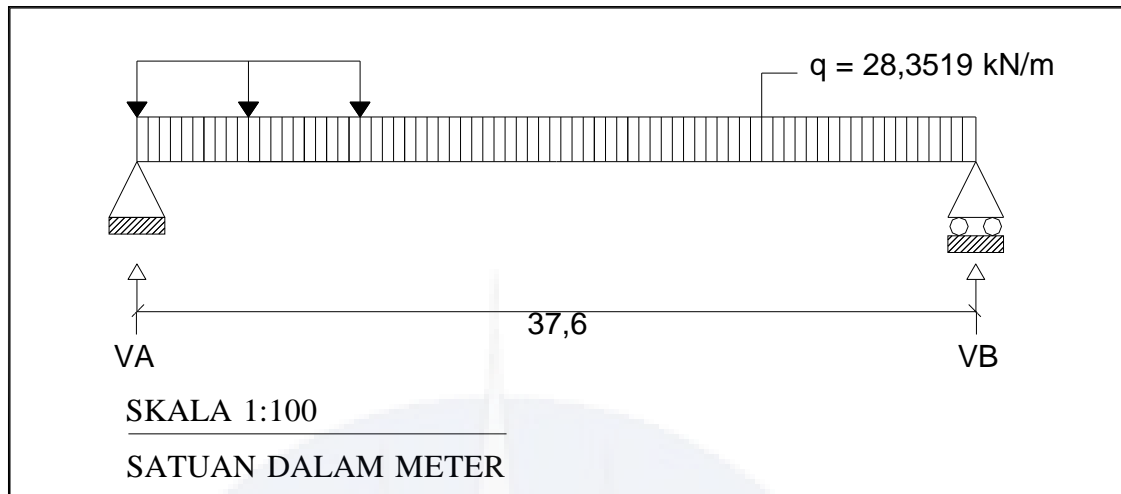
4.3.9 Perencanaan perletakan

1). Beban Mati

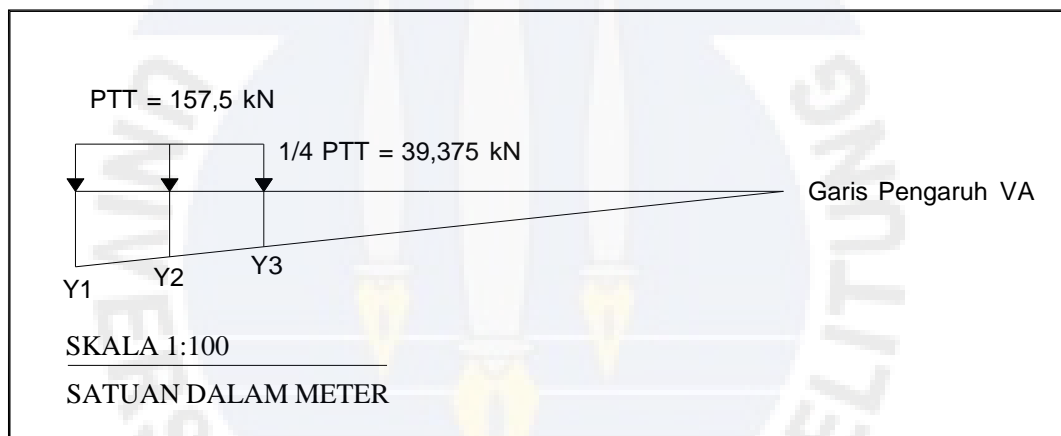


Gambar. 4.24 Beban Mati pada Balok di Atas 2 Tumpuan

2). Beban Hidup



Gambar 4.26 Beban Hidup pada Balok di Atas 2 Tumpuan



Gambar 4.26 Garis Pengaruh Akibat Beban Hidup

$$Y_2 = \frac{3,6}{3,6} = 0,8693$$

$$Y_1 = 1$$

$$Y_3 = \frac{2,6}{3,6} = 0,7340$$

$$GP \text{ max } VA = \epsilon P \cdot Y$$

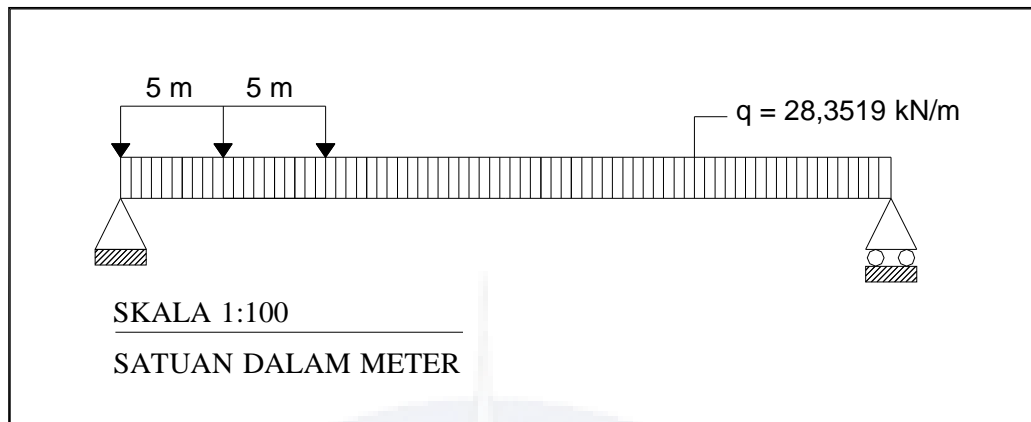
$$= P_{TT} \cdot Y_1 + P_{TT} \cdot Y_2 + P_{TT} \cdot Y_3$$

$$= (157,5 \times 1) + (157,5 \times 0,8693) + (39,375 \times 0,7340)$$

$$= 323,3229 \text{ kN}$$

Mencari reaksi di A (V_A) dan reaksi di B (V_B)

Pembebanan total:



Gambar 4.27 Beban Mati dan Beban Hidup pada Balok di Atas 2 Tumpuan

$$\begin{aligned} V_A &= \epsilon P \cdot Y \times q \cdot F \\ &= 323,3229 \times (28,3519 \times 18,8) \\ &= 172335,8 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_A = V_B = 172336,2 \text{ kN}$$

1) Data – data bantalan karet (elastomer)

Tegangan tekan $(\sigma_b) = 10 \text{ MPa}$

Regangan tekan $= 1,5 \text{ MPa}$

Modulus geser $(G) = 0,8 \text{ MPa}$

Penurunan yang diizinkan = 15% tebal landasan

Pergeseran horisontal yang diizinkan = 50% tebal landasan

2) Dimensi bantalan

Luas perlu:

$$A = \frac{V_A}{\sigma_b} = \frac{172336,2 \times 10^3}{10} = 17233620 \text{ mm}^2$$

Lebar bantalan $(b) = 2000 \text{ mm}$

$$\text{Panjang bantalan } (L) = \frac{A}{b} = \frac{17233620}{2000} = 8616,81 \text{ mm}$$

Digunakan $L = 8630 \text{ mm}$

Tebal bantalan = 5 cm

$$\text{Luas aktual } (A_{\text{act}}) = L \cdot b = 8630 \times 2000 = 17260000 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{act}} = 17260000 \text{ mm}^2 > A_{\text{perlu}} = 17233620 \text{ mm}^2 \rightarrow \text{Aman}$$

Jadi dimensi perletakan elastomer yang digunakan adalah 863 cm x 200 cm x 5 cm.

4.4 Perencanaan Struktur Bawah Jembatan

4.4.1 Perencanaan *abutment*

a. Pembebanan

1). Beban mati (berat sendiri + beban mati tambahan)

a) Beban struktur atas jembatan pada *abutment*

Tiang sandaran	: 2 x 19 x (0,16 x 0,1 x 1) x 25 =	15,2	kN
Railing	: 2 x 4 x 37,6 x 6	= 1804,8	kN
Pelat kantilever	; 2 x (0,45 x 1) x 37,6 x 25	= 401,85	kN
Kerb	: 2 x 37,6 x 8,69	= 653,488	kN
Berat air hujan	: 0,05 x 8,5 x 37,6 x 9,8	= 156,604	kN
Berat aspal	: 0,05 x 8,5 x 37,6 x 22	= 351,56	kN
Berat lantai	: 0,2 x 8,5 x 37,6 x 25	= 1598	kN
Gelagar melintang	: 9 x 8,5 x (0,3 x 0,45) x 25	= 286,875	kN
Gelagar memanjang	: 6 x (0,45 x 1,59) x 37,6 x 25 =	3811,23	kN
Total beban struktur atas jembatan		= 9079,607	kN

