

BAB III

PERHITUNGAN KONSTRUKSI

3.1 Data Umum Jembatan

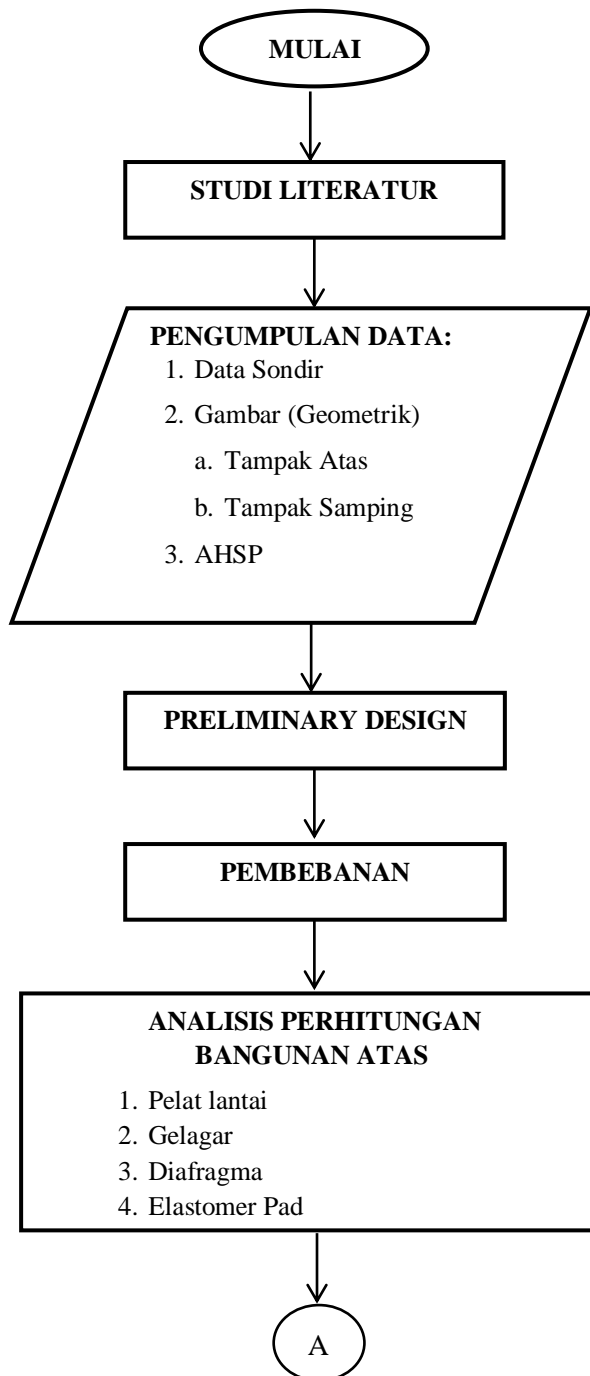
Jembatan pada jalan tol Kapal Betung merupakan jembatan yang terletak diruas jalan Kayu Agung – Palembang - Betung yang merupakan jalan arteri primer yang menghubungkan kota Kayu Agung, kota Palembang dan kota Betung.

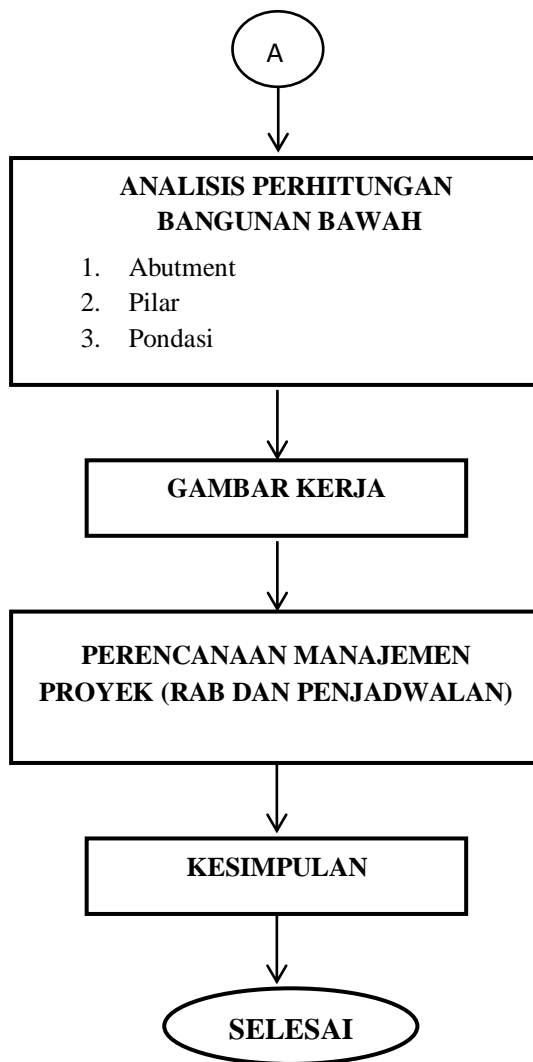
Jembatan ini memiliki bentang bersih sebesar 17,9 m sehingga menurut Edwin H. Gaylord Jr & Charles N. Gaylord (1979) bentang tersebut termasuk kategori bentang menengah yaitu berkisar antara 10 m – 30 m. Oleh karena itu, dalam perancangan ini menggunakan jenis gelagar beton bertulang karena berdasarkan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, Direktorat Jendral Bina Marga, (2021) jenis gelagar tersebut dinilai lebih ekonomis untuk bentang kurang dari 40 m. Adapun data teknis jembatan ini adalah sebagai berikut :

- a. Nama Jembatan : Jembatan pada jalan tol Kapal Betung
- b. Jenis Konstruksi : Jembatan Beton Bertulang
- c. Lokasi : Jl. Kayu Agung – Palembang - Betung
- d. Panjang bentang : 17,9 m
- e. Lebar Jembatan : 12,45 m
- f. Jumlah Lajur : 2
- g. Kelas Jembatan : A

3.2 Alur Perencanaan

Alur perencanaan jembatan sesuai dengan Panduan Praktis Perencanaan Teknis Jembatan, Direktorat Jendral Bina Marga, (2021) dimulai dengan studi pustaka dan pengumpulan data seperti analisa topografi, geometrik, serta data – data yang pendukung lainnya. Selanjutnya, dilakukan perencanaan teknis secara rinci yang meliputi analisa struktur atas dan bawah jembatan serta perhitungan rencana anggaran biaya dan jadwal rencana pelaksanaan konstruksi jembatan. Berikut diagram alir perencanaan jembatan yang akan dilakukan :





Gambar 3.1 Diagram alir perencanaan

(Sumber : Data Pribadi)

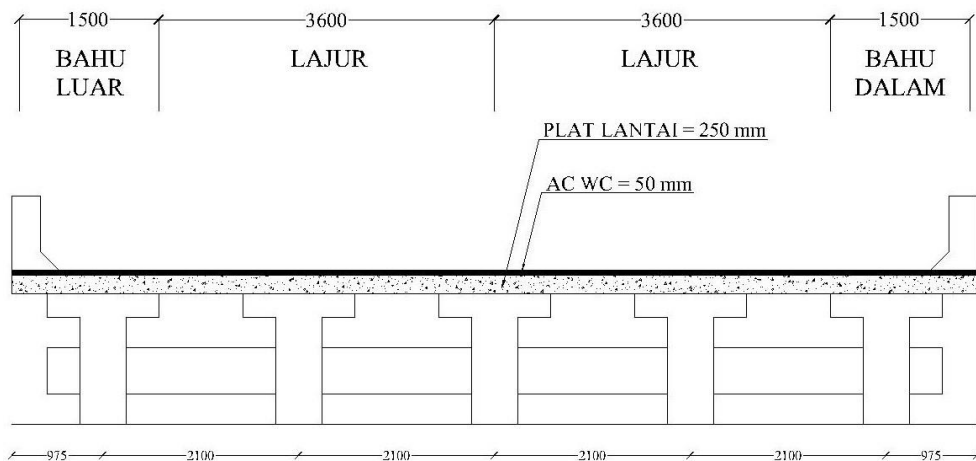
3.3 Perhitungan Pelat Lantai

1. Data Pelat Lantai

Panjang bentang L_b : 17900 mm

Jarak anatar gelagar s_g : 2100 mm

Lebar Jalan W_r : 11700 mm



Gambar 3.2 Pelat Lantai

3.3.1 Perhitungan lebar strip

Pengaruh beban mati yang bekerja pada pelat lantai dihitung berdasarkan lebar pelat strip selebar 1000 mm. Sedangkan untuk pengaruh beban hidup ditentukan berdasarkan lebar strip ekuivalen. Lebar strip ekuivalen untuk momen positif ditentukan dengan persamaan berikut:

Untuk spasi gelagar $S = 2100$ mm

$$W = 660\text{mm} + 0,55 \cdot S = 1815 \text{ mm}$$

3.3.2 Pembebanan Pelat lantai

Pengaruh beban mati yang bekerja pada pelat lantai dihitung berdasarkan lebar pelat strip selebar 1000 mm.

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

1) Berat sendiri (MS)

$$\gamma_c = 24 \text{ Kn/m}^3$$

2) Beban Mati Tambahan (MA)

a. Beban beton barrier

BJ beton	$\gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3$
Luas barrier	$A_b = 312500 \text{ mm}^2$
Lebar efektif	$b = 1000 \text{ mm}$
Beban barrier	$W_{br} = 7,5 \text{ kN/m}$

b. Beban aspal

BJ aspal	$\gamma_a = 22 \text{ kN/m}^3$
Tebal aspal	$t_a = 50 \text{ mm}$
Lebar efektif	$b = 1000 \text{ mm}$
Beban aspal	$W_a = 1,1 \text{ kN/m}$

Untuk mendapatkan pengaruh beban mati (MS) dan beban mati tambahan (MA), struktur pelat lantai dimodelkan sebagai balok menerus diatas banyak tumpuan.

Beban mati (MS) merupakan berat sendiri pelat lantai yang dihitung secara otomatis oleh program. Besarnya momen akibat beban mati (berat sendiri pelat) dapat dilihat pada gambar berikut:

Momen akibat berat sendiri per 1 m lebar strip ekuivalen

$$M_{MS} = 12,6 \text{ kN/m}$$

Momen akibat beban mati tambahan per 1 m lebar strip ekuivalen

$$M_{MA} = 9,72 \text{ kN/m}$$

3) Beban lalu lintas truk

Dalam perencanaan pelat lantai digunakan beban roda truk terbesar yaitu roda tengah atau roda belakang

Beban 1 roda	$P_1 = 112,5 \text{ kN}$
Faktor pembesaran dinamik	$FBD = 0,4 \text{ (40\%)}$
Beban	$P_{T1} = P_1 \cdot (1 + FBD)$
	$P_{T1} = 168,75 \text{ kN}$

Berdasarkan hasil analisis permodelan didapatkan momen lentur positif maksimum terdapat pada posisi alternatif 3, yaitu:

$$M_{\text{Truk}} = 86,65 \text{ kN.m}$$

Untuk mendapatkan momen rencana akibat beban truk, momen envelop akibat beban truk dibagi dengan lebar strip ekuivalen:

$$\begin{aligned} M_{\text{LL}} &= M_{\text{Truk}} / w = 86,65 \text{ kN.m} / 1,815 \text{ m} \\ &= 47,74 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Sehingga momen ultimit yang didapatkan akibat kombinasi kuat I adalah:

$$\begin{aligned} M_u &= 1,3M_{\text{ms}} + 2 M_{\text{ma}} + 1,8 M_{\text{ll}} \\ &= (1,3 \times 2,81 \text{ kN.m}) + (2 \times 38,05 \text{ kN.m}) + (1,8 \times 47,74 \text{ kN.m}) \\ &= 165,685 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen ultimit ini adalah momen yang didapatkan berdasarkan lebar pelat strip ekuivalen.

3.3.3 Perhitungan Tulangan Pelat Lantai

1) Desain Lentur

Lebar efektif pelat lantai	$b = 1000 \text{ mm}$
Tebal pelat lantai	$t_s = 250 \text{ mm}$
Inersia penampang	$I_g = (b \cdot t_s)^3 / 12 = 1302083333,33 \text{ mm}^4$
Titik berat penampang	$y_t = t_s / 2 = 125 \text{ mm}$
Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$ $f'_c \leq 30 \text{ maka } \beta_1 := 0.85$
Mutu tulangan	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Momen terfaktor	$M_u = 165,685 \text{ kN.m}$ $= 16568000000 \text{ N.m}$
Faktor reduksi	$\phi_f = 0,9$
Tinggi efektif	$d_e = h_g - d_c - D_s - D/2$ $= 250 \text{ mm} - 50 \text{ mm} - 10 \text{ mm} - 16/2 \text{ mm}$ $= 182 \text{ mm}$
Luas tulangan minimum	$A_{S_{\text{req}}} = M_u / \phi_f \cdot f_y \cdot (0.85 d_e)$

$$= 2821,64 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan	$s = 100 \text{ mm}$
Diameter tulangan	$D = 16 \text{ mm}$
Luas tulangan yg digunakan	$AS_{use} = b/s \cdot 1/4 \cdot \pi \cdot D^2$ $= 2010,62 \text{ mm}^2$
Tinggi blok tekan ekivalen	$a = AS_{use} \cdot f_y / 0,85 f'_c \cdot b$ $= 33,12 \text{ mm}$
Momen nominal	$M_n = AS_{use} \cdot f_y \cdot (de - a/2)$ $= 139,7 \text{ kN.m}$
Jarak dari serat tekan terluar	$c = a/\beta_1 = 38,96 \text{ mm}$
Regangan ultimit beton	$\epsilon_c = 0,03$
Cek regangan baja	$\epsilon_s = (de - c / c) \cdot \epsilon_c = 0.11$

Karena regangan baja yang terjadi adalah 0,11 dan lebih besar dari 0.005, maka penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan lentur sebesar 0.9 sudah tepat.

$$\text{Momen tahanan} \quad M_r = \phi_f M_n = 125,73 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Syarat tulangan minimum:

Tulangan yang digunakan harus memenuhi salah satu syarat dibawah ini:

Tegangan retak beton	$f_r = 0,63 \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 3,45 \text{ MPa}$
Variabel factor retak lentur	$\gamma_1 = 1,6 \quad \gamma_3 = 0,75$
Momen retak penampang	$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot (de - l_g / yt)$ $= 51,756 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Momen retak penampang

Dengan demikian, persyaratan tulangan minimum:

$$1.33M_u = 220,35 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$1.2 M_{cr} = 62,1 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Sehingga untuk tulangan lentur pelat lantai digunakan D16-100 (T3 dan T4) Maka luastulangan minimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari 1.33 M_u atau 1.2 M_{cr} Karena 1.2 M_{cr} lebih kecil dari 1.33 M_u , maka yang menentukan luas tulangan minimum adalah 1.2 M_{cr} . Dari perhitungan yang

telah dilakukan diperoleh tahanan lentur terfaktor (M_r) sebesar 125,73 kN.m. Nilai ini lebih besar dari nilai momen tulangan minimum $1.2 M_{cr}$, sehingga persyaratan tulangan minimum sudah terpenuhi.

2) Tulangan Pembagi

Tulangan pembagi adalah tulangan searah lajur lalu lintas yang berfungsi sebagai tulangan susut.

$$\frac{110}{\sqrt{s}} < 67\% \quad \frac{110}{\sqrt{2.1}} = 75,91\%$$

Maka gunakan persentase tulangan 67%

$$A_s = AS_{req} \cdot 0,67 = 1890,5 \text{ mm}^2$$

Jarak antar tulangan $s = 100 \text{ mm}$

Diameter tulangan $D_s = 13 \text{ mm}$

Luas tulangan digunakan $AS_{used} = b/s \cdot 1/4 \pi D_s^2 = 2010,61 \text{ mm}^2$

Periksa $AS_{used} > A_s \quad 2010,61 > 1327 \quad \text{oke}$

Maka, digunakan tulangan pembagi D13-100 (T1 dan T2)

Dimensi bidang kontak truk $P = 750 \text{ mm} \quad L = 250 \text{ mm}$

Tinggi efektif pelat lantai $d_e = 182 \text{ mm}$

Maka dimensi penampang kritis $b_o = P + d_e = 932 \text{ mm}$

$$d_o = L + d_e = 432 \text{ mm}$$

Rasio Panjang lebar $\beta_c = b_o / d_o = 2,16$

Keliling geser kritis $U = 2 \cdot (b_o + d_o) = 2728 \text{ mm}$

Faktor reduksi geser $\phi_v := 0,75$

Faktor beban hidup $LF = 1,8$

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

Faktor pembesar dinamis $FBD = 0,4$

Gaya geser terfaktor

$$V_u = LF \cdot (1 + FBD) \cdot TT = 283,5 \text{ kN}$$

Kuat geser pelat

$$V_n = (0,17 + 0,33 / \beta_c) \cdot \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \cdot U \cdot d_e \\ = 1245,72 \text{ kN}$$

Syarat geser nominal pelat

$$V_n < 0,33 \sqrt{f_c} \text{ MPa.U.de}$$

$$1245,72 < 1273,6 \text{ kN oke}$$

Maka nilai geser pelat digunakan

$$V_n = 1245,72 \text{ kN}$$

$$V_r = \phi v V_n := 934,29 \text{ kN}$$

Kontrol terhadap geser bekerja

$$V_u < V_r$$

$$283,5 \text{ kN} < 934,29 \text{ kN oke}$$

3.4 Perhitungan Gelagar Jembatan

3.4.1 Perencanaan Jembatan Gelagar Beton Bertulang Tipe T

Desainlah jembatan beton bertulang gelagar T dengan tumpuan sederhana yang memiliki panjang bentang 17,9 m. Jembatan ini terdiri dari dua lajur jalan raya dengan tebal perkerasan aspal 5 cm serta memiliki pembatas pada kedua sisi dengan berat 7,56 kN/m. Mutu beton dan baja yang digunakan adalah $f_c = 30 \text{ MPa}$ dan $f_y = 420 \text{ MPa}$.

1. Penentuan dimensi gelagar T

Tinggi gelagar minimum ditentukan berdasarkan tabel berikut:

Tabel 3.1 Tinggi gelagar minimum

Struktur atas		Jika variabel tinggi komponen digunakan, nilainya disesuaikan untuk menghitung kekakuan relatif dari momen positif dan negatif Tinggi minimum (Termasuk pelat lantai)	
Material	Tipe Struktur	Bentang sederhana	Bentang menerus

	Pelat lantai dengan tulangan utama sejajar dengan lalu lintas	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S+3000}{30} \geq 165 \text{ mm}$
Beton bertulang	Gelagar T	0,070L	0,065L
	Gelagar boks	0,060L	0,055L
	Struktur gelagar untuk pejalan kaki	0,035L	0,033L
		$0,030L \geq 165 \text{ mm}$	$0,027L \geq 165 \text{ mm}$
Beton prategang	Pelat lantai		
	Gelagar boks cor ditempat	0,045L	0,040L
	Gelagar I pracetak	0,045L	0,040L
	Struktur gelagar untuk pejalan kaki	0,033L	0,030L
	Gelagar boks berdekatan	0,030L	0,025L
Baja	Tinggi total gelagar I komposit	0,040L	0,032L
	Tinggi gelagar bagian dari gelagar I komposit	0,033L	0,027L
	Rangka baja	0,100L	0,100L

(Sumber: Peraturan Perencanaan Teknik Jembatan Bagian 3, 2017)

Material: Beton Bertulang

Tipe Struktur: Gelagar T

Bentang Sederhana: 0,070L

Panjang rencana jembatan $L_b = 17,9 \text{ m}$

Tinggi gelagar T minimum $h_{\min} = 0,07.L_b = 1253 \text{ mm}$

Tinggi gelagar T yang digunakan $h_g = 1550 \text{ mm}$

Lebar gelagar T yang digunakan $b_w = 200 \text{ mm}$

Jarak antar gelagar $s_g = 1200 \text{ mm}$

Tebal minimum pelat lantai yaitu

$$t_{s_1} \geq 200 \text{ mm} \text{ dan } t_{s_2} \geq (100+40 \cdot s_g)$$

$$t_{s_2} \geq 148 \text{ mm}$$

Maka digunakan tebal pelat lantai yaitu $t_s = 250 \text{ mm}$

2. Perhitungan gaya dalam struktur dan kombinasi pembebanan

a) Gaya dalam pada gelagar T akibat beban permanen

Data-data yang diperlukan

Berat volume beton

$$Y_c = 24 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Berat volume aspal

$$Y_a = 22 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}$$

Tebal aspal

$$t_a = 50 \text{ mm}$$

Lebar gelagar

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

Luas barrier

$$A_b = 312500 \text{ mm}^2$$

Berat 1 barrier

$$W_{br} = A_b \cdot Y_c = 75 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Jumlah pembatas jalan

$$n_{br} = 2$$

Jumlah gelagar

$$n_g = 6$$

Panjang jembatan

$$L_b = 17,9 \text{ m}$$

Tinggi minimum gelagar T

$$h_{\min} = 1253 \text{ mm}$$

Tinggi gelagar

$$h_g = 1550 \text{ mm}$$

Tebal pelat lantai

$$t_s = 250 \text{ mm}$$

Jarak antar gelagar

$$s_g = 1200 \text{ mm}$$

Tinggi web

$$t_w = h_g - t_s = 1300 \text{ mm}$$

Syarat lebar efektif (b_{ef}), diambil nilai terkecil dari:

$$b_{ef} < \frac{1}{4} \cdot L_b \quad \frac{b_{ef} - b_w}{2} \leq 8 \cdot t_s \quad \frac{b_{ef} - b_w}{2} \leq \frac{s_g - b_w}{2}$$

$$b_{ef} < 4475 \text{ mm} \quad b_{ef} \leq 4200 \text{ mm} \quad b_{ef} \leq 1200 \text{ mm}$$

Maka digunakan lebar efektif

$$b_{ef} = 1200 \text{ mm}$$

Luas penampang gelagar T

$$A_g = b_w \cdot t_w + t_s \cdot b_{ef}$$

$$A_g = 560000 \text{ mm}^2$$

Berat gelagar	$w_g = A_g \cdot Y_c = 1,34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Berat pembatas jalan	$w_b = w_{br} \cdot \frac{n_{br}}{n_g} = 23,1 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Berat aspal	$w_a = t_a \cdot b_{ef} \cdot Y_a = 1,32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Beban mati komponen struktural	$MS = w_g + w_b = 26,34 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$
Beban mati perkerasan	$MA = w_a = 1,32 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Momen tak terfaktor

Karena beban merata, maka momen akibat beban MS dan MA ditentukan dengan persamaan berikut:

Momen MS maksimum $MS_{\max} = \frac{1}{8} \cdot MS \cdot L_b^2 = 1054,94 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momen MA maksimum $MA_{\max} = \frac{1}{8} \cdot MA \cdot L_b^2 = 52,86 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Geser tak terfaktor

Gaya geser gelagar akibat beban MS $V_{MS} = \frac{MS \cdot L_b}{2} = 235,74 \text{ kN}$

Gaya geser gelagar akibat beban MA $V_{MA} = \frac{MA \cdot L_b}{2} = 11,81 \text{ Kn}$

b) Gaya dalam pada gelagar akibat beban lajur (BTR dan BGT)

Untuk jembatan bentang menengah dan panjang, gaya dalam yang terjadi akibat beban lajur lebih dominan. Berdasarkan SNI pembebanan jembatan, faktor beban dinamis ditentukan berdasarkan panjang bentang jembatan. Untuk panjang bentang jembatan 17,9 m maka beban rencana harus diperbesar sebesar 40%.