Beban struktur atas jembatan terhadap *abutment*

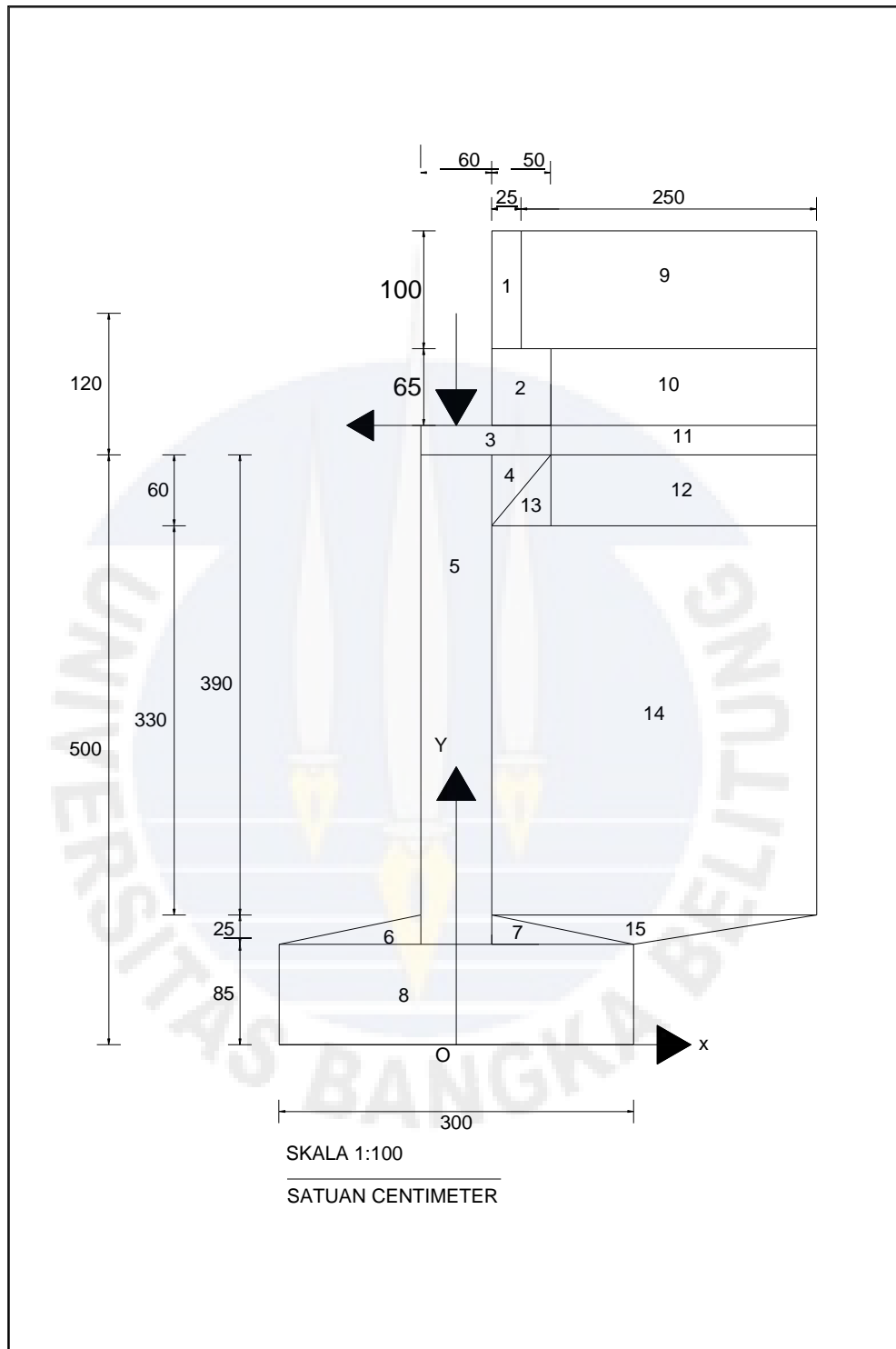
$$W_1 = \frac{9,6}{2} = 4539,8035 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$e = 3/2 + 1,2 + 0,6/2 = 0$$

Momen terhadap titik O

$$M_x = 4539,8035 \times 0 = 0 \text{ kNm}$$

b) Berat sendiri *abutment* dan tanah urungGambar 4.28 Pembebanan pada *Abutment* dan *Wing Wal*

Tabel 4.5 Titik berat *abutment* dan *wing wall*

No	Luas A (m ²)		x (m)	Momen statis terhadap sumbu x A . X (m ³)	y (m)	Momen statis terhadap sumbu y A . Y (m ³)
1	1 x 0,25	0,25	0,425	0,1063	6,4	1,6
2	0,65 x 0,5	0,325	0,55	0,1788	5,575	1,8119
3	0,25 x 1,1	0,275	0,25	0,0688	5,125	1,4094
4	0,5 x 0,50 x 0,6	0,15	0,4667	0,07	4,8	0,72
5	4,15 x 0,55	2,2825	0	0	2,925	6,6763
6	0,5x0,25x1,2	0,15	-0,7	-0,105	0,9333	0,14
7	0,5x0,25x1,2	0,15	0,7	0,105	0,9333	0,14
8	0,85 x 3	2,55	0	0	0,425	1,0838
Total		6,1325		0,4238		13,5813
Wing wall						
9	2,5 x 1	2,5	1,8	4,5	6,4	16
10	2,25 x 0,65	1,4625	1,925	2,8153	5,575	8,1534
11	2,25 x 0,25	0,5625	1,925	1,0828	5,125	2,8828
12	2,25 x 0,25	0,5625	1,925	1,0828	4,7	2,6438
13	0,5 x 0,5 x 0,6	0,15	0,6333	0,095	4,6	0,69
14	2,75 x 3,3	9,075	1,675	15,2006	2,75	24,9563
15	0,5 x 2,75 x 0,25	0,3438	2,1333	0,7333	1,0167	0,3495
Total		14,6563		25,5099		55,6757

Titik berat *abutment*:

$$x = \frac{\sum AX}{\sum A} = \frac{4 + 2,5}{6,1 + 1,6} = \frac{2,9}{2,7} = 1,2475 \text{ m}$$

$$y = \frac{\sum Ay}{\sum A} = \frac{1,5 + 5,6}{6,1 + 1,6} = \frac{5,6}{2,7} = 3,3315 \text{ m}$$

Berat total *abutment*:

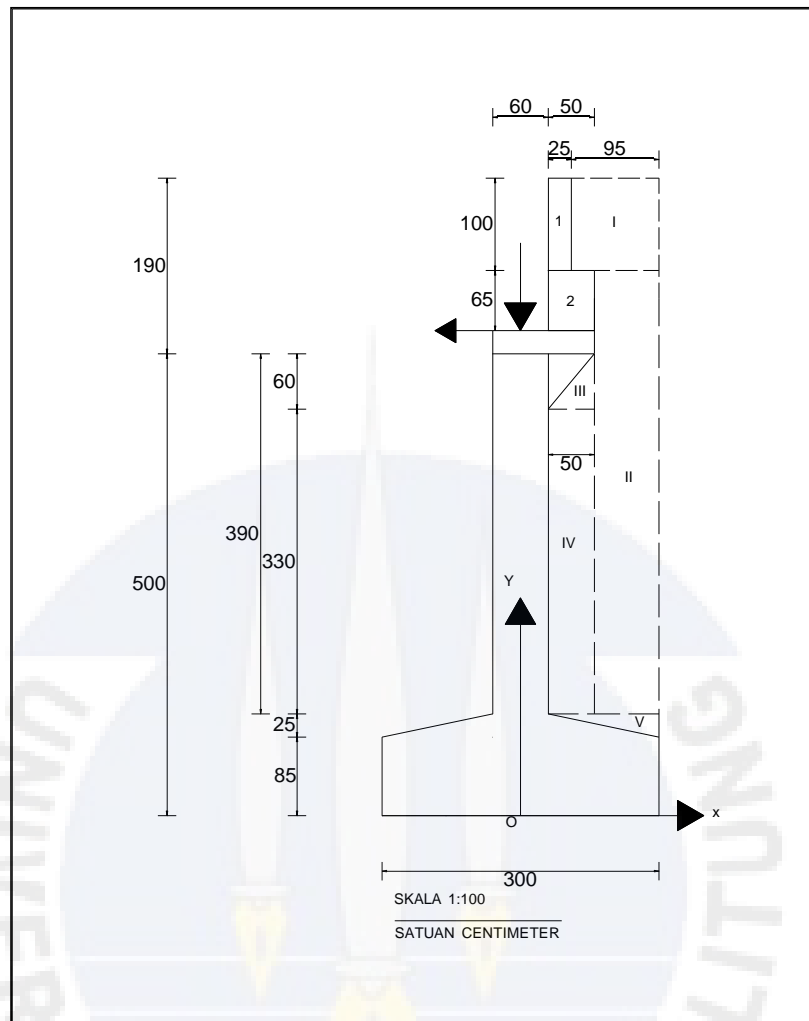
$$\text{Berat wing wall} = 25 \times 14,6563 = 366,4063 \text{ kN}$$

$$\text{Berat abutment} = 10 \times 6,1325 = 61,325 \text{ kN}$$

$$W_2 = 366,4063 + 61,325 = 427,7313 \text{ kN}$$

Momen terhadap titik O

$$M_{w2} = 427,7313 \times 1,2475 = 533,5882 \text{ kN}$$



Gambar 4.29 Pembebanan Tanah Urug di Belakang Abutment

Tabel 4.6 Titik berat tanah urug di belakang abutment

Bagian	Luas A (m ²)	x (m)	Momen statis terhadap sumbu x A . X (m ³)	y (m)	Momen statis terhadap sumbu y A . y (m ³)	
I	0,95 x 1	0,95	1,025	0,9738	6,4	6,08
II	4,8 x 0,7	3,36	1,15	3,864	3,5	11,76
III	0,5 x 0,6 x 0,5	0,15	0,633	0,095	4,6	0,69
IV	3,3 x 0,5	1,65	0,55	0,9075	2,75	4,5375
V	0,5 x 1,2 x 0,25	0,15	1,1	0,165	0,933	0,14
Total		6,26		6,0052		23,2075