Jarak antar gelagar $s_g = 2100 \text{ mm}$

Faktor beban dinamis $FBD = 1 + 0,4 = 1,4$

Beban garis terpusat $BGT = 49 \cdot \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Panjang Jembatan $L_b = 17,9 \text{ m}$

$P_{BGT} = FBD \cdot BGT \cdot s_g = 144,06 \text{ kN}$

$L \leq 30\text{m}$ maka nilai $q_{BTR} = 9 \text{ kPa}$

Beban terbagi rata $W_{BTR} = q_{BTR} \cdot s_g = 18,9 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$

Gaya dalam maksimum akibat Beban Garis Terpusat (BGT) di tengah bentang

Momen $M_{BGT} = \frac{1}{4} \cdot P_{BGT} \cdot L_b = 644,62 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Geser $V_{BGT} = \frac{1}{2} \cdot P_{BGT} = 72,03 \text{ kN}$

Gaya dalam maksimum akibat Beban Terbagi Rata (BTR) di tengah bentang

Momen $M_{BTR} = \frac{1}{8} \cdot W_{BTR} \cdot L_b^2 = 756,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Geser $V_{BTR} = \frac{1}{2} \cdot W_{BTR} \cdot L_b = 169,15 \text{ Kn}$

Total gaya dalam akibat beban BTR dan BGT ditengah bentang

Momen $M_{\text{total_BTR_BGT}} = M_{BTR} + M_{BGT} = 1401,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Geser $V_{\text{total_BTR_BGT}} = V_{BTR} + V_{BGT} = 241,18 \text{ kN}$

c) Beban rem kendaraan

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

Jumlah lajur (n_L) = 2

Jumlah gelagar (n_g) = 6

Lebar jalan raya (W_r) = 7000 mm

Beban satu truk rencana (P_t) = 450 kN

Gaya rem harus diambil yang terbesar dari berikut:

a. 25% dari berat gandar truk desain

Untuk mendapatkan pengaruh maksimum gunakan nilai berat gandar terbesar, pada perhitungan ini digunakan gandar belakang (W_t) yaitu sebesar 225 kN. Sehingga:

$$TB_1 = 25\% \cdot n_L \cdot \frac{W_t}{n_g} = 25\% \cdot 2 \cdot \frac{225}{6} = 18,7 \text{ kN}$$

b. 5% dari berat truk rencana ditambah beban lajur terbagi rata BTR

Beban terbagi rata (q_{BTR}) : 9 kN/m²

Beban terbagi rata yang bekerja di semua lajur

$$P_{BTR} = q_{BTR} \cdot W_r \cdot L_b = 9.7 \text{ m} \cdot 17,9 \text{ m} = 1127,7 \text{ kN}$$

Sehingga,

$$TB_2 = 5\% \cdot \frac{(P_{t.n_L} + P_{BTR})}{n_g}$$

$$TB_2 = 5\% \cdot \frac{(450,2 + 1127,7)}{6} = 16,9 \text{ kN}$$

Jadi, beban rem yang menentukan adalah akibat kondisi 1 yaitu sebesar 18,7 kN. Dalam perhitungan pengaruh gaya rem terhadap struktur, gaya rem diaplikasikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm diatas permukaan jalan pada arah longitudinal jembatan.

d) Gaya dalam pada gelagar akibat beban truk

Karena panjang jembatan eksisting adalah 17,9 m, maka terdapat 3 sumbu truk yang akan membebani jembatan. Untuk menganalisis gaya-gaya dalam akibat beban kendaraan truk standar dapat dilakukan dengan metode garis pengaruh.

1. Menentukan momen maksimum di tengah bentang

Momen maksimum di dapatkan dengan menempatkan beban truk tepat di tengah bentang jembatan. Berdasarkan hasil analisis permodelan didapatkan momen maksimum ditengah bentang.

Maka momen maksimum akibat beban truk di tengah bentang yaitu:

$$M_{\text{truk_max}} = 1132,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

2. Menentukan gaya geser maksimum

Gaya geser maksimum didapatkan dengan menempatkan truk tepat ditumpuan jembatan. yang mana dalam permodelan gaya geser ini, beban truk bergerak dari kiri ke kanan.

Gaya geser maksimum akibat truk yang bergerak

$$V_{\text{truk_max}} = 158,42 \text{ Kn}$$

Bandingkan gaya dalam akibat beban truk dan beban lajur. Momen dan gaya geser yang menentukan untuk analisis gelagar yaitu beban lajur (BTR dan BGT) karena menimbulkan momen lebih besar.

Momen maksimum yang digunakan

$$M_{\max_standar} = 1401,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Geser maksimum yang digunakan

$$V_{\max_standar} = 241,18 \text{ Kn}$$

3.4.2 Perhitungan beban aksi lingkungan

a) Beban angin

Gaya nominal ultimit dan daya layan jembatan akibat angin langsung pada konstruksi tergantung kecepatan angin rencana seperti berikut,

$$TEW = 0,0006 C_w (V_w)^2 Ab \text{ [kN]}$$

$$TEW = 0,0006 \cdot 1,4 \cdot (30)^2 \cdot 40,275$$

$$TEW = 30,45/17,9 = 17 \text{ kN/m}$$

Dimana,

V_w = kecepatan angin rencana (m/s) untuk keadaan batas yang ditinjau.

C_w = koefisien seret

Ab = luas ekuivalen bagian samping jembatan ($h \times L$) (m^2).

Luas ekuivalen bagian samping jembatan (Ab) adalah luas total bagian yang masif, dalam arah tegak lurus sumbu memanjang jembatan.

Untuk jembatan rangka luas ekivalen ini dianggap 30% dari luas yang dibatasi oleh batang-batang bagian terluar. Angin harus dianggap bekerja secara merata pada seluruh bangunan atas.

Apakah suatu kendaraan sedang berada diatas jembatan, beban garis merata tambahan arah horizontal harus diterapkan pada permukaan lantai seperti diberikan dengan rumus,

$$TEW = 0,0012 C_w (V_w)^2 \text{ [kN/m]}$$

$$TEW = 0,0012 \cdot 1,2 \cdot (30)^2$$

$$TEW = 1,296 \text{ kN/m}$$

Dimana,

$$C_w = 1.2$$

$$PEW = \frac{h/2}{1,75} \cdot TEW$$

$$PEW = \frac{2/2}{1,75} \cdot 1,296$$

$$PEW = 0,738 \text{ kN}$$

3.4.3 Kombinasi pembebanan

Kombinasi Pembebanan Ultimit

Momen gelagar Interior:

$$\begin{aligned} M_{\text{ultimit}_{1,1}} &= 1,3 \cdot MS_{\text{max}} + 2 \cdot MA_{\text{max}} + 1,8 \cdot (M_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 919,35 + 2 \times 315,84 + 1,8 (1401,58) \\ &= 4349,679 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Geser gelagar interior:

Karena gaya geser maksimum disebabkan oleh beban truk, maka dikalikan dengan Faktor

Beban Dinamis (FBD). FBD untuk beban truk adalah 0.4

$$FBD = 0,4$$

$$\begin{aligned} V_{\text{ultimit}_{1,1}} &= 1,3 \cdot V_{MS} + 2 \cdot V_{MA} + (1 + FBD) \cdot 1,8 \cdot (V_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 202,28 + 2 \times 79,00 + (1 + 0,4) \times 1,8 (241,18) \\ &= 1028,737 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan kuat 1

Momen gelagar interior:

$$\begin{aligned} M_{\text{kuat}_{1,1}} &= 1,3 \cdot MS_{\text{max}} + 2 \cdot MA_{\text{max}} + 1,8 \cdot (M_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 919,35 + 2 \times 315,84 + 1,8 (1401,58) \\ &= 4349,679 \text{ kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

Geser gelagar interior:

$$\begin{aligned} V_{\text{kuat}_{1,1}} &= 1,3 \cdot V_{MS} + 2 \cdot V_{MA} + (1 + FBD) \cdot 1,8 \cdot (V_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 202,28 + 2 \times 79,00 + (1 + 0,4) \times 1,8 (241,18) \\ &= 1028,737 \text{ kN} \end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan kuat 2

Momen gelagar Interior:

$$\begin{aligned}M_{\text{kuat}_{2,1}} &= 1,3.MS_{\text{max}} + 2.MA_{\text{max}} + 1,4.(M_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 919,35 + 2 \times 315,84 + 1,4 (1401,58) \\ &= 3789,047 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Geser gelagar interior:

$$\begin{aligned}V_{\text{kuat}_{2,1}} &= 1,3.V_{MS} + 2.V_{MA} + (1 + \text{FBD}).1,4.(V_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 202,28 + 2 \times 79,00 + (1 + 0,4) \times 1,4 (241,18) \\ &= 893,67 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan ekstrem 2

Momen gelagar interior:

$$\begin{aligned}M_{\text{ekstrem}_{2,1}} &= 1,3.MS_{\text{max}} + 2.MA_{\text{max}} + 0,5.(M_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 919,35 + 2 \times 315,84 + 0,5 (1401,58) \\ &= 2527,625 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Geser gelagar interior:

$$\begin{aligned}V_{\text{ekstrem}_{2,1}} &= 1,3.V_{MS} + 2.V_{MA} + (1 + \text{FBD}).0,5.(V_{\text{max_standar}}) \\ &= 1,3 \times 202,28 + 2 \times 79,00 + (1 + 0,4) \times 0,5 (241,18) \\ &= 589,79 \text{ kN}\end{aligned}$$

Kombinasi pembebanan daya layan 2

Momen gelagar interior:

$$\begin{aligned}M_{\text{daya layan}_{2,1}} &= 1.MS_{\text{max}} + 1.MA_{\text{max}} + 1,3.(M_{\text{max_standar}}) \\ &= 1 \times 919,35 + 1 \times 315,84 + 1,3 (1401,58) \\ &= 3057,244 \text{ kN}\cdot\text{m}\end{aligned}$$

Geser gelagar interior:

$$\begin{aligned}V_{\text{daya layan}_{2,1}} &= 1.V_{MS} + 1.V_{MA} + (1 + \text{FBD}).1,3.(V_{\text{max_standar}}) \\ &= 1 \times 202,28 + 1 \times 79,00 + (1 + 0,4) \times 1,3 (241,18) \\ &= 720,22 \text{ kN}\end{aligned}$$

3.4.4 Desain tulangan

a) Desain tulangan lentur

Momen ultimit	$M_u = 4349,679 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Tegangan leleh baja	$f_y = 420 \text{ Mpa}$
Kuat tekan beton	$f'_c = 30 \text{ Mpa}$ maka $\beta_1 = 0,85$
Tebal selimut beton	$d_c = 50 \text{ mm}$
Tulangan geser	$D_s = 16 \text{ mm}$
Diameter tulangan lentur	$D = 32 \text{ mm}$
Asumsi tinggi efektif	$d_e = h_g - d_c - D_s - \frac{D}{2} = 1468 \text{ mm}$
Faktor reduksi kekuatan	$\phi_f = 0,9$
Luas tulangan perlu	$A_{s_req} = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot 0,85 \cdot d_e} = 9221,900 \text{ mm}^2$
Digunakan tiga lapis tulangan diameter 32 mm:	
Luas satu tulangan lentur	$A_s = \frac{1}{4} \cdot \pi D^2 = 804,25 \text{ mm}^2$
Lebar yang mengalami tekan	$b_{ef} = 1200 \text{ mm}$
Jumlah tulangan yang Diperlukan	$n_{tulangan} = \frac{A_{s_req}}{A_s} = 11,46$
Digunakan jumlah Tulangan	$n_{tulangan_used} = 12$
Luas tulangan lentur total	$A_{s_total} = n_{tulangan_used} \cdot A_s$ $= 9651 \text{ mm}^2$
Tinggi blok tegangan tekan	$a_{trial_1} = \frac{A_{s_total} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{ef}} = 132,46 \text{ mm}$
Letak sumbu netral	$c_{trial_1} = \frac{a_{trial_1}}{\beta_1} = 155,83 \text{ mm}$

$a_{trial_1} < t_s$ maka gelagar T dianalisis sebagai gelagar persegi karena sumbu netral terletak pada sayap gelagar.

Momen nominal penampang:

$$M_n = A_{s_total} \cdot f_y \cdot \left(d_e - \frac{a_{trial_1}}{2} \right) = 5681,96 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

$$\phi_f \cdot M_n = 5113,76 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Cek Kapasitas Lentur = "Oke" if $\phi_f \cdot M_n \geq M_u$ = "Oke"

Nilai faktor reduksi kekuatan lentur (ϕ_f) yang digunakan sebelumnya adalah 0,9. Hal ini perlu diperiksa ulang. Beton bertulang $\phi_f = 0,9$ jika regangan yang terjadi pada tulangan tarik terluar besar sama dengan 0,005. Pada kasus ini, regangan pada tulangan tarik terluar adalah:

$$\text{Letak sumbu netral} \quad c_{trial_2} = \frac{a_{trial_1}}{\beta_1} = 155,83 \text{ mm}$$

$$\text{Regangan ultimit beton} \quad \varepsilon_{cu} = 0,003$$

$$\text{Regangan pada baja} \quad \varepsilon_s = \frac{d_e - a_{trial_1}}{c_{trial_2}} \cdot \varepsilon_{cu} = 0,025$$

Karena regangan yang terjadi adalah dan lebih besar dari 0.005, maka penggunaan nilai faktor reduksi kekuatan lentur sebesar 0.9 sudah tepat. Dimensi tulangan tekan ditentukan berdasarkan luas tulangan minimum.

Pemeriksaan luas tulangan minimum

Tahanan lentur terfaktor (M_r) ditentukan berdasarkan nilai yang terkecil dari:

- 1) 1,33 kali momen terfaktor yang dihasilkan dari kombinasi beban terfaktor untuk satu level kekuatan tertentu, dan
- 2) 1,2 kali Momen penampang retak M_{cr}

$$M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 \cdot f_r + \gamma_2 \cdot f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \cdot \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$$

$$\text{Luas pelat} \quad A_{cs_1} = b_{ef} \cdot t_s = 300000 \text{ mm}^2$$

$$b_{ef} = 1200 \text{ mm} \quad b_w = 200 \text{ mm}$$

$$h_g = 1550 \text{ mm} \quad t_s = 250 \text{ mm}$$

$$\text{Luas pelat} \quad A_{cs_1} = b_{ef} \cdot t_s = 300000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Titik berat penampang pelat} \quad y_{cs1} = (h_g - t_s) + \frac{t_s}{2} = 1425 \text{ mm}$$

$$\text{Inersia pelat} \quad I_{x1_cs1} = \frac{1}{12} \cdot b_{ef} \cdot t_s^3$$

$$I_{x1_cs1} = 1562500000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas badan (web)} \quad A_{cs_2} = b_w \cdot (h_g - t_s) = 260000 \text{ mm}^2$$

$$\text{Titik berat web} \quad y_{cs_2} = \frac{(h_g - t_s)}{2} = 650 \text{ mm}$$

$$\text{Inersia web} \quad I_{x2_cs2} = \frac{1}{12} \cdot b_w \cdot (h_g - t_s)^3$$

$$I_{x2_cs2} = 36616666666,67 \text{ mm}^4$$

Titik berat penampang gelagar T

$$Y_b = \frac{A_{cs_1} \cdot y_{cs1} + A_{cs_2} \cdot y_{cs2}}{A_{cs_1} + A_{cs_2}} = 1065,17 \text{ mm}$$

$$d_{cs_1} = y_{cs1} - Y_b = 359,83 \text{ mm}$$

$$d_{cs_2} = y_{cs_2} - Y_b = -415,17 \text{ mm}$$

Inersia gelagar

$$I_{x_g} = I_{x1_cs1} + I_{x2_cs2} + A_{cs_1} \cdot d_{cs_1}^2 + A_{cs_2} \cdot d_{cs_2}^2$$

$$I_{x_g} = 121837648888,89 \text{ mm}^4$$

Untuk gelagar T beton bertulang, $f_{cpe} = 0$ dan $S_c = S_{nc}$. Oleh karena itu, persamaan untuk menghitung momen retak menjadi;

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_{nc}$$

Dengan $\gamma_1 = 1,6$ dan $\gamma_3 = 0,75$, maka:

$$M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot S_{nc}$$

$$M_{cr} = 0,75 \cdot 1,6 \cdot f_r \left(\frac{I_g}{y_t} \right)$$

Momen inersia penampang gelagar T $I_g = I_{x_g}$

Jarak titik berat ke sisi tarik terluar $y_t = Y_b$

Modulus retak penampang $f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{Mpa}$
 $= 3,45 \text{ Mpa}$

Momen retak $M_{cr} = 0,75 \cdot 1,6 \cdot f_r \left(\frac{I_g}{y_t} \right)$
 $= 473,54 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Tahanan momen terfaktor $M_r = \phi_f \cdot M_n = 5113,76 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Dengan demikian, persyaratan tulangan minimum:

$$1,33 \cdot M_u = 5785,07 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$1,2 \cdot M_{cr} = 568,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

Cek Tulangan Minimum

$$= \text{"Oke"} \quad \text{if} \quad M_r \geq \min(1,2M_{cr}, 1,33 \cdot M_u) = \text{"Tidak oke"}$$

Luas tulangan tekan ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari atau $1,2M_{cr}$ atau $1,33.M_u$ Sehingga, luas tulangan tekan yang diperlukan adalah:

$$A_{s'_{req}} = \frac{\min(1,2.M_{cr}, 1,33.M_u)}{\phi_f \cdot f_y \cdot 0,85d_e} = 1204,74 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan tekan $D_{tekan} = 32 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan di dapat} \quad n_{tulangan} &= \frac{A_{s'_{req}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{tekan}^2} \\ &= 1,49 \end{aligned}$$

Jumlah tulangan digunakan $n_{tul} = 2$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan tekan digunakan} \quad A_{s'} &= n_{tul} \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{tekan}^2 \right) \\ &= 1608,49 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Pemeriksaan deformasi akibat beban mati

Pemeriksaan terhadap deformasi dihitung berdasarkan momen inersia penampang retak.

Momen maksimum tahap deformasi dihitung

$$M_a = M_{S_{max}} + M_{A_{max}} = 1235,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$$

Modulus elastisitas baja $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

Modulus elastisitas beton $E_c = 25742,96 \text{ Mpa}$

Rasio modulus elastisitas baja terhadap beton $n = \frac{E_s}{E_c} = 7,77$

Terhadap beton

Momen inersia penampang retak:

$$\begin{aligned} I_{cr} &= \frac{1}{3} \cdot b_w \cdot (c_{trial_2})^3 + n \cdot A_{s_total} \cdot (d_e - c_{trial_2})^2 \\ &= 12\,936\,632\,999,94 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Inersia efektif

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] \cdot I_{cr} = 19\,072\,849\,000,010 \text{ mm}^4$$

Inersia bruto $I_g = 121\,837\,648\,888,89 \text{ mm}^4$

Periksa $I_e \leq I_g$...Oke

$I_e > I_{cr}$...Oke

Deformasi seketika akibat beban mati berdasarkan inersia efektif:

$$\Delta_{DL_{le}} = \frac{5M_a \cdot L_b^2}{48 \cdot E_c \cdot I_e} = 8,39 \text{ mm}$$

Deformasi seketika akibat beban mati berdasarkan inersia bruto dapat ditentukan dengan menggunakan salah satu dari dua persamaan berikut:

$$\Delta_{DL_{lg}} = \Delta_{DL_{le}} \cdot \left(\frac{I_e}{I_g} \right) = 13,13 \text{ mm atau}$$

$$\Delta_{DL_{lg}} = \frac{5M_a \cdot L_b^2}{48 \cdot E_c \cdot I_g} = 13,13 \text{ mm}$$

Selanjutnya, setelah deformasi seketika dihitung, maka dapat ditentukan deformasi jangka panjang dengan mengalikan deformasi seketika akibat beban mati dengan faktor pengali sebagai berikut:

- a. Faktor perbesaran deformasi sebesar $3 - 1.2(A_s' / A_s) \geq 1.6$ jika deformasi seketika ditentukan dengan menggunakan inersia efektif (I_e).
- b. Faktor perbesaran deformasi sebesar 4, jika deformasi seketika berdasarkan inersia bruto (I_g)

Faktor deformasi berdasarkan inersia efektif:

$$F_{\Delta LT_{le}} = \left[3 - 1.2 \cdot \left(\frac{A_s'}{A_{s_{total}}} \right) \right] = 2,80 \quad 2,80 \geq 1,60 \quad \dots \text{Oke}$$

Deformasi jangka panjang berdasarkan inersia efektif:

$$\Delta_{DLT_{le}} = F_{\Delta LT_{le}} \cdot \Delta_{DL_{le}} = 23,49 \text{ mm}$$

Deformasi jangka panjang berdasarkan inersia bruto:

$$F_{\Delta LT_{lg}} = 4$$

$$\Delta_{DLT_{lg}} = F_{\Delta LT_{lg}} \cdot \Delta_{DL_{lg}} = 52,52 \text{ mm}$$

Deformasi jangka panjang berdasarkan momen inersia bruto lebih besar dari pada deformasi jangka panjang berdasarkan inersia efektif. Maka persyaratan camber ditentukan berdasarkan nilai terbesar yaitu deformasi jangka panjang berdasarkan inersia bruto.

Pemeriksaan deformasi akibat beban hidup

Pemeriksaan deformasi akibat beban hidup diambil yang terbesar dari dua berikut ini yaitu:

- 1) Deformasi beban truk itu sendiri

2) Deformasi dari 25% beban truk yang digunakan secara bersamaan dengan beban lajur.

Solusi:

Deformasi izin akibat beban hidup	$\Delta_{LL} = \frac{L_b}{800} = 22,3 \text{ mm}$
Momen akibat beban mati	$M_D = 1235,19 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momen maksimum akibat beban Truk	$M_{\text{truk_maxs}} = 1132,37 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momen akibat beban lajur	$M_{\text{lajur}} = M_{\text{BTR}} + M_{\text{BGT}}$ $= 1401,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$
Momen total akibat beban hidup	$M_{LL} = M_{\text{truk_maxs}} + M_{\text{lajur}}$ $= 2533,95 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Karena adanya penambahan momen pada gelagar akibat beban hidup maka momen total saat deformasi dihitung yaitu:

Momen saat deformasi dihitung $M_a = M_D + M_{LL}$
 $= 3769,14 \text{ kN}\cdot\text{m}$

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

Modulus Rupture $f_r = 3,45 \text{ Mpa}$

Jarak dari serat tarik ketitik Berat penampang $y_t = 1065,17 \text{ mm}$

Inersia gross $I_g = 121\,837\,648\,888,89 \text{ mm}^4$

Momen retak $M_{cr} = f_r \cdot \frac{I_g}{y_t} = 394,62 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Inersia retak $I_{cr} = 12\,936\,632\,999,94 \text{ mm}^4$

Momen inersia efektif

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 \cdot I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] \cdot I_{cr} = 13061613555,54 \text{ mm}^4$$

Deformasi yang terjadi akibat beban truk (Δ_{truk})

Deformasi akibat beban truk tiga gandar dihitung untuk ketiga posisi gandar truk tersebut. Dimana gandar tengah di tempatkan ditengah bentang.