Titik berat tanah urung

$$x = \frac{\Sigma AX}{\Sigma A} = \frac{6,0}{6,2} = 0,9593 \text{ m}$$

$$y = \frac{\Sigma Ay}{\Sigma A} = \frac{2,2}{6,2} = 3,7073 \text{ m}$$

Total berat tanah urung

$$W_3 = 6,26 \times 10 \times 18 = 1126,8 \text{ kN}$$

Momen terhadap titik O

$$M_{w3} = 1126,8 \times 0,9593 = 1080,936 \text{ kNm}$$

Maka akibat beban mati

$$V_M = W_1 + W_2 + W_3$$

$$= 4539,8035 + 427,7313 + 1126,8 = 6094,3348 \text{ kN}$$

$$H = 0 \text{ ton}$$

$$M_M = 0 + 533,5881 + 1080,936 = 1614,5242 \text{ kN}$$

c) Gaya akibat tekanan tanah dan tekanan air (TA)

Tekanan tanah aktif (T_{a1})

Penulis mengasumsikan nilai sudut geser tanah (ϕ) sebesar 30° , karena penulis mengamati jenis tanah secara langsung di lapangan (tanpa uji lab) dan memperkirakan bahwa jenis tanahnya berupa pasir lepas padat, sehingga diasumsikan lah nilai $\phi = 30^\circ$.

Data tanah:

$$\phi = 30^\circ$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{1}{2}\phi)$$

$$= \tan^2(45^\circ - (\frac{1}{2} \times 30^\circ))$$

$$= 0,333$$

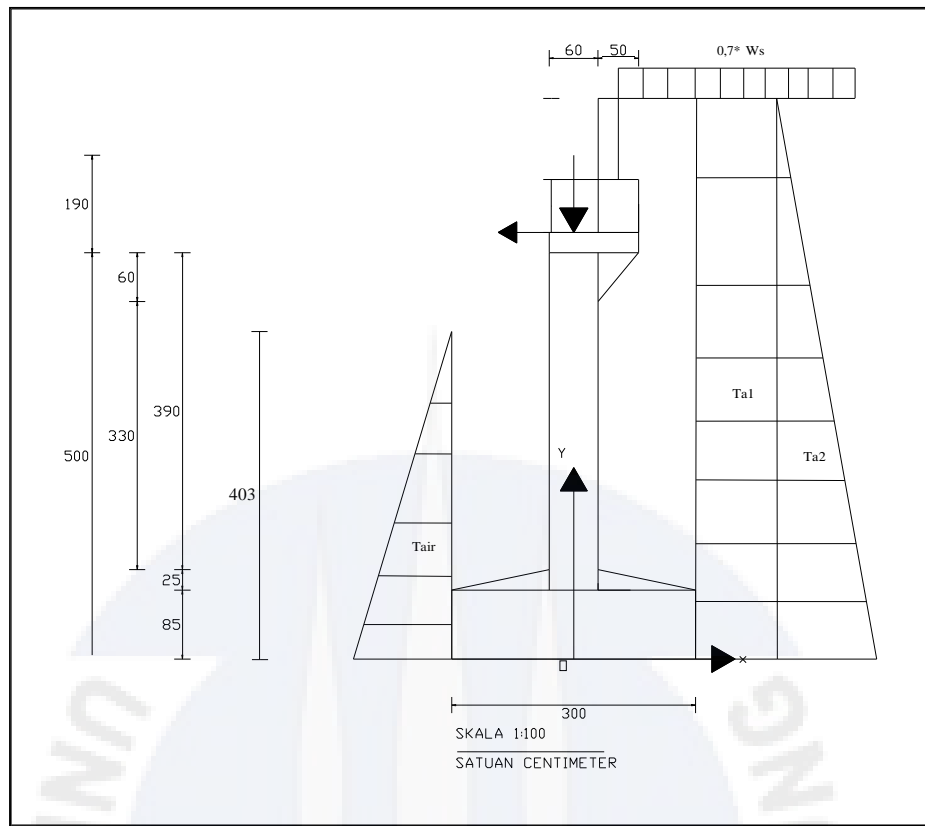
Tekanan air

Data air :

$$\text{Tinggi muka air} = 4,03 \text{ m}$$

$$Q_{50} = 231,11 \text{ m}^3 / \text{dt}$$

$$\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$$



Gambar 4.30 akibat Tekanan Tanah dan Tekanan Air

Tabel 4.7 Beban akibat tekanan tanah dan tekanan air

No	Gaya akibat tekanan tanah dan tekanan air	T	y	Momen
		(kN)	(m)	(kNm)
1	$TTA = (0.70 * ws) * H * Ka * Ba$	289,5102	3,45	998,8102
2	$TTA = 1/2 * H^2 * ws * Ka * Ba$	1426,8717	2,3000	3281,8049
3	$Tair = 1/2 * yw * H^2$	79,6616	1,3433	107,0121
Total		1636,7203		4173,6030

Maka gaya horisontal akibat tekanan tanah dan tekanan air :

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$H_{Ta} = 1636,7203 \text{ kN}$$

$$M_{Ta} = 4173,6030 \text{ kNm}$$

Maka pembebanan akibat aksi tetap:

$$V = W_1 + W_2 + W_3$$

$$= 4539,8035 + 427,7313 + 1126,8 = 6094,3348 \text{ kN}$$

$$H = 289,5102 + 1426,8717 = 1636,7203 \text{ kN}$$

$$M = 1614,5242 + 4280,6151 = 5895,1393 \text{ kNm}$$

2). Beban hidup

Panjang bentang $L = 37,6$ m

DLA = 0,4 (dari gambar 2.12)

$$q = 9 \times (\frac{1}{2} + (15/37,6)) = 8,0904 \text{ kPa}$$

KEL mempunyai intensitas $P = 49$ kN/m

$$\begin{aligned} W_{TD} &= q * L * (5,5 + b) / 2 + p * DLA * (5,5 + b) / 2 \\ &= 8,0904 \times 37,6 \times (5,5 + 8,5)/2 + 49 \times 0,4 \times (5,5 + 8,5)/2 \\ &= 2266,6 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada abutment akibat beban jalur "D"

$$\begin{aligned} P_{TD} &= 1/2 * W_{TD} = \frac{1}{2} \times 2266,6 \\ &= 1133,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya yang diterima oleh 1 *abutment* akibat beban hidup adalah sebagai berikut ini.

$$V = 1133,3 + (\frac{1}{2} \times 8,0904 \times 37,6) = 1285,4 \text{ kN}$$

$$H = 0 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap pondasi

$$e = 3/2 + 1,2 + 0,6/2 = 0$$

Momen terhadap titik O

$$M = 1285,4 \times 0 = 0 \text{ kNm}$$

a. Gaya rem dan traksi (TB)

$$\begin{aligned} TB &= 5\% \cdot \text{muatan D (tanpa koefisien kejut)} \\ &= 5\% \times (8,0904 \times 37,6) + 49 \\ &= 17,66 \text{ kN} \end{aligned}$$

Momen terhadap titik O

$$\begin{aligned} M_{TB} &= 17,66 \times 6,2 \\ &= 109,492 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Maka gaya horisontal akibat rem dan traksi:

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$H = 17,66 \text{ kN}$$

$$M = 109,492 \text{ kNm}$$

Maka pembebanan lalu lintas:

$$V = 1285,4 + 0 = 1285,4 \text{ kN}$$

$$H = 0 + 17,66 = 17,66 \text{ kN}$$

$$M = 0 + 109,492 = 109,492 \text{ kNm}$$

b. Kombinasi pembebanan

Tabel 4.8 Kombinasi pembebanan

No	Pembebanan	V (kN)	H (kN)	M _x (kNm)
1	Aksi tetap	6094,335	1636,7203	5895,1393
2	Beban lalu lintas	1285,4	17,66	109,492