Deformasi yang terjadi dapat dihitung sebagai berikut:

Panjang bentang $L_b = 17,9 \text{ m}$
 Modulus elastisitas $E_c = 25742,96 \text{ Mpa}$

a) Gandar depan

Gandar depan $P_3 = 50 \text{ kN}$
 Jarak P 3 dari titik A $a = 13425 \text{ mm}$
 Jarak P 3 ke titik B $b = 4475 \text{ mm}$
 Posisi defleksi ditengah Bentang akibat gandar depan $x = 8950 \text{ mm}$

Maka deformasi yang terjadi Akibat truk $\Delta_{\text{truk}_3} = \frac{P_3 \cdot b \cdot x \cdot L_b^2 - b^2 - x^2}{6E_c \cdot I_e \cdot L_b} = 1,77 \text{ mm}$

b) Gandar tengah

Beban gandar tengah truk $P_2 = 225 \text{ kN}$

Maka deformasi yang terjadi Akibat truk $\Delta_{\text{truk}_2} = \frac{P_2 \cdot L_b^3}{48 \cdot E_c \cdot I_e} = 7,99 \text{ mm}$

c) Gandar belakang

Beban gandar tengah truk $P_1 = 225 \text{ kN}$
 Jarak P 1 dari titik B $a = 17900 \text{ mm}$
 Jarak P 1 ke titik A $b = 50 \text{ mm}$
 Defleksi ditengah bentang Akibat gandar depan $x = 8950 \text{ mm}$

Maka deformasi yang terjadi $\Delta_{\text{truk}_1} = \frac{P_1 \cdot b \cdot x \cdot L_b^2 - b^2 - x^2}{6E_c \cdot I_e \cdot L_b} = 8,91 \text{ mm}$

Jadi, total deformasi akibat beban truk yaitu:

$$\Delta_{\text{total_truk}} = \Delta_{\text{truk}_1} + \Delta_{\text{truk}_2} + \Delta_{\text{truk}_3} = 18,67 \text{ mm}$$

Jumlah lajur $n_L = 2$

Jumlah gelagar $n_g = 6$

Distribusi beban hidup untuk deformasi $g_\Delta = \frac{n_L}{n_g} = 0,3$

Faktor beban dinamis untuk beban truk $\text{FBD} = 0,4$

Deformasi akibat truk yang digunakan

$$\Delta_{\text{total_truk_used}} = (1+\text{FBD}) \cdot g_{\Delta} \cdot \Delta_{\text{total_truk}}$$

$$\Delta_{\text{total_truk_used}} = 7,84 \text{ mm}$$

Deformasi dari 25% beban truk digunakan bersamaan dengan beban lajur.

Momen akibat beban lajur $M_{\text{lajur}} = 1401,58 \text{ kN}\cdot\text{m}$

Deformasi maksimum yang terjadi akibat beban lajur

$$\Delta_{\text{lajur_max}} = \frac{5 \cdot M_{\text{lajur}} \cdot L_b^2}{48 \cdot E_c \cdot I_e} = 13,91 \text{ mm}$$

Deformasi yang terjadi akibat beban lajur yaitu

$$\Delta_{\text{lajur}} = g_{\Delta} \cdot \Delta_{\text{lajur_max}} = 4,1 \text{ mm}$$

$$\Delta_{\text{live}} = 0,25 \cdot \Delta_{\text{total_truk}} + \Delta_{\text{lajur}} = 19,13 \text{ mm}$$

Jadi, deformasi maksimum yang terjadi disebabkan oleh beban lajur.

Deformasi diizinkan akibat beban hidup > Deformasi maksimum yang terjadi

$$22,3 \text{ mm} > 19,13 \text{ mm} \quad \dots\text{Oke}$$

Desain tulangan geser

Gaya geser ultimit $V_u = 1028,737 \text{ kN}$

Faktor reduksi $\phi_v = 0,75$

Kuat geser beton $V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{Mpa} \cdot b_w \cdot d_e = 268,01 \text{ kN}$

$$0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c = 100,50 \text{ kN}$$

Tulangan transversal harus disediakan ketika $V_u > 0,5 \cdot \phi_v \cdot (V_c + V_p)$.

Karena gelagar pada kasus ini adalah nonprategang, maka $V_p = 0$.

Periksa = |"Perlu Tulangan Geser"

$$\text{if } V_u > 0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c = \text{"Perlu Tulangan Geser"}$$

Diameter tulangan $D_s = 16 \text{ mm}$

Luas tulangan dua kaki $A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_s^2 = 402,12 \text{ mm}^2$

Jarak tulangan $s = 200 \text{ mm}$

Kekuatan geser tulangan	$V_s = \frac{A_v \cdot f_y \cdot d_e}{s} = 1239 \text{ kN}$
Kekuatan geser nominal	$V_{n1} = V_c + V_s = 1507,01 \text{ kN}$ $V_{n2} = 0,25 \cdot f'_c \cdot b_w \cdot d_e = 2202 \text{ kN}$
Kuat geser nominal yang Digunakan	$V_n = \min(V_{n1}, V_{n2}) = 1507,01 \text{ kN}$
Tahanan geser terfaktor	$V_r = \phi_v \cdot V_n = 1130,25 \text{ kN}$
Cek kapasitas geser	= "Oke" if $\phi_v \cdot V_n > V_u = \text{"Oke"}$

Kapasitas geser nominal masih sanggup menahan gaya geser yang terjadi pada gelagar.

Jadi, Tulangan geser yang digunakan yaitu D16 – 200 mm

Selanjutnya, periksa spasi tulangan geser yang digunakan terhadap spasi maksimum yang diizinkan.

Tegangan geser di beton	$V_u = \frac{V_u}{\phi_v \cdot b_w \cdot d_e} = 2,67 \text{ Mpa}$ $0,125 \cdot f'_c = 3,75 \text{ Mpa}$
-------------------------	--

Cek_tegangan_geser = "Ya" if $V_u < 0,125 \cdot f'_c = \text{"Ya"}$

Karena, $V_u < 0,125 \cdot f'_c$ maka syarat spasi maksimum:

$$s_{\max} = 0,8 \cdot d_e \leq 600 \text{ mm}$$

$$0,8 \cdot d_e = 1174,40 \text{ mm}$$

Cek_spasi_maksimum

$$= |0,8 \cdot d_e \quad \text{if } 0,8 \cdot d_e \leq 600 \text{ mm} = \text{"600 mm"}$$

Dapat disimpulkan, bahwa tulangan geser yang digunakan D16-200 mm memenuhi spasi maksimum yang diizinkan.

3.5 Perhitungan Bearing Pad

3.5.1 Analisa Pembebanan

- a. Beban Berat Sendiri (MS)

$$V_{ms} = 197,09 \text{ kN}$$

- b. Beban Mati Tambahan (MA)

$$V_{ma} = 79 \text{ kN}$$

c. Beban Truk (TT)

$$V_{tt} = 25,41 \text{ kN}$$

d. Beban Rem (TB)

$$V_{tb} = 1,72 \text{ kN}$$

e. Beban Lajur (TD)

$$V_{td} = 181,63 \text{ kN}$$

f. Beban Angin Struktur (Ews)

$$E_{ws} = 13,38 \text{ kN}$$

3.5.2 Penentuan Spesifikasi Perletakan

Peletakan horizontal untuk gaya vertical

$$V_{tot} = V_{ms} + V_{ma} + V_{tt} + V_{tb} + V_{td} + E_{ws}$$

$$= 197,09 \text{ kN} + 79 \text{ kN} + 25,41 \text{ kN} + 1,72 \text{ kN} + 181,63 \text{ kN} + 13,38 \text{ kN}$$

$$= 498,23 \text{ Kn}$$

Untuk satu abutment terdiri 6 Gelagar T maka, $498,23 \text{ kN}/6 = 83,04 \text{ kN}$

Karena peletakkan bearing pad menggunakan standar SNI 3966:2012, maka dimensi perletakan horizontal untuk gaya vertical yang digunakan adalah sebagai berikut :

Ukuran	: 230 mm x 150 mm x 101 mm
Jumlah lapisan dalam karet	: 8 lapisan
Tebal karet dalam	: 6 mm
Tebal selimut samping	: 6 mm
Tebal selimut atas dan bawah	: 4 mm
Tebal pelat baja Tebal total	: 5 mm
Tebal total	: 101 mm
Kapasitas beban per unit	: 160 kN

3.6 Perhitungan Diafragma

3.6.1 Spesifikasi Diafragma

1. Tebal diafragma (b) : 200 mm

2. Tinggi diafragma (h) : 500 mm
3. Panjang diafragma (L) : 1700 mm
4. Luas penampang (A) : 8500 cm²
5. Mutu beton (f_c) : 30 Mpa
6. Mutu baja tulangan (f_y) : 420 Mpa
7. Berat jenis beton (w_c) : 24 kN/m³
8. Tebal selimut beton (C_c) : 50 mm

3.6.2 Pembebanan Diafragma

Diafragma merupakan struktur yang bekerja menekan berat sendiri (tidak menerima beban luar dan tidak sebagai struktur utama).

Akibat berat sendiri (W_d)

$$W_d = b \cdot h \cdot \text{berat jenis beton} = 0,2 \cdot 0,5 \cdot 24 = 2,4 \text{ kN/m}$$

Momen akibat berat diafragma (M_{MS_D})

$$M_{MS_D} = 1/8 \cdot W_d \cdot L \cdot b^2$$

$$M_{MS_D} = 1/8 \cdot 2,4 \cdot 1,7^2 = 0,86 \text{ kN.m}$$

Geser akibat berat diafragma (V_{MS_D})

$$V_{MS_D} = 1/2 \cdot W_d \cdot L \cdot b$$

$$V_{MS_D} = 1/2 \cdot 2,4 \cdot 1,7 = 2,04 \text{ kN}$$

Faktor Beban (γ_{MS}) : 1,3

Momen ultimate rencana (M_u)

$$M_u = M_{MS_D} \cdot \gamma_{MS} = 0,86 \cdot 1,3 = 1,118 \text{ kN.m}$$

Geser ultimate rencana (V_u)

$$V_u = V_{MS_D} \cdot \gamma_{MS} = 2,04 \cdot 1,3 = 2,652 \text{ kN.m}$$

3.6.3 Penulangan Diafragma

1. Desain lentur

Lebar diafragma (b) : 200 mm

Inersia penampang

$$I_g = (b \cdot h^3) / 12 = (200 \cdot 500^3) / 12 = 2083333333 \text{ mm}^4$$

Titik berat penampang

$$Y_t = h/2 = 500/2 = 250 \text{ mm}$$

Mutu beton (f_c) : 30 Mpa

$$F_c \leq 30, \text{ maka } \beta_1 = 0,85$$

β_1 : 0,85

Mutu Tulangan (f_y) : 420 Mpa

Faktor reduksi lentur (ϕ) : 0,9

Tebal selimut beton (C_c) : 50 mm

$$\begin{aligned} D_e &= h - \text{selimut beton} - D \text{ tulangan}/2 = 500 - 50 - 13/2 \\ &= 443,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Luas tulangan minimum

$$\begin{aligned} A_s \text{ req} &= M_u / (\phi \cdot F_y \cdot (0,85 \cdot d_e)) = 1,118 / (0,9 \cdot 420 \cdot (0,85 \cdot 443,5)) \\ &= 0,78 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan (s) : 100 mm

Diameter tulangan (D) : 13 mm

Luas tulangan yang digunakan

$$\begin{aligned} A_s \text{ use} &= (b/s) \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot D^2 = (200/100) \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 265,464 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tinggi blok tekan ekivalen

$$\begin{aligned} a &= (A_s \text{ use} \cdot F_y) / (0,85 \cdot f_c \cdot b) = (265,464 \cdot 420) / (0,85 \cdot 30 \cdot 200) \\ &= 21,862 \text{ mm} \end{aligned}$$

Momen nominal

$$\begin{aligned} M_n &= A_s \text{ use} \cdot f_y \cdot (d_e - a/2) = 265,464 \cdot 420 \cdot (443,5 - 21,862/2) \\ &= 48,229 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Jarak dari serat tekan terluar ke sumbu netral

$$C = a / \beta_1 = 21,862 / 0,85 = 25,72 \text{ mm}$$

Regangan ultimit beton (ϵ_c) : 0,03

Cek regangan baja

$$\epsilon_s = ((d_e - c) / c) \cdot \epsilon_c = ((443,5 - 25,72) / 25,72) \cdot 0,03 = 0,48$$

Momen tahanan (M_r)

$$M_r = \phi \cdot M_n = 0,9 \cdot 48,229 = 43,406 \text{ kN.m}$$

2. Syarat tulangan minimum

Tulangan yang digunakan harus memenuhi salah satu syarat dibawah ini:

Tegangan retak beton (f_r)

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

Variabel faktor beton lentur

$$Y_1 : 1,6$$

$$Y_3 : 0,75$$

Momen retak penampang (M_{cr})

$$\begin{aligned} M_{cr} &= Y_3 \cdot Y_1 \cdot f_r \cdot (I_g / (d_e - y_t)) \\ &= 0,75 \cdot 1,6 \cdot 3,451 \cdot (2083333333 / (443,5 - 250)) = 44,586 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Dengan demikian, persyaratan tulangan minimum:

$$1,33 M_u : 1,486 \text{ kN.m}$$

$$1,2 M_{cr} : 53,503 \text{ kN.m}$$

Cek tulangan minimum

Oke, $M_r \geq \min(1,2 M_{cr} ; 1,33 M_u)$

3. Tulangan pembagi

Tulangan pembagi adalah tulangan searah lajur lalu lintas yang berfungsi sebagai tulangan sudut.

$$(110 / \sqrt{S}) \leq 67\% \quad 75,91\%$$

Maka gunakan persentase tulangan 67%

$$A_s = A_{s \text{ req}} \cdot 0,67 = 0,78 \cdot 0,67 = 0,52 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} : 100 \text{ mm}$$

$$\text{Diameter tulangan (D}_s\text{)} : 13 \text{ mm}$$

Luas tulangan yang digunakan

$$\begin{aligned} A_s \text{ used} &= (b/s) \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot D_s^2 = (200/100) \cdot (1/4) \cdot \pi \cdot 13^2 \\ &= 265,464 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Periksa :

$A_s \text{ used} > A_s$ (Oke)

Maka digunakan tulangan pembagi D13-100

3.7 Perhitungan Abutment

Lebar jalan (jalur lalu lintas)	= 11,7 m
Lebar total jembatan	= 12,45 m
Tebal pelat lantai jembatan	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal dan overlay	= 0,05 m
Tebal genangan air hujan	= 0,05 m
Tinggi gelagar	= 1,55 m
Jarak antar balok	= 2,1 m
Panjang bentang jembatan	= 17,9 m
Panjang abutment	= 13,5 m
Berat aspal	= 22 kN/m ³
Berat beton bertulang	= 24 kN/m ³
Berat jenis air	= 10 kN/m ³

Tabel 3.2 Dimensi abutment

Segmen	Notasi	(m)	Notasi	(m)
1	h1	0,3	b1	0,35
2	h2	0,4	b2	0,75
3	h3	0,4	b3	0,75
4	h4	0,38	b4	0,35
5	h5	4,621	b5	1,7
6	h6	2	b6	5,5

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

3.7.1 Analisis Beban Kerja

1) Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi dua macam yaitu berat sendiri struktural atas dan berat sendiri struktural bawah.

a. Berat Sendiri Struktural Atas

Tabel 3.3 Beban struktur atas

No.	Beban	Berat (kN)
1	Beban berat sendiri	2401,79
2	Beban mati tambahan	513,37
3	Beban Truk	2000
4	Beban Rem	74,8
5	Beban lajur D	2405
6	Beban angin struktur	60,86
7	Beban angin kendaraan	2,96
Total Berat Sendiri Atas (W_{ms})		7458,78

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned} P_{MS} &= \frac{1}{2} \times W_{MS} \\ &= \frac{1}{2} \times 7458,78 \end{aligned}$$

$$= 3729,39 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$Y = (b_6 \times h_6 \times \frac{1}{2} b_6 + b_5 \times h_5 \times (190 + \frac{1}{2} b_5) + \frac{1}{2} b_4 \times h_4 \times (190 - 0,3 \times b_4) + b_3 \times h_3 \times (190 + b_3 - \frac{1}{2} b_3) + b_3 \times h_2 \times (190 + h_2 - \frac{1}{2} b_2) + b_1 \times h_1 \times (190 + b_1 - \frac{1}{2} b_1)) / \text{Luas total}$$

$$Y = (550 \times 200 \times \frac{1}{2} 550 + 170 \times 462,1 \times (190 + \frac{1}{2} 170) + \frac{1}{2} 35 \times 38 \times (190 - 0,3 \times 35) + 75 \times 40 \times (190 + 75 - \frac{1}{2} 75) + 75 \times 40 \times (190 + 40 - \frac{1}{2} 75) + 35 \times 30 \times (190 + 35 - \frac{1}{2} 35)) / 196687$$

$$Y = 271,75 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak dari titik berat} &= 190 + b_1 + h_{\text{elastomer vertikal}} + \frac{1}{2} b_{\text{elastomervertikal}} \\ &= 190 + 35 + 1,2 + \frac{1}{2} 48 \\ &= 250,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak gelagar ke abutment} &= \text{jarak dari titik berat} - Y \\ &= 271,753 - 250,2 \\ &= 21,553 \text{ cm} = 0,215 \text{ m} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned} e &= \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - (\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\ &= \frac{5,5}{2} - 1,9 - (\frac{1}{2} \times 1) + 0,215 + 0,1 \\ &= 0,665 \text{ m} \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned} M_{MS} &= P_{MS} \times e \\ &= 3729,39 \times 0,665 \\ &= 2482,046 \text{ kNm} \end{aligned}$$

b. Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat isi beton bertulang $W_c = 24 \text{ kN/m}^3$
 Lebar abutment arah Y, $B_y = 13,4 \text{ m}$

Tabel 3.4 Beban struktur bawah

No. Segmen Beban	Parameter Beban			W (kN/m ³)	Berat (kN)	Jarak Titik 0 m	Momen (kNm)
	b m	h m	A m ²				
Abutment							
1	0,35	0,3	0,105	24	34,02	0,175	5,9535
2	0,75	0,4	0,3	24	97,2	1,2	116,64
3	0,75	0,4	0,3	24	97,2	1,45	140,94
4	0,35	0,38	0,133	24	43,092	0,175	7,541
5	1,7	4,621	7,8557	24	2545,246	0	0
6	5,5	2	11	24	3564	0	0
<i>PMS</i>					<i>6380,759</i>	<i>MMS</i>	<i>271,0746</i>

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Tabel 3.5 Beban berat sendiri total

No.	Berat Sendiri	PMS	MMS
1	Struktur Atas	3729,39	17
2	Struktur Bawah	6380,759	271,0746
Total		10110,148	2753,121

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

2) Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (superimposed dead load) adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen – elemen non struktural dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan.

Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti:

- a. Penambahan lapisan (overlay) di kemudian hari
- b. Genangan air hujan jika sistem drainase tidak bekerja dengan baik.

Tabel 3.6 Berat mati tambahan

No.	Jenis Beban Mati	Tebal	Lebar	Panjang	Berat Satuan	Berat
	Tambahan	(m)	(m)	(m)	(kN/m ³)	(kN)
1	Lapisan aspal	0,05	11,7	17,9	22	230,373
2	Air hujan	0,05	12,45	17,9	10	111,4275
Total Berat Mati Tambahan Struktur Atas (W _{ma})						341,8005

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan struktur atas

$$\begin{aligned}P_{MA} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\ &= \frac{1}{2} \times 341,800 \\ &= 170,900 \text{ kN}\end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned}e &= \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\ &= \frac{5,5}{2} - 1,9 - \left(\frac{1}{2} \times 1\right) + 0,215 + 0,1 \\ &= 0,665 \text{ m}\end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}M_{MA} &= P_{MA} \times e \\ &= 170,900 \times 0,665 \\ &= 113,740 \text{ kNm}\end{aligned}$$

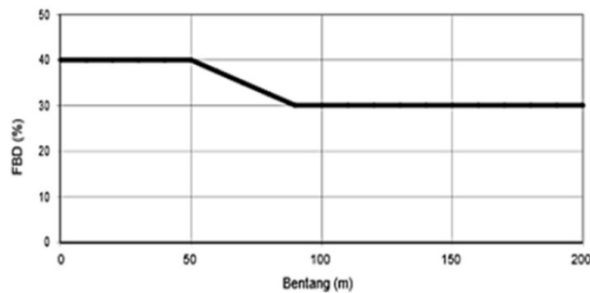
3) Beban Lajur “D” (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur “D” terdiri dari beban merata (Uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti pada gambar Beban lajur “D” mempunyai intensitas q (Kpa) yang besarnya tergantung pada panjang total (L) yang dibebani lalu lintas seperti

pada gambar atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut (SNI 1725 : 2016, halaman 39) :

$$\begin{aligned} \text{Panjang bentang jembatan (L)} &= 17,9 \text{ m} \\ \text{Beban terbagi rata (q)} &= 18,9 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Beban garis (p)} &= 49 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk BTR diambil
FBD = 40%



Gambar 3.3 Faktor beban dinamis untuk pembebanan lajur “D”

$$\begin{aligned} L &= 17,9 \text{ m} \\ b_l &= 4,475 \text{ m} \\ \text{FBD} &= 40\% \end{aligned}$$

Besar beban lajur “D”

$$\begin{aligned} W_{TD} &= (q \times L \times b_l) + ((1 + \text{FBD}) \times b_l \times p) \\ &= (9 \times 17,9 \times 4,475) + ((1 + 0,4) \times 4,474 \times 49) \\ &= 1027,907 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{TD} &= \frac{1}{2} \times W_{TD} \\ &= \frac{1}{2} \times 1027,907 \\ &= 513,953 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned} e &= \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\ &= \frac{5,5}{2} - 1,9 - \left(\frac{1}{2} \times 1\right) + 0,215 + 0,1 \end{aligned}$$

$$= 0,665 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban lajur “D”

$$\begin{aligned} M_{TD} &= P_{TD} \times e \\ &= 513,953 \times 0,665 \\ &= 342,055 \text{ kNm} \end{aligned}$$

4) Gaya Rem (TB)

Gaya rem harus diasumsikan untuk bekerja secara horizontal pada jarak 1800 mm di atas permukaan jalan pada masing – masing arah longitudinal dan dipilih yang paling menentukan, di mana gaya rem harus diambil yang terbesar (SNI 1725 : 2016, halaman 46) :

$$\begin{aligned} \text{Beban terbagi rata (q)} &= 18,9 \text{ kN} \\ \text{Panjang jembatan (L)} &= 17,9 \text{ m} \\ \text{Gaya rem (H}_{TB}) &= 18,7 \text{ kN} \\ \text{Lengan terhadap fondasi (Y}_{TB}) &= \text{tinggi abutment total} + 1,8 \text{ m} \\ &= 7,901 + 1,8 \\ &= 9,701 \text{ m} \\ \text{Momen fondasi akibat gaya rem (M}_{TB}) &= H_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 18,7 \times 9,701 \\ &= 181,408 \text{ kNm} \end{aligned}$$

5) Beban Angin (EW)

Beban angin horizontal, di mana beban angin harus didistribusikan secara merata pada permukaan jalan yang terekspos oleh angin. Untuk jembatan dengan elevasi lebih tinggi dari 10.000 mm di atas permukaan tanah atau permukaan air, kecepatan angin rencana, V_{DZ} harus dihitung dengan persamaan sebagai berikut :

a. Beban Angin Pada Struktur (Ews)

Beban angin struktur :

$$h = \text{tinggi bidang jembatan} = 2,227 \text{ m}$$

$$Q_{EWS} = P_{Dtekan} \times h$$

$$= 1,7 \times 2,227$$

$$= 3,785 \text{ kN/m}$$

$$T_{EWs} = \frac{1}{2} \times Q_{EWs} \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 3,785 \times 17,9$$

$$= 33,883 \text{ kN}$$

$$\text{Lengan terhadap fondasi } (Y_{EWs}) = 6,101 \text{ m}$$

Momen terhadap fondasi akibat beban angin struktur :

$$M_{EWs} = T_{EWs} \times Y_{EWs}$$

$$= 33,883 \times 6,101$$

$$= 206,725$$

b. Beban Angin Pada Kendaraan (EW1)

$$EW_1 = 0,74 \text{ kN/m}$$

$$y = 1,8 \text{ m}$$

$$d = 1,75 \text{ m}$$

$$Q_{EW1} = EW_1 \times \frac{y}{d}$$

$$= 0,74 \times \frac{1,8}{1,75}$$

$$= 0,76 \text{ kN/m}$$

$$T_{EW1} = \frac{1}{2} \times Q_{EW1} \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,76 \times 17,9$$

$$= 6,802 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$e = \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m}$$

$$= \frac{5,5}{2} - 1,9 - \left(\frac{1}{2} \times 1\right) + 0,215 + 0,1$$

$$= 0,665 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban angin kendaraan :

$$\begin{aligned}
 M_{EW1} &= T_{EW1} \times e \\
 &= 6,802 \times 0,665 \\
 &= 4,526 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