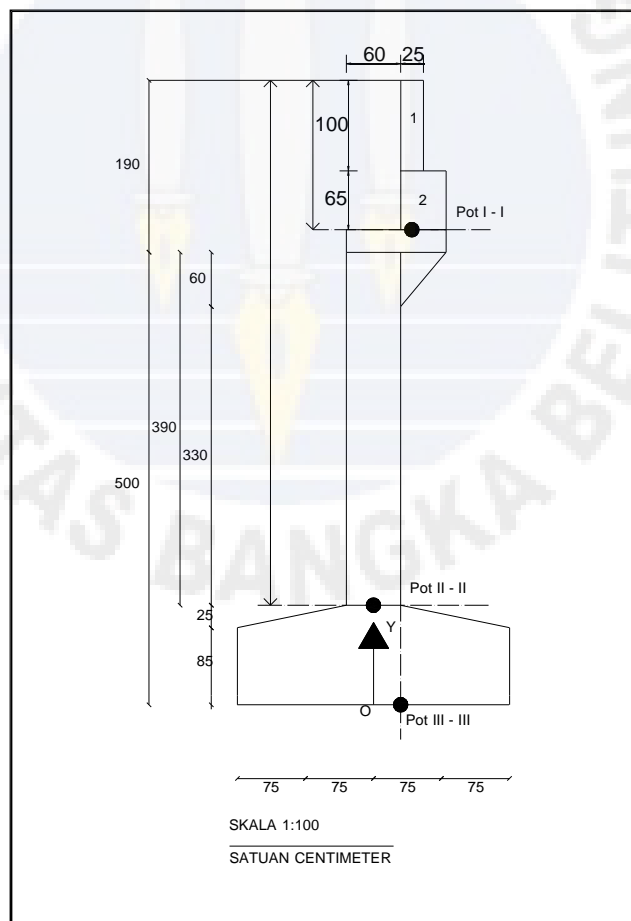
Kombinasi beban:

$$V = 6094,335 + 1285,4 = 7379,73475 \text{ kN} = 7379734,75 \text{ N}$$

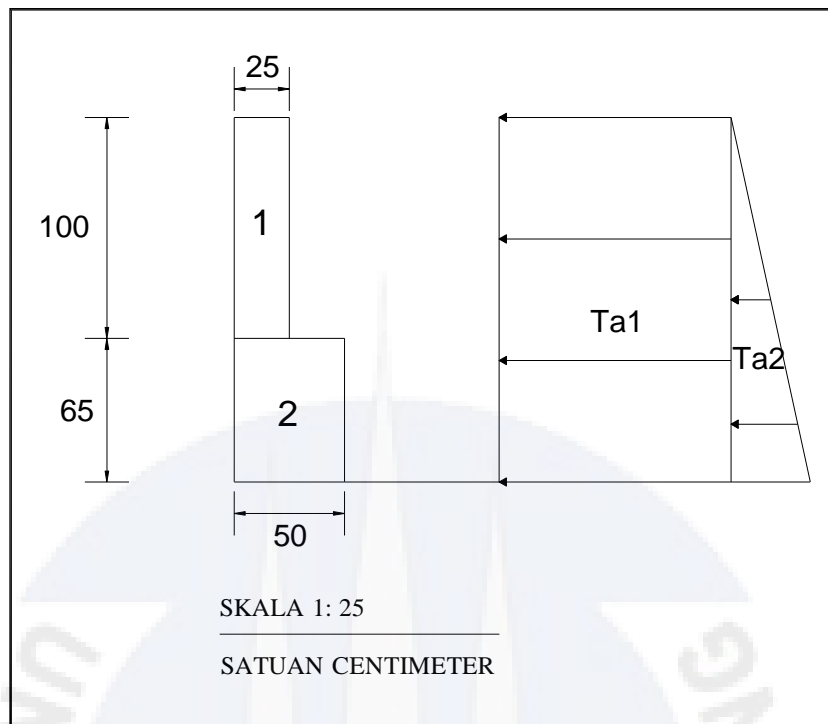
$$H_x = 1636,7203 + 17,66 = 1654,380286 \text{ kN} = 1654380,286 \text{ N}$$

$$M_x = 5895,1393 + 109,492 = 6004,631255 \text{ kNm} = 6004631255 \text{ Nmm}$$

a. Penulangan *abutment*



Gambar 4.31 Potongan perencanaan penulangan abutment

1). Penulangan kepala *abutment*Gambar 4.32 Potongan I-I pembebanan pada Kepala *Abutment*Tabel 4.9 Berat kepala *Abutment*

Bagian	Berat kepala <i>abutment</i> (kN)	x (m)	Mx (kNm)	
1	1 x 0,25 x 10 x 25	62,5	0,425	26,5625
2	0,65 x 0,5 x 10 x 25	81,25	0,55	24,6875
Total		143,75		71,25

Tabel 4.10 Beban akibat tanah di kepala *abutment*

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	y (m)	Momen (kNm)
1	$T_{TA} = (0.70 * w_s) * H * K_a * B_a$	69,2307	0,825	57,1153
2	$T_{TA} = 1/2 * H^2 * w_s * K_a * B_a$	81,5933	0,55	44,8763
Total		150,824		101,9917

$$V = 143,75 \text{ kN}$$

Momen terhadap Pot I – I

$$\begin{aligned} M_{I-I} &= 71,25 + 101,9917 \\ &= 173,2416 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Diketahui:

$$f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$M_{u,r} = 173,2416 \text{ kNm} = 173241656,3 \text{ Nmm}$$

Diameter tulangan = 16 mm

Dicoba $d_s = 48 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} d &= h - d_s \\ &= 500 - 48 \\ &= 452 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f'_c} = \frac{240}{0,8 \cdot 30} = 15,6863$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f'_c}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 30}{4} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 4} = 0,0325$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,0325 = 0,02438$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$M_{n,p} = \frac{M_{u,r}}{0,8} = \frac{173241656,3}{0,8} = 216552070,3 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{n,p}}{b \cdot d^2} = \frac{216552070,3}{1000 \cdot 452^2} = 1,0599 \text{ N/mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{n,p} &= \frac{M_{n,p}}{b \cdot d^2} \left[\frac{1}{m} - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,0599 \cdot 10^6}{4 \cdot 240^2}} \right] = \frac{1}{15,6863} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,0599 \cdot 10^6}{4 \cdot 240^2}} \right] \\ &= 0,002707 \sqrt{\frac{2 \cdot R_{n,p}}{f_y}} \end{aligned}$$

Jadi $\rho < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 3,5 \times 10^{-3}$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 3,5 \times 10^{-3} \times 1000 \times 452 = 1582 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulangan D16} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 201,0619 \text{ mm}^2$$

Jarak antara tulangan (s)

$$s = \frac{A_s D1}{A_s} \times b = \frac{2,0}{1} \times 1000 = 127,0935 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D16 –100 mm

Tulangan bagi

Luas tulangan bagi diambil sebesar 50% arah memanjang dari tulangan

Maka luas tulangan bagi adalah :

$$\begin{aligned} A_s'_{\text{perlu}} &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 1582 = 791 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 12 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan

$$\begin{aligned} S &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_{s\text{perlu}} \\ &= \pi/4 \cdot 12^2 \cdot 1000 / 791 = 142,9802 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan bagi D12 - 100 mm

Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit rencana } V_u = 81,25 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } \phi = 0,75$$

$$\text{Lebar yang ditinjau } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } d = 452 \text{ mm}$$

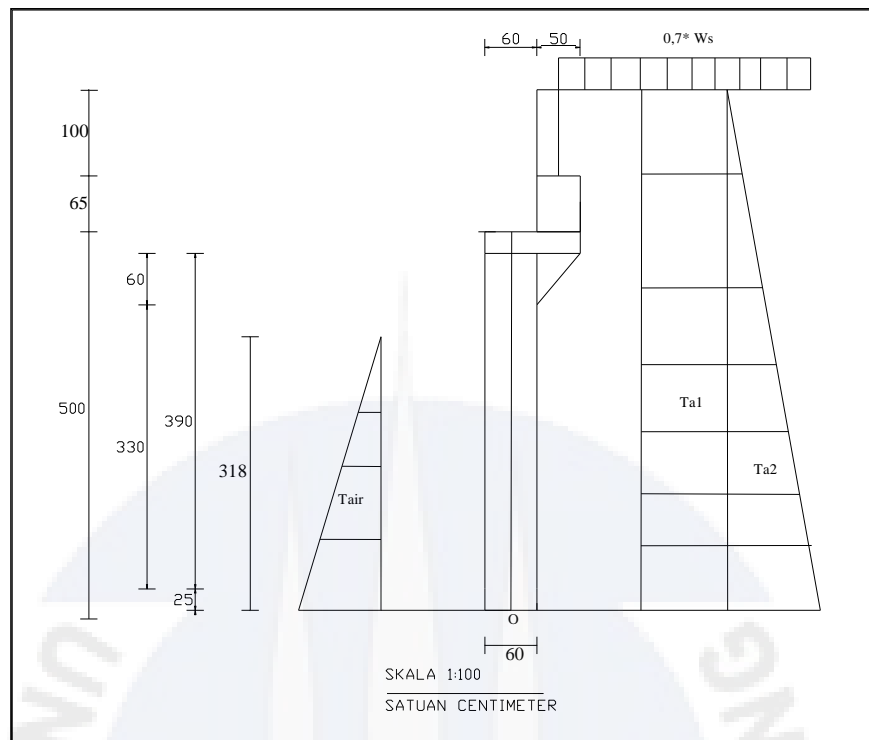
Kuat geser nominal beton

$$\begin{aligned} V_c &= (\sqrt{f'_c})/6 \cdot b \cdot d = (\sqrt{30})/6 \times 1000 \times 452 = 41261766 \text{ N} \\ &= 412,6177 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi \cdot V_c = 412,6177 \times 0,75 = 309,4632 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 309,4632 > V_u = 81,25 \text{ kN}$$

Maka tidak perlu tulangan geser

2). Penulangan badan *abutment*Gambar 4.33 potongan II- II Pembebanan pada Badan *Abutment*

Akibat beban struktur atas jembatan

$$V_{MI} = 4539,8035 \text{ kN}$$

Momen terhadap O

$$M_{MI} = 4539,8035 \times 0 = 0 \text{ kNm}$$

Akibat beban hidup

$$V = 1285,4 \text{ kN}$$

Momen terhadap J

$$M = 1285,4 \times 0 = 0 \text{ kNm}$$

Akibat berat sendiri badan *abutment*Tabel 4.11 Berat badan *abutment*

Bagian	Berat badan <i>abutment</i> (kN)	x (m)	Mx (kN)	
1	1 x 0,25 x 10 x 25	62,5	0,425	26,5625
2	0,65 x 0,5 x 10 x 25	81,25	0,55	44,6875
3	0,25 x 1,1 x 10 x 25	68,75	0,25	17,1875
4	0,5 x 0,5 x 0,6 x 10 x 25	37,5	0,4667	17,5
5	3,9 x 0,6 x 10 x 25	585	0	0
Total	835			105,9375

Maka akibat berat sendiri badan *abutment*

$$V_{M2} = 835 \text{ kN}$$

$$M_{M2} = 105,9375 \text{ kNm}$$

Total beban mati

$$V_M = 4539,8035 + 835 = 5374,8035 \text{ kN}$$

$$M_M = 0 + 105,9375 = 105,9375 \text{ kNm}$$

Tabel 4.12 berat akibat tekanan tanah dan tekanan air di badan *abutment*

No	Gaya akibat tekanan tanah dan tekanan air	T (kN)	y (m)	Momen (kNm)
1	$TTA = (0.70 * w_s) * H * K_a * B_a$	243,3564	2,9	705,7336
2	$TTA = 1/2 * H^2 * w_s * K_a * B_a$	1008,1908	1,9333	1949,1689
3	$T_{air} = 1/2 * \gamma_w * H^2$	49,6013	1,06	52,5774
Total		1201,9459		2602,3251

Maka akibat tekanan tanah:

$$V = 0 \text{ kN}$$

$$H_{Ta} = 1201,9459 \text{ kN}$$

$$M_{Ta} = 2602,3251 \text{ kNm}$$

Gaya rem dan traksi

$$H_{TB} = 17,66 \text{ kN}$$

Momen terhadap titik O

$$M_{TB} = 17,66 \times 8,0904 = 142,8769 \text{ kNm}$$

Kombinasi beban: aksi tetap + beban lalu lintas

$$V = 5374,8035 + 1285,4 = 6660,2035 \text{ kN}$$

$$H_x = 1201,9459 \text{ kN}$$

$$M_x = 105,9375 + 0 + 2602,3251 + 142,8769 = 2851,1395 \text{ kNm}$$

Untuk perencanaan penulangan badan *abutment* digunakan beban pada kombinasi beban.

$$V = 6660,2035 \text{ kN}$$

$$M = 2851,1395 \text{ kNm}$$

Tinjauan per meter panjang

$$M_u = \frac{2,1}{1} = 285,11395 \text{ kNm} = 285113945,4 \text{ Nmm}$$

Diameter tulangan = 25 mm

Dicoba $d_s = 65 \text{ mm}$

$$d = h - d_s$$

$$= 600 - 65$$

$$= 535 \text{ mm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{4}{0,8 \cdot 3} = 15,6863$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{4} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 4} = 0,03251$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$M_{n,p} = \frac{M_{ur}}{0,8} = \frac{2}{0,8} = 356392431,7 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_{n,p}}{b \cdot d^2} = \frac{356392431,7}{1000 \cdot 535^2} = 1,245 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{n,p} = \frac{M_{n,p}}{b \cdot d^2} \left[\frac{1}{1,6} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 1,6 \cdot 1,245}{4}} \right] \right]$$

$$= 0,00319 \sqrt{\frac{2 m R_{n,p}}{f_y}}$$

Jadi $\rho < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 0,0035$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 535 = 1872,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulangan D25} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 = 490,8738 \text{ mm}^2$$

Jarak antara tulangan (s)

$$s = \frac{A_s \cdot D^2}{A_s} \times b = \frac{4,8}{1,5} \times 1000 = 262,1489 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25 – 250 mm

Tulangan bagi

Luas tulangan bagi diambil sebesar 50% arah memanjang dari tulangan

Maka luas tulangan bagi adalah

$$A_s' \text{ perlu} = 50\% \times A_s \text{ perlu}$$

$$= 50\% \times 1872,5 = 936,25 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 19 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan

$$S = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_{\text{spertu}}$$

$$= \pi/4 \cdot 19^2 \cdot 1000 / 936,25 = 302,8344 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D19 - 250 mm

Tulangan geser

Gaya geser ultimit rencana $V_u = 6660,2035 \text{ kN}$

Tinjauaun permeter panjang $V_u = 6660,2035 / 10 = 666,0203 \text{ kN}$

Mutu beton $f'_c = 30 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 400 \text{ MPa}$

Faktor reduksi kekuatan geser $\phi = 0,75$

Lebar yang ditinjau $b = 1000 \text{ mm}$

Tinggi efektif $d = 535 \text{ mm}$

Kuat geser nominal beton

$$V_c = (\sqrt{f'_c})/6 \cdot b \cdot d = (\sqrt{30})/6 \times 1000 \times 535 = 488385,9 \text{ N}$$

$$= 488,3859 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 488,3859 \times 0,75 = 366,2895 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

$$\phi \cdot V_s = V_u - \phi \cdot V_c$$

$$= 666,0203 - 366,2895 = 299,7308 \text{ kN}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser

$$V_s = 299,7308 / 0,75 = 399,6412 \text{ kN}$$

Kontrol dimensi terhadap kuat geser maksimum

$$V_{s,\text{max}} = 2/3 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot [b \cdot d] = 2/3 \times \sqrt{30} \times (1000 \times 535) = 1953543,8 \text{ N}$$

$$= 1953,5438 \text{ kN}$$

$V_s = 399,6412 \text{ kN} < V_{s,\text{max}} = 1953,5438 \text{ kN}$ Dimensi balok memenuhi persyaratan kuat geser

Digunakan sengkang berpenampang D13

Diambil jarak tulangan arah y $S_y = 200 \text{ mm}$

Luas tulangan geser sengkang

$$A_v = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / S_y = \pi/4 \times 13^2 \times 1000 / 200 = 663,6614 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser (sengkang) arah x yang diperlukan

$$S_x = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 663,6614 \times 200 \times 535 / 399,6412 = 213,2266 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan arah x D13 – 200 mm

Digunakan tulangan arah y D13 – 200 mm

3). Penulangan Potongan III -III

Tabel. 4.13 Berat potongan III – III *abutment*

Bagian	Berat bawah <i>abutment</i> (kN)	x (m)	Mx (kNm)	
7	0,5 x 0,25 x 1,2 x 10 x 25	37,5	0,7	26,25
8	0,85 x 1,2 x 10 x 25	255	0,9	229,5
Total		292,5		255,75

Tabel 4.14 Berat akibat tekanan tanah dan tekana air di potongan III – III di *abutment*

No	Gaya akibat tekanan tanah dan tekanan air	T (kN)	y (m)	Momen (kNm)
1	TTA = (0.70 * ws)* H * Ka * Ba	46,1538	0,55	25,3846
2	TTA = 1/2 * H2 * ws * Ka * Ba	36,2637	0,3667	13,2967
3	Tair = 1/2 * yw * H ²	3,5439	0,2833	1,0041
Total		78,8736		37,6672

$$V = 292,5 \text{ kN}$$

$$H = 78,8736 \text{ kN}$$

Momen terhadap potongan III – III

$$M = 293,4272 \text{ kNm}$$

Tinjauan permeter panjang

$$M_u = \frac{2,4}{1} = 29,34272 \text{ kN} = 29342719 \text{ Nmm}$$

Diameter tulangan = 25 mm

Dicoba $d_s = 71 \text{ mm}$

$$\begin{aligned}d &= h - d_s \\ &= 1200 - 71 \\ &= 1129 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,8 \cdot f_c} = \frac{4}{0,8 \cdot 3} = 15,6863$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \cdot \beta_1 \cdot \frac{6}{6 + f_y} = \frac{0,8 \cdot 3}{4} \times 0,85 \times \frac{6}{6 + 4} = 0,03251$$

$$\rho_m = 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \times 0,03251 = 0,02438$$

$$\rho_m = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{4} = 0,0035$$

$$M_{n,p} = \frac{M_{ur}}{0,8} = \frac{2}{0,8} = 36803910 \text{ Nmm}$$

$$R_{n,p} = \frac{M_{n,p}}{b d^2} = \frac{3}{1 \times 1} = 0,028 \text{ N/mm}$$

$$\begin{aligned}\rho &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_{n,p}}{f_y}} \right] = \frac{1}{1,6} \cdot \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,6 \times 0,028}{4}} \right] \\ &= 7,2225 \times 10^{-5}\end{aligned}$$

Jadi $\rho < \rho_m$ maka dalam perencanaan digunakan

$$\rho = 0,0035$$

$$A_s = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \times 1000 \times 1129 = 3951,5 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ tulangan D25} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 = 490,8738 \text{ mm}^2$$