6) Beban Truk "TT"

$$\begin{aligned}
 \text{Panjang Jembatan} &= 17,9 \text{ m} \\
 \text{Beban Truk} &= 225 \text{ kN} \\
 \text{Momen} &= 1006,88 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.7 Kombinasi 1 (Kuat 1)

No	Beban	Aksi/B	Simbol	Horizont			Momen	
				Vertikal	al			
				P	Tx	Ty	Mx	My
				(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
A. Beban Permanen								
1	Berat Sendiri		MS	25348,805			-	12551,789
2	Berat Mati Tambahan		MA	898,62			398,05107	
3	Tekanan Tanah		TA		2296,987		6152,261	
B. Beban Lalu Lintas								
1	Beban Lajur "D"		TD	1548,8			686,054	
2	Gaya Rem		TB	125			1155,75	
C. Beban Lingkungan								
1	Beban Angin Struktur		Ews					
2	Beban Angin Kendaraan		EW1					
Total				27921,225	3054,337	0	419,265	0

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Tabel 3.8 Rekapitulasi kombinasi beban rencana tegangan kerja abutment

No.	Kombinasi	Tegangan Berlebihan	Vertikal	Momen	
			P	Mx	My
			(kN)	(kNm)	(kNm)
1	Kombinasi 1	0%	14848,7707	6537,28337	0
2	Kombinasi 2	25%	13532,4313	3806,53834	341,1688
3	Kombinasi 3	40%	13863,8208	4565,07863	0
4	Kombinasi 4	50%	11055,6699	4388,46913	73,1076
5	Kombinasi 5	40%	568,240313	1137,81043	0

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

3.7.2 Analisa Beban Ultimate

1) Pile Cap

a. Berat Sendiri

Berat sendiri struktural atas

Tabel 3.9 Beban struktur atas

No.	Faktor Beban	Beban	Berat	TOTAL BERAT
			(kN)	(kN)
1	1,3	Beban berat sendiri	2401,79	3122,327
2	1,3	Beban mati tambahan	513,37	667,381
3	1,3	Beban Truk	2000	2600
4	1,3	Beban Rem	74,8	97,24
5	1,3	Beban lajur D	2405	3126,5

6	1,3	Beban angin struktur	60,86	79,118
7	1,3	Beban angin kendaraan	2,96	3,848
Total Berat Sendiri Atas (Wms)				9696,414

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 P_{MS} &= \frac{1}{2} \times W_{MS} \\
 &= \frac{1}{2} \times 9696,414 \\
 &= 4848,207 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\
 &= \frac{5,5}{2} - 1,9 - \left(\frac{1}{2} \times 1\right) + 0,215 + 0,1 \\
 &= 0,665 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{MS} &= P_{MS} \times e \\
 &= 4848,207 \times 0,665 \\
 &= 3226,660 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Berat Sendiri Struktur Bawah

Berat isi beton bertulang $W_c = 24 \text{ kN/m}^3$

Lebar abutment arah Y, $B_y = 13,4 \text{ m}$

Tabel 3.10 Beban struktur bawah

No. Segmen Beban	Parameter Beban			W (kN/m ³)	Faktor Beban	Berat (kN)	Jarak Titik 0 m	Momen (kNm)	
	b m	h m	A m ²						
Abutmen									
1	0,35	0,3	0,105	24	1,3	40,7862	0,175	-7,137585	
2	0,75	0,4	0,3	24	1,3	116,532	1,2	-139,8384	
3	0,75	0,4	0,3	24	1,3	116,532	1,45	-168,9714	
4	0,35	0,38	0,133	24	1,3	51,66252	0,175	-9,040941	
5	1,7	4,621	7,8557	24	1,3	3051,46811	0	0	
6	5,5	2	11	24	1,3	4272,84	0	0	
						PMS	7649,820	MMS	-324,988

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Tabel 3.11 Beban berat sendiri total

No.	Berat Sendiri	PMS	MMS
1	Struktur Atas	4848,207	3226,660528
2	Struktur Bawah	7649,820828	-324,988326
Total		13081,7491	12498,02783

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

b. Berat Mati Tambahan

Tabel 3.12 Beban mati tambahan

No.	Jenis Beban Mati Tambahan	Faktor Beban	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	Berat Satuan (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lapisan aspal	2	0,05	11,7	17,9	22	460,746
2	Air hujan	2	0,05	12,45	17,9	10	222,855
Total Berat Mati Tambahan Struktur Atas (W _{ma})							683,601

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan struktur atas

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= \frac{1}{2} \times W_{MA} \\
 &= \frac{1}{2} \times 683,601 \\
 &= 341,800 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{b_6}{2} - 1,9 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\
 &= \frac{5,5}{2} - 1,9 - \left(\frac{1}{2} \times 1\right) + 0,215 + 0,1 \\
 &= 0,665 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat beban mati tambahan struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{MA} &= P_{MA} \times e \\
 &= 341,800 \times 0,665 \\
 &= 227,480 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.13 Rekapitulasi kombinasi beban ultimate pile cap

No.	Kombinasi	Tegangan Berlebihan	Vertikal	Momen	
			P (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Kombinasi 1	0%	17889,81393	5145,505564	0
2	Kombinasi 2	25%	16978,4745	4227,135535	341,1688
3	Kombinasi 3	40%	17197,36405	4482,238321	0
4	Kombinasi 4	50%	13389,44922	3643,885592	73,1076
5	Kombinasi 5	40%	399,4903125	382,6541788	0

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

3.7.3 Perhitungan Penulangan Abutment

1) Penulangan Pile Cap

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah X

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2}$$

Tabel 3.14 Gaya Aksial Minimum dan Maksimum Satu Tiang untuk Beban Arah X

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	Mx (kNm)	P/n (kN)	$\frac{Mx *}{X_{max}/\Sigma X^2}$ (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	17889,813	5113,267	993,8785	75,752	1069,630	918,126
2	Kombinasi 2	16978,474	4194,897	943,248	62,146	1005,395	881,101
3	Kombinasi 3	17197,364	4450	955,409	65,925	1021,335	889,483
4	Kombinasi 4	13389,442	3619,087	743,857	53,616	797,473	690,241
5	Kombinasi 5	399,49	382,654	22,1938	5,668	27,862	16,524

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah Y

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

Tabel 3.15 Gaya Aksial Minimum dan Maksimum Satu Tiang untuk Beban Arah Y

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	MY (kNm)	P/n (kN)	$\frac{MY *}{Y_{max}/\Sigma Y^2}$ (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	17889,813	0	993,8785	0	993,878	993,878
2	Kombinasi 2	16978,474	341,168	943,248	22,744	965,993	920,504
3	Kombinasi 3	17197,364	0	955,409	0	955,409	955,409
4	Kombinasi 4	13389,442	73,107	743,857	4,873	748,731	738,984
5	Kombinasi 5	399,49	0	22,1938	0	22,193	22,193

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Pu max diambil nilai = 1069,6 kN

Jarak tinjau Pu (X) = 1 m

$$\text{Panjang Pile Cap (By)} = 13,5 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Pu max} \times X \\ &= 1069,6 \times 3 \times 1 \\ &= 3208,9 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Momen per meter abutment

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \frac{\text{Mu}}{\text{By}} \\ &= \frac{3208,9}{13,5} \\ &= 237,69 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

a. Penulangan Lentur Pile Cap

$$\text{Mu} = 237,695 \text{ kN/m}$$

$$\text{Pu} = 1069,631 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan D} = 32 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Tebal Pile Cap} = 2000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - p - \frac{1}{2} D \\ &= 2000 - 100 - \frac{1}{2} 32 \\ &= 1884 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio Tulangan :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,02277$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{desain}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} - \sqrt{1 - \frac{4\text{Mu}}{1,7\phi f_c' b d^2}} \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} - \sqrt{1 - \frac{4(1104,17 \times 10^6)}{1,7 \times 0,8 \times 30 \times 1000 \times 1884^2}} \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{desain}} = 0,00034$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{desain}}$$

$$\rho_{\text{digunakan}} = 0,003333$$

Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d' \\ &= 0,003333 \times 1000 \times 1884 \\ &= 6280 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{6280} = 128 \text{ mm} \approx 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S\text{pakai}} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{200} = 6430,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{S\text{pakai}} > A_s \text{ perlu}$$

$$6430,72 > 6280$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D32 – 150 (6430,72 mm²)

Untuk tulangan susut diambil 50% dari tulangan pokok (D32)

$$\begin{aligned} A_{s'} &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 6280 \\ &= 3140 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_{s'}} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{3140} = 256 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{S\text{pakai}} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{250} = 3215,360 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{S\text{pakai}} > A_{s' \text{ perlu}}$$

$$3215,360 > 3140$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D32 – 250 (3215,36 mm²)

b. Tulangan Geser

$$\begin{aligned}
\text{Pu max diambil dari nilai} &= 1069,631 \text{ kN} \\
\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} &= 6 \text{ buah} \\
\text{Gaya geser rencana pile cap, Vu Pile Cap} &= m \times \text{Pu}_{\text{max}} \\
&= 6 \times 1069,631 \\
&= 6417,78 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
d' &= h - p - \frac{1}{2} D \\
&= 2000 - 100 - \frac{1}{2} 16 \\
&= 1893,5 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Gaya geser parameter abutment

$$\text{Vu} = \frac{\text{Vu}}{\text{By}} = \frac{6417,784}{13,5} = 478,94$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan geser, } (\phi) = 0,7$$

$$\text{Tegangan leleh tulangan geser, (fy)} = 420 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
\text{Vc} &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d' \\
&= \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 1892 \\
&= 1725,78 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\phi \text{Vc} &= 0,7 \times 1725,78 \\
&= 1208,046 \text{ kN}
\end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi \text{Vc} = 604,502 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi \text{Vc} < \text{Vu} < \phi \text{Vc}$$

$$478,94 < 604,502 < 1208,046$$

Maka, hanya diperlukan tulangan geser minimum

Digunakan D16

$$\begin{aligned}
\text{Luas tulangan geser sengkang (Av)} &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\
&= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\
&= 402,12 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$\begin{aligned}
S &= \frac{A_v \times f_y}{0,29 \times b} \\
&= \frac{402,12 \times 420}{0,29 \times 1000} \\
&= 582,38 \text{ mm} \\
S_{\max} &= \frac{d'}{2} = \frac{1892}{2} = 946 \text{ mm, diambil } S_{\max} (1000 \text{ mm})
\end{aligned}$$

Maka, digunakan tulangan D16 – 500 arah X

Maka, digunakan tulangan D16 – 500 arah Y

2) Penulangan Breast Wall (Dinding Badan)

$$\begin{aligned}
\text{Momen ultimit maksimum breast wall (Mu)} &= 302,670 \text{ kNm} \\
\text{Mu maks breast wall per meter} &= \frac{Mu}{By} = \frac{302,670}{12,45} \\
&= 24,310 \text{ kNm} \\
\text{Beban ultimit maksimum breast wall (Pu)} &= 5082,916 \text{ kN} \\
\text{Digunakan diameter tulangan (D)} &= 32 \text{ mm} \\
f_c' &= 30 \text{ Mpa} \\
f_y &= 420 \text{ Mpa} \\
P &= 100 \text{ mm} \\
\text{Tebal breast wall} &= 1700 \text{ mm} \\
d' &= h - p - \frac{1}{2} D \\
&= 1584 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Rasio tulangan :

$$\begin{aligned}
\rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333 \\
\rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \\
&= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \\
\rho_{\max} &= 0,02277 \\
\rho_{\text{desain}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} - \sqrt{1 - \frac{4Mu}{1,7\phi f_c' b d^2}} \\
&= \frac{0,85 \times 30}{420} - \sqrt{1 - \frac{4(1104,17 \times 10^6)}{1,7 \times 0,8 \times 30 \times 1000 \times 1884^2}}
\end{aligned}$$

$$\rho_{\text{desain}} = 0,00034$$

$$\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{desain}}$$

$$\rho_{\text{digunakan}} = 0,00333$$

Luas tulangan (A_s)

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d' \\ &= 0,00333 \times 1000 \times 1584 \\ &= 5274,72 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{5274,72} = 152,472 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Spakai}} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{150} = 5361,651 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\text{Spakai}} > A_s \text{ perlu}$$

$$5361,651 > 5274,72$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D32 – 150 (5361,651 mm²)