Jarak antara tulangan (s)

$$s = \frac{A_s D^2}{A_s'} \times b = \frac{4,8}{3,5} \times 1000 = 124,2247 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan D25 – 100 mm

Tulangan bagi

Luas tulangan bagi diambil sebesar 50% arah memanjang dari tulangan

Maka luas tulangan bagi adalah

$$\begin{aligned}A_s' \text{ perlu} &= 50\% \times A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 3951,5 = 1975,75 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 16 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang digunakan

$$S = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_{\text{perlu}}$$

$$= \pi/4 \cdot 16^2 \cdot 1000 / 1975,75 = 101,7649 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan bagi D16 - 100 mm

Tulangan geser

$$\text{Gaya geser ultimit rencana } V_u = 292,5 \text{ kN}$$

$$\text{Mutu beton } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja tulangan } f_y = 240 \text{ MPa}$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan geser } \phi = 0,75$$

$$\text{Lebar yang ditinjau } b = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi efektif } d = 1129 \text{ mm}$$

Kuat geser nominal beton

$$V_c = (\sqrt{f'_c})/6 \cdot b \cdot d = (\sqrt{30})/6 \times 1000 \times 1129 = 1030632,793 \text{ N}$$

$$= 1030,6313 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 1030,6313 \times 0,75 = 772,9734 \text{ kN}$$

$\phi \cdot V_c > V_u$ diperlukan tulangan geser minimum
persyaratan kuat geser

Digunakan sengkang berpenampang D12

Diambil jarak tulangan arah y $S_y = 100 \text{ mm}$

Luas tulangan geser sengkang

$$A_v = \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / S_y = \pi/4 \times 12^2 \times 1000 / 100 = 360 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser (sengkang) arah x yang diperlukan

$$S_x = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s = 360 \times 100 \times 1129 / 292,5 = 333,4892 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan arah x D12 – 100 mm

Digunakan tulangan arah y D12 – 200 mm

Kontrol stabilitas terhadap penggulingan

Angka aman (SF) :

$$SF = \frac{M_y}{M_x} > 1,5$$

Titik A sebagai titik penggulingan

Momen yang menahan:

Tinjau momen terhadap titik A

1) Akibat struktur atas dan beban hidup

$$M = (4539,8035 \times 1,5) + (0 \times 1,5) = 6809,7052 \text{ kNm}$$

2) Berat *abutment*

$$M = 427,7313 \times (1,2475 + 1,5) = 1175,1850 \text{ kNm}$$

3) Tanah urug

$$M = 1126,8 \times (0,9593 + 1,5) = 2771,136 \text{ kNm}$$

Total momen yang menahan terhadap guling

$$M_h = 6809,7052 + 1175,1850 + 2771,136 = 10756,0263 \text{ kNm}$$

Momen yang menguling

$$\begin{aligned} M_g &= M_{Ta} + M_{TB} \\ &= 4173,6030 + 109,492 = 4283,0950 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$SF = \frac{M_y}{M_x} > 1,5$$

$$SF = \frac{10756,0}{4283,0} = 2,5113 > 1,5$$

Aman terhadap penggulingan.

Kontrol stabilitas terhadap penggeseran

Angka aman (SF)

$$SF = \frac{G_y}{G_x} > 1,5$$

Gaya yang menahan (V_h)

$$\begin{aligned} V_h &= V + V_H \\ &= 6094,3348 + 1285,4 = 7379,7348 \text{ kN} \end{aligned}$$

Gaya yang mendorong

$$\begin{aligned} V_g &= T_a + R_m \\ &= 1716,3819 + 17,66 \\ &= 1734,0419 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka angka aman (SF)

$$SF = \frac{G_y}{V_g} > 1,5$$

$$SF = \frac{7379,7}{1734,0} = 4,2558 > 1,5$$

Aman terhadap pergeseran.

4) Penulangan poer

Pembebanan untuk perencanaan penulangan pada poer diambil dari kombinasi pembebanan pada *abutment* (tinjauan pada titik O).

$$V = 7379,735 \text{ kN}$$

$$M = 1654,3803 \text{ kNm}$$

Tulangan lentur poer

Momen rencana ultimit, $M_u = 1654,3803 \text{ kNm}$

$$\text{Mutu beton } f'_c = 30 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu baja, } f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{Tebal poer, } h = 400 \text{ mm}$$

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton, $d' = 75 \text{ mm}$

Modulus elastisitas baja, $E_s = 200000 \text{ MPa}$

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

$$\rho_b = \beta_1 \cdot 0,85 \cdot f'_c / f_y \cdot 600 / (600 + f_y)$$

$$= 0,85 \times 0,85 \times 30 / 400 \times 600 / (600 + 400) = 0,0325$$

$$R_{\max} = 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y \cdot [1 - \frac{1}{2} \cdot 0,75 \cdot \rho_b \cdot f_y / (0,85 \cdot f'_c)]$$

$$= 0,75 \times 0,0325 \times 400 \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,0325 \times 400 / (0,85 \times 30)]$$

$$= 7,8883$$

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

Tebal efektif slab beton, $d = h - d' = 400 - 75 = 325 \text{ mm}$

Lebar yang ditinjau, $b = 3000 \text{ mm}$

Momen nominal rencana, $M_n = M_u / \phi = 1654,3803 / 0,8 = 2067,975 \text{ kNm}$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = M_n \cdot 10^6 / (b \cdot d^2)$$

$$= 2067,975 \times 10^6 / (3000 \times 325^2) = 6,5262$$

Rasio tulangan yang diperlukan,

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,85 \cdot f'_c / f_y [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot R_n / (0,85 \cdot f'_c)}]$$

$$= 0,85 \times 30 / 400 \times [1 - \sqrt{1 - 2 \times 6,5262 / (0,85 \times 30)}]$$

$$= 0,0192$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \cdot (1,4 / f_y) \\ &= 25\% \times (1,4 / 400) = 0,000875\end{aligned}$$

Rasio tulangan yang digunakan, $\rho = 0,0192$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}A_{\text{spertu}} &= \rho \cdot b \cdot d \\ &= 0,0192 \times 3000 \times 325 = 18729,3231 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 25 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}s &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_{\text{spertu}} \\ &= \pi/4 \times 25^2 \times 3000 / 18729,3231 = 78,6265 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D25 – 50 mm

Luas tulangan ada,

$$\begin{aligned}A_s &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / s \\ &= \pi/4 \times 25^2 \times 3000/50 = 29452,4311 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan bagi / susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok.

$$\begin{aligned}A_s' \text{ perlu} &= 50\% \cdot A_s \text{ perlu} \\ &= 50\% \times 18729,3231 = 9364,6615 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan, $D = 16 \text{ mm}$

Jarak tulangan yang diperlukan

$$\begin{aligned}s &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / A_{\text{spertu}} \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 3000 / 9364,6615 = 64,4108 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulangan D16 – 50 mm

$$\begin{aligned}A_s \text{ ada} &= \pi/4 \cdot D^2 \cdot b / s \\ &= \pi/4 \times 16^2 \times 3000/50 = 12063,7158 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Intensitas beban rencana (P_u)

$$P_u = \frac{V}{A} = \frac{1,7}{1 \times 3} = 245991,1583 \text{ N/m}^2$$

Ukuran *poer* :

$$b = 3000 \text{ mm}$$

$$h = 400 \text{ mm}$$

Tetapkan $d_s = 75$

$$d = h - d_s$$

$$= 400 - 75 = 325 \text{ mm}$$

$$V_{u,\text{rencana}} = P_u \cdot b \cdot d$$

$$= 245991,1583 \times 3 \times 0,325$$

$$= 239841,3794 \text{ N}$$

$$V_c = 1/6 \sqrt{f'_c} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 1/6 \sqrt{30} \times 3000 \times 325$$

$$= 1095445,115 \text{ N}$$

$$\phi V_c = V_n = 0,75 \times 1095445,115$$

$$= 821583,8363 \text{ N}$$

$V_u < V_n$: fondasi memenuhi syarat

$239841,3794 \text{ N} < 821583,8363 \text{ N}$: fondasi memenuhi syarat (tidak perlu tulangan geser).

4.4.2 Perencanaan pondasi tiang pancang

Diketahui data perencanaan sebagai berikut.

$$P_u = 7379,7348 \text{ kN}$$

$$q_c = 140 \text{ kg/cm}^2 \text{ (pada lampiran)}$$

$$\text{JHL} = 780 \text{ kg/cm (pada lampiran)}$$

SF= 3 (Tabel 2. Klasifikasi struktur manumental dengan kontrol FS normal)

$$H = 9,8 \text{ m (kedalaman pondasi)}$$

$$\gamma_{\text{tanah}} = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$\gamma_{\text{beton}} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Diameter tiang pancang} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Tebal beton} = 0,075 \text{ m}$$

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

$$\text{Mutu baja (} f'_y \text{)} = 400 \text{ Mpa}$$

Kapasitas dukung tiang berdasarkan data sondir

$$A_p = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 = 0,1257 \text{ m}$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot L$$

$$= \pi \times 0,4 \times 9,8 = 12,3150 \text{ m}$$

$$Q_u = q_c \cdot A_p + JHL \cdot A_s$$

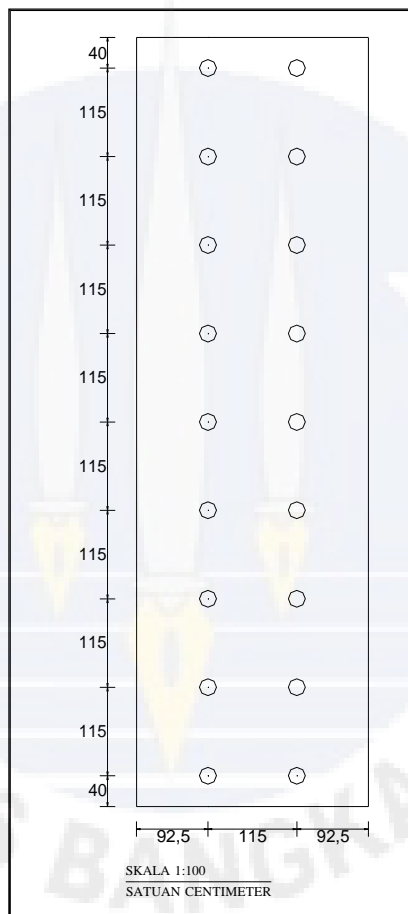
$$= 1400 \times 0,1257 + 78 \times 12,3150$$

$$= 1136,50255 \text{ ton} = 11365,0255 \text{ kN}$$

Kapasitas dukung tiang kelompok

$$S = 2,5 d + 0,02 L$$

$$= 2,5 \times 0,4 + 0,02 \times 9,8 = 1,198 \text{ m} \approx 1,15 \text{ m}$$



Gambar 4.34 Tiang kelompok

$$\Theta = \text{Arc tg } d/s = \text{Arc tg } (0,4/1,15) = 21,8014$$

$$E_g = (1 - \Theta) \frac{(n^2 - 1)m + (m - 1)n}{9 \cdot m \cdot n}$$

$$= (1 - 21,8014) \frac{(9 - 1) \times 2 + (2 - 1) \times 9}{9 \times 2 \times 9} = 0,6636$$

$$n = 18 \text{ buah}$$

$$Q_g = Q_u \cdot n \cdot E_g = 11365,0255 \times 18 \times 0,6636 = 135744,497 \text{ kN}$$

$$F = Q_g / Q = 135744,497 / 7379,7348 = 18,3942 > 3 \text{ OK}$$

a. Penulangan tiang pancang

Digunakan A_s minimum 1% A_g

$$A'_s = 0,01 \times \left(\frac{1}{4} \pi \cdot D^2\right) = 0,01 \times \left(\frac{1}{4} \pi \cdot 400^2\right) = 1256,6371 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D22

$$A_s = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \pi \cdot 22^2 = 380,1327 \text{ mm}^2$$

Jumlah tulangan :

$$n = \frac{A'_s}{A_s} = \frac{1256,6}{380,1} = 3,3058 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

digunakan tulangan 4 D22

b. Tulangan geser

Gaya geser ultimit rencana	V_u	= 7379,7348 kN
		= 7379,7348 / 18 = 409,9853 kN

Mutu beton	f'_c	= 30 MPa
------------	--------	----------

Mutu baja tulangan	f'_y	= 240 MPa
--------------------	--------	-----------

Faktor reduksi kekuatan geser	ϕ	= 0,75
-------------------------------	--------	--------

Lebar	b	= 400 mm
-------	-----	----------

$$\begin{aligned} \text{Lebar efektif } d' &= b - d_s - \phi \text{ sengkang} - (1/2 \text{ diameter tulangan}) \\ &= 400 - 75 - 10 - (1/2 \times 22) = 304 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser nominal beton

$$\begin{aligned} V_c &= (\sqrt{f'_c})/6 \cdot b \cdot d \cdot 10^{-3} \\ &= (\sqrt{30})/6 \times 400 \times 304 \times 10^{-3} = 111,0051 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times 111,0051 = 148,0068 \text{ kN}$$

Perlu tulangan geser

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 409,9853 - 148,0068 = 261,9785 \text{ kN}$$

$$V_s = 261,9785 / 0,75 = 349,3046 \text{ kN}$$

Kontrol dimensi pondasi terhadap kuat geser maksimum

$$\begin{aligned} V_{smax} &= 2/3 \sqrt{f'_c} \cdot [b \cdot d] \cdot 10^{-3} \\ &= 2/3 \times \sqrt{30} \times 400 \times 304 \times 10^{-3} = 2432 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$V_s = 349,3046 \text{ kN} < V_{smax} = 2432 \text{ kN}$$

Digunakan sengkang berpenampang D10

$n = 13$ buah

luas tulangan geser sengkang

$$A_v = \pi/4 \cdot D^2 \cdot n$$

$$= \pi/4 \times 10^2 \times 13 = 1021,018 \text{ mm}^2$$

Jarak tulangan geser (sengkang) yang diperlukan

$$S = A_v \cdot f_y \cdot d / V_s$$

$$= (1021,018 \times 240 \times 304) / 349,3046 = 213,2621 \text{ mm}$$

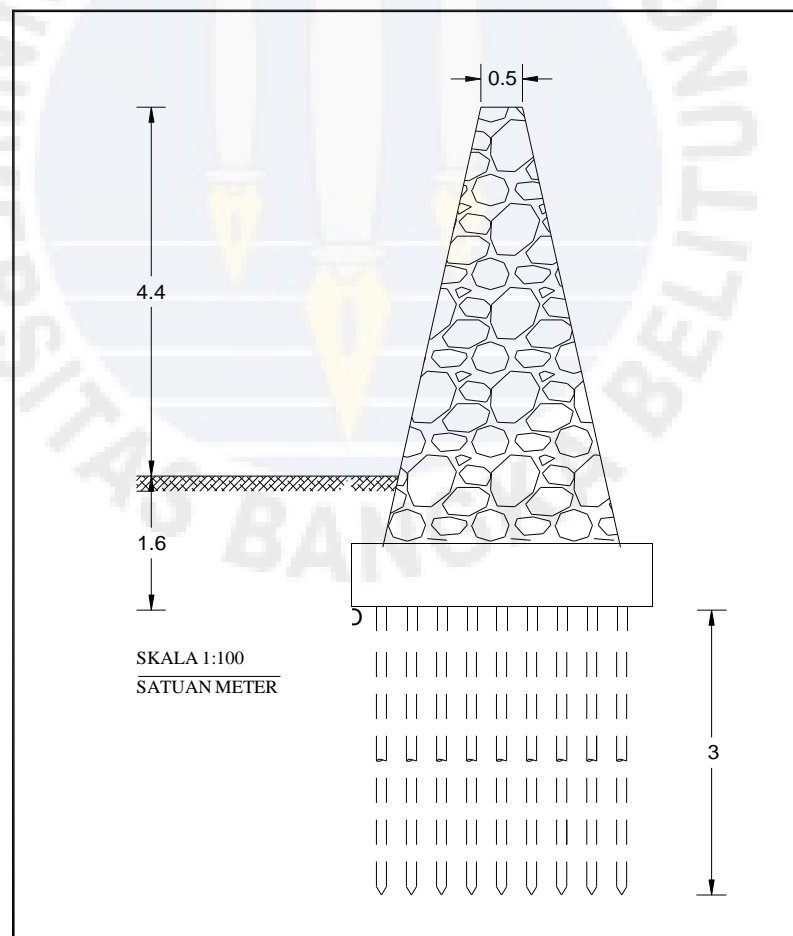
Digunakan sengkang 13 D10 – 200 mm.

4.4.3 Perencanaan dinding penahan tanah

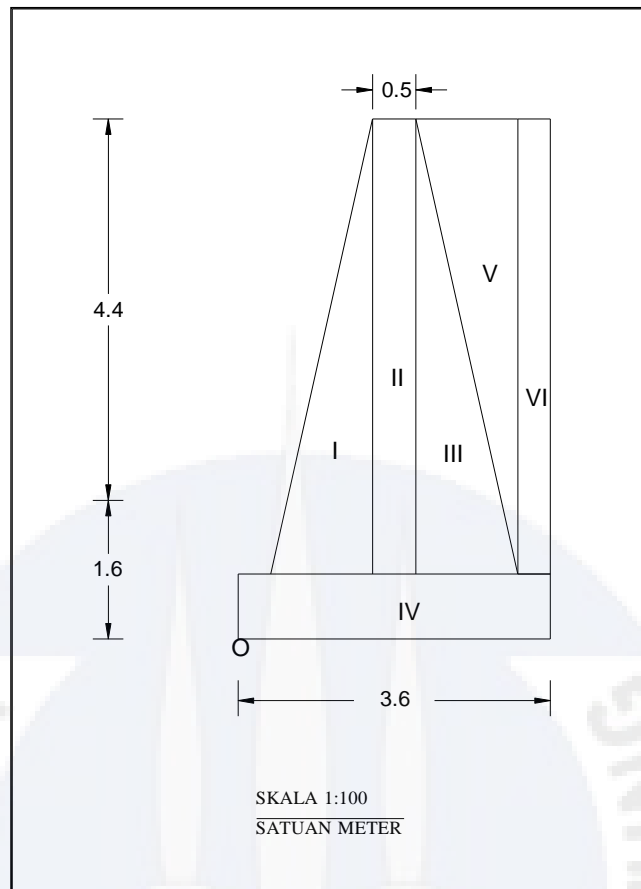
Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2(45^\circ - 1/2\phi)$$

$$= \tan^2(45^\circ - (1/2 \times 30^\circ)) = 0,333$$



Gambar. 4.35 Perencanaan Talud



Gambar 4.36 Pembebanan Talud

Tabel 4.15 Hitungan gaya vertikal dan momen ke titik O

No	Berat W (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	$1,175 \times 5,25 \times 22 \times 0,5 = 62,344$	1,1583	78,6002
2	$0,5 \times 5,25 \times 22 = 65,625$	1,8	103,9500
3	$1,175 \times 5,25 \times 22 \times 0,5 = 62,344$	2,4417	165,6823
4	$3,6 \times 0,35 \times 25 = 27,125$	1,8	121,5000
5	$1,175 \times 5,25 \times 18 \times 0,5 = 55,519$	4,0083	222,5377
6	$0,375 \times 5,25 \times 18 = 35,437$	4,2125	149,2805
	$\Sigma W = 351,91875$	$\Sigma M =$	841,5506

Penulis mengasumsikan nilai sudut geser tanah (ϕ) sebesar 30° , karena penulis mengamati jenis tanah secara langsung di lapangan (tanpa uji lab) dan memperkirakan bahwa jenis tanahnya berupa pasir lepas padat, sehingga diasumsikan lah nilai $\phi = 30^{\circ}$.

Data tanah:

$$\varphi = 30^\circ$$

$$c = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

Koefisien tekanan tanah aktif

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \frac{1}{2}\varphi)$$

$$= \tan^2(45^\circ - (\frac{1}{2} \times 30^\circ))$$

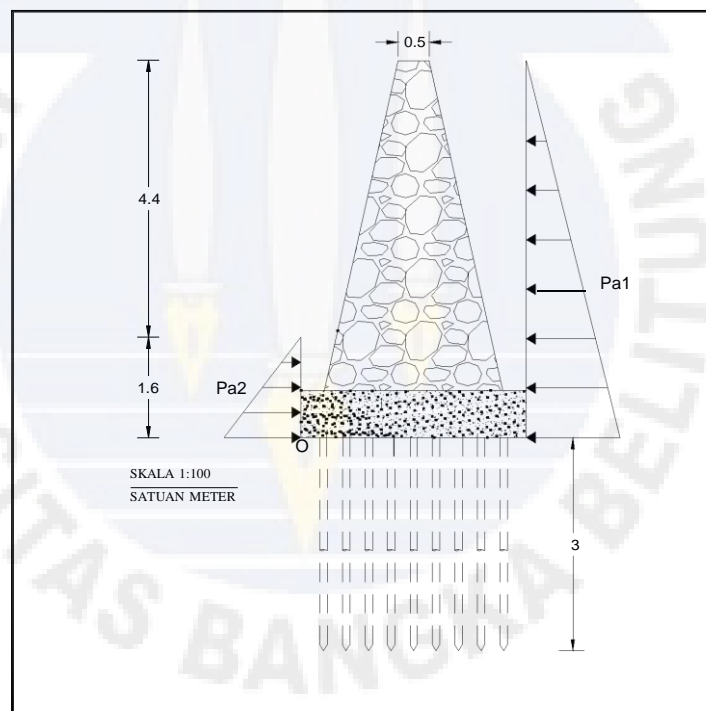
$$= 0,333$$

Koefisien tekanan tanah pasif

$$K_a = \tan^2(45^\circ + \frac{1}{2}\varphi)$$

$$= \tan^2(45^\circ + (\frac{1}{2} \times 30^\circ))$$

$$= 3$$



Gambar 4.37 Tekanan tanah aktif

Tabel 4.16 Tekanan tanah aktif dan tekanan tanah pasif total dan momen terhadap titik O

No	Tekanan tanah aktif total, Pu (kN)	Jarak dari O (m)	Momen ke O (kNm)
1	$0,5 \times 6^2 \times 18 \times 0,333 = 107,892$	2	215,784
2	$0,5 \times 1,6^2 \times 18 \times 3 = 69,12$	0,5333	36,864
	$\Sigma Pa = 38,772$	$\Sigma M =$	178,920

1. Stabilitas terhadap penggeseran

Tahanan geser pada dinding sepanjang 3,6 m dihitung dengan menganggap dasar dinding sangat kasar, sehingga sudut gesek $\delta_b = \varphi$ dan adhesi $c_d = c$

$$R_h = c_d \cdot B + \Sigma W \cdot \text{tg} \cdot \delta_b$$

$$= (0 \times 3,6) + (351,91875 \times \text{tg} 30) = 203,1804 \text{ kN/m}$$

$$F_{gs} = \frac{\Sigma R_h}{\Sigma F_h} = \frac{2,1}{3,7} = 5,2404 > 1,5 \text{ (OK)}$$

2. Stabilitas terhadap penggulingan

$$F_{gl} = \frac{\Sigma M_w}{\Sigma G_l} = \frac{8,5}{1,9} = 4,7035 > 1,5 \text{ (OK)}$$

3. Kapasitas dukung ijin

Diameter cerucuk $D = 0,12 \text{ m}$

Kedalaman cerucuk $L = 3 \text{ m}$

$q_c = 10 \text{ kg/cm}^2$ (pada lampiran)

JHL = 60 kg/cm (pada lampiran)

Daya dukung tiang kelompok

$$S = 2,5 d + 0,02 L$$

$$= (2,5 \times 0,12) + (0,02 \times 3) = 0,36 \text{ m}$$

$$B = 2 \cdot S + D = (2 \times 0,36) + 0,12 = 0,84 \text{ m}$$



Gambar 4.38 Tiang kelompok Talud

$$A_p = \frac{1}{4} \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,12^2 = 0,0113 \text{ m}$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot L$$

$$= \pi \times 0,12 \times 3 = 1,1310 \text{ m}$$

$$Q_u = q_c \cdot A_p + JHL \cdot A_s$$

$$= (100 \times 0,0113) + (6 \times 1,1310) = 7,9168 \text{ ton}$$

$$\Theta = \text{Arc tg } d/S$$

$$= \text{Arc tg } 0,12/0,36 = 18,4349$$

$$E_g = (1 - \Theta) \frac{(n^m - 1)m + (m - 1)n}{9 \cdot m \cdot n}$$

$$= (1 - 18,4349) \frac{(2 - 1) \times 9 + (9 - 1) \times 2}{9 \times 9 \times 2} = 0,7155$$

$$n = 18 \text{ buah}$$

$$Q_g = Q_u \cdot n \cdot E_g$$

$$= 7,9168 \times 18 \times 0,7155 = 101,9621 \text{ ton}$$

$$F = \frac{Q_g}{Q} = \frac{101,9}{7,9} = 12,8792 > 3 \text{ (OK)}$$

4.4.4 Perencanaan kedalaman gerusan

$$\text{Debit aliran sungai} \quad Q = 231,11 \text{ m}^3/\text{dt}$$

$$\text{Panjang bentang jembatan} \quad L = 37,6 \text{ m}$$

$$F = 1,25 \text{ dianggap faktor pasir sedang (tabel 2.11)}$$

Lebar permukaan rejim dari aliran ditentukan dengan rumus

$$W = 4,8 \cdot Q$$

$$= 4,8 \times (231,11 / (1000 \times 60)) = 66,5597 \text{ m} \approx 67 \text{ m}$$

$$L = 37,6 \text{ m} < 67 \text{ m}$$

Sehingga :

$$d_1 = d \left[\frac{W}{L} \right] 0,61$$

Dimana :

$$d = 0,473 \left[\frac{Q}{f} \right] 0,333$$

$$= 0,473 \left[\frac{231,11 / (1/6)}{1,2} \right] \cdot 0,333 = 1,7473 \text{ m}$$

$$d_1 = 1,7473 \left[\frac{6}{3,6} \right] 0,61 = 1,8993 \text{ m}$$

maka terjadi gerusan dekat abutment maka dipasang rip – rap disekitaran abutment.

a. Filter untuk rip – rap

Kedalaman pengerusan $d_1 = 1,8993 \text{ m}$

Lebar abutment $b = 3 \text{ m}$

$D_{50\text{base}} = 8 \text{ mm}$

$$\frac{d_5 \text{ fi}}{d_5 \text{ b}} < 40$$

$D_{50\text{filter}} = d_{50\text{base}} \times 40$

$$= 8 \times 40 = 320 \text{ mm}$$

Maka $d_{50\text{filter}} < 320 \text{ mm}$ maka diambil $d_{50\text{filter}} = 300 \text{ mm}$

Cek ukuran batu = $300/8 = 37,5 \text{ mm} < 40$ (ukuran batu dapat digunakan)

Maka rip – rap direncanakan didepan *abutment* sedalam 1,8993 m dan sekitar lebar *abutmet* yaitu 6 m