Untuk tulangan susut diambil 50% dari tulangan pokok (D32)

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 5274,72 \\ &= 2637,36 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{2637,36} = 304,944 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_{\text{Spakai}} &= \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S} \\ &= \frac{\pi}{4} \times 32^2 \times \frac{1000}{300} = 2680,825 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{\text{Spakai}} > A_s \text{ perlu}$$

$$2680,825 > 2637,36$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D32 – 300 (2680,825 mm²)

Tulangan Geser Breast Wall

$$Pu \text{ maks diambil nilai} = 5082,916 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} d &= h - p - \frac{1}{2} D \\ &= 1700 - 100 - \frac{1}{2} 19 \\ &= 1590,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

Gaya geser per meter abutment

$$Vu = \frac{Pu}{By} = \frac{5082,916}{12,45} = 408,266$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan geser, } (\phi) = 0,7$$

$$\text{Tegangan leleh tulangan geser, } (fy) = 420 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} Vc &= \frac{\sqrt{f'c'}}{6} \times b \times d' \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 1590,5 \\ &= 1451921,213 \text{ N} \\ &= 1451,921 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi Vc &= 0,7 \times 1451,921 \\ &= 1016,345 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi Vc = 508,172 \text{ kN}$$

$$Vu < \frac{1}{2} \phi Vc < \phi Vc$$

$$408,266 < 508,172 < 1016,345$$

Maka, hanya diperlukan tulangan geser minimum

Digunakan D16

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser sengkang } (Av) &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 16^2 \\ &= 402,12 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{Av \times fy}{0,29 \times b} \\ &= \frac{402,12 \times 420}{0,29 \times 1000} \\ &= 582,38 \text{ mm (600 mm)} \end{aligned}$$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{1590,5}{2} = 795,25 \text{ mm, diambil } S_{\max} (800 \text{ mm})$$

Maka, digunakan tulangan D16 – 600 arah X

Maka, digunakan tulangan D16 – 600 arah Y

3.8 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

1) Data Teknis

a. Material Fondasi

Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Tegangan leleh baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas beton	$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$ $= 4700 \times \sqrt{30} \text{ Mpa}$ $= 25742,960 \text{ MPa}$
Berat beton bertulang	$W_c = 24 \text{ kN/m}^3$

b. Fondasi

Berat volume tanah	$W_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$
Kohesi	$(c) = 4,9 \text{ Kpa}$

c. Dimensi Pile Cap

Lebar arah X	$(H_x) = 5,5 \text{ m}$
Lebar arah Y	$(H_y) = 13,5 \text{ m}$

d. Tiang Pancang

Diameter	$(\emptyset) = 0,6 \text{ m}$
Panjang	$(L) = 24 \text{ m}$

e. Data Susunan Tiang Pancang

Jumlah baris tiang pancang	$(n_y) = 6 \text{ buah}$
Jumlah baris tiang pancang	$(n_x) = 3 \text{ buah}$
Jumlah tiang pancang	$(n) = 18 \text{ buah}$
Jarak tiang pancang arah X	$= 2,4 \text{ m}$

$$\text{Jarak tiang pancang arah Y} = 2 \text{ m}$$

2) Data Dukung Aksial Ijin Tiang Pancang

a. Berdasarkan Material Fondasi

$$\text{Kuat tekan beton (fc')} = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tegangan ijin beton (fc)} = 0,3 \times \text{fc}' = 9000 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Diameter lingkaran luar} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Diameter lingkaran dalam} = 0,4 \text{ m}$$

$$\text{Luas tampang tiang pancang (A)} = \frac{\pi}{4} \times D_{\text{Luar}}^2 - \frac{\pi}{4} \times D_{\text{Dalam}}^2$$

$$= 0,157 \text{ m}^2$$

$$\text{Panjang tiang pancang (L)} = 24 \text{ m}$$

$$\text{Berat tiang pancang (W)} = A \times L \times Wc = 90,432 \text{ kN}$$

$$\text{Daya dukung ijin tiang pancang (Pijin)} = A \times \text{fc} - W$$

$$= 0,157 \times 9000 - 90,432$$

$$= 1322,57 \text{ kN}$$

b. Berdasarkan Pengujian Standart Penetration Test (SPT)

Tabel 3.16 Data SPT proyek

Kedalaman	N-SPT
0	0
-2	2
-4	2
-6	1
-8	1
-10	4
-12	6
-14	8
-16	12
-18	16
-20	15
-22	20

(Sumber : PT. Waskita Karya)

1. Daya Dukung Tahanan Ujung Tiang, Q_p

$$\begin{aligned}\text{Diameter tiang pancang, (D)} &= 0,6 \text{ m} \\ \text{Panjang tiang pancang, (L)} &= 24 \text{ m} \\ \text{Luas tampang tiang pancang (A}_p\text{)} &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 0,283 \text{ m}^2\end{aligned}$$

Nilai N – SPT rata-rata pada 10 D di atas dan 1 D di bawah ujung tiang

$$N = \frac{4+6+8+12+16+15}{6} = 11 \text{ pukulan}$$

$$\begin{aligned}q_1 &= 400 \times N \times \frac{L}{D} \\ &= 400 \times 11 \times \frac{24}{0,6} \\ &= 17600 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_2 &= 400 \times N \\ &= 400 \times 11 \\ &= 4400 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Maka, diambil nilai terkecil yaitu 4400 kN/m^2

Daya dukung tahanan ujung tiang pancang, (Q_p)

$$\begin{aligned}Q_p &= q \times A_p \\ &= 4400 \times 0,283 \\ &= 1245,2 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Daya Dukung Friksi Tiang, Q_s

$$\begin{aligned}\text{Panjang tiang pancang (L)} &= 24 \text{ m} \\ \text{Diameter tiang pancang (D)} &= 0,6 \text{ m} \\ \text{Keliling tiang pancang (P)} &= \frac{\pi}{D} = 1,884 \text{ m}\end{aligned}$$

Nilai N – SPT rata-rata sepanjang tiang

$$N = \frac{0+2+2+1+1+4+6+8+12+16+15+20}{12} = 8 \text{ pukulan}$$

$$\begin{aligned}\text{Tiang perpindahan besar, } f_{av} &= 2 \times N \\ &= 2 \times 8 \\ &= 16 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Daya dukung friksi tiang (Qs)} &= P \times L \times f_{av} \\
 &= 1,884 \times 24 \times 16 \\
 &= 723,456 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Maka,

$$\begin{aligned}
 \text{Angka keamanan tiang (SF)} &= 2 \\
 \text{Daya dukung ijin tiang pancang} &= \frac{QQp+QQs}{SF} \\
 &= \frac{1245,2+723,456}{2} \\
 &= 984,328 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan kedua perhitungan di atas, diperoleh nilai:

$$\text{Berdasarkan kekuatan bahan} = 1322,57 \text{ kN}$$

$$\text{Berdasarkan pengujian SPT} = 984,328 \text{ kN}$$

Maka, diperoleh nilai daya dukung ijin tiang pancang

$$P_{Ijin} = 1322,57 \text{ kN}$$

$$\text{Beban maksimum abutment (P)} = 14787,33 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah pancang (n)} = \frac{P}{P_{IjPin}} = \frac{14787,33}{1322,57} = 11,180$$

12, diambil 18 buah

Jarak minimum antar tiang $2,5D < s < 3,5D$ atau 150 cm – 210 cm.

Pemancangan dilakukan dengan jarak X 230 cm dan jarak Y 180 cm sebanyak 18 tiang pancang, di mana jarak tersebut didapatkan dengan menyesuaikan jarak minimum dan maksimum yang diisyaratkan antar tiang pancang.

Tegangan ijin kelompok tiang

$$\text{Diameter tiang pancang (D)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah X (Sx)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah Y (Sy)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang dalam satu baris (n)} = 3 \text{ buah}$$

$$\theta = \arctan \times \frac{D}{S_x} = \arctan \times \frac{0,6}{2,3} = 14,62$$

$$E_f = 1 - \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m \times n} \right)$$

$$= 1 - \frac{14,62}{90} \left(\frac{(3-1)6 + (6-1)3}{6 \times 3} \right)$$

$$= 0,756$$

$$P_{Ijin} = P_{IPPin} \times n \times E_f$$

$$= 0,756 \times 18 \times 1322,57$$

$$= 17997,53 \text{ kN} > 14787,33 \text{ kN (Konstruksi Aman)}$$

$$P_{Ijin} \text{ untuk satu tiang pancang} = P_{IPPin} \times E_f$$

$$= 1322,57 \times 0,756$$

$$= 999,862 \text{ kN}$$

3. Gaya Aksial pada Tiang Pancang

$$\text{Jumlah tiang pancang (n)} = 18 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak pusat beban ke tiang arah y (X}_{i_{\max}}) = 5,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat beban ke tiang arah x (Y}_{i_{\max}}) = 2 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = (X_{i_{\max}}^2 \times 10) + (X1^2 \times 10) + (X2^2 \times 2,5)$$

$$= (5,4^2 \times 10) + (2,7^2 \times 10) + (1,35^2 \times 2,5)$$

$$= 364,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Y^2 = (Y_{i_{\max}}^2 \times 2) + (Y1^2 \times 2) + (Y2^2 \times 1)$$

$$= (2^2 \times 2) + (2^2 \times 2) + (0,9^2 \times 1)$$

$$= 30 \text{ m}^2$$

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah X

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_X \times \frac{X_{i_{\max}}}{\Sigma X^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_X \times \frac{X_{i_{\max}}}{\Sigma X^2}$$

Tabel 3.17 Gaya Aksial Minimum dan Maksimum Satu Tiang untuk Beban Arah X

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	Mx (kNm)	P/n (kN)	Mx * Xmax/ΣX ² (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	14787,326	6534,673	821,518	95,614	917,132	725,903
2	Kombinasi 2	13470,986	3803,928	748,388	55,658	804,046	692,729
3	Kombinasi 3	13802,376	4562,468	766,798	66,757	833,556	700,041
4	Kombinasi 4	11008,405	4386,461	611,578	64,182	675,760	547,395
5	Kombinasi 5	568,24	1137,81	31,568	16,648	48,217	14,920

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah Y

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

Tabel 3.18 Gaya Aksial Minimum dan Maksimum Satu Tiang untuk Beban Arah Y

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	MY (kNm)	P/n (kN)	MY * Ymax/ΣY ² (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	14787,326	0	821,518	0	821,518	821,518
2	Kombinasi 2	13470,986	341,168	748,388	40,591	788,979	707,797
3	Kombinasi 3	13802,376	0	766,798	0	766,798	766,798
4	Kombinasi 4	11008,405	73,107	611,578	8,698	620,276	602,880
5	Kombinasi 5	568,24	0	31,568	0	31,568	31,568

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

4. Kontrol Daya Ijin Tiang Pancang

Tabel 3.19 Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah X

No.	Kombinasi Beban	%Pijin	Pmax (kN)	Kontrol Terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100%	917,132	$< 100\% \times \text{Pijin}$	595,321	Aman
2	Kombinasi 2	125%	804,046	$< 125\% \times \text{Pijin}$	744,151	Aman
3	Kombinasi 3	140%	833,556	$< 140\% \times \text{Pijin}$	833,450	Aman
4	Kombinasi 4	150%	675,760	$< 150\% \times \text{Pijin}$	892,982	Aman
5	Kombinasi 5	140%	48,217	$< 140\% \times \text{Pijin}$	833,450	Aman

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Tabel 3.20 Daya Dukung Ijin Aksial Terhadap Beban Arah Y

No.	Kombinasi Beban	%Pijin	Pmax (kN)	Kontrol Terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100%	821,518	$< 100\% \times \text{Pijin}$	595,321	Aman
2	Kombinasi 2	125%	788,979	$< 125\% \times \text{Pijin}$	744,151	Aman
3	Kombinasi 3	140%	766,798	$< 140\% \times \text{Pijin}$	833,450	Aman
4	Kombinasi 4	150%	620,276	$< 150\% \times \text{Pijin}$	892,982	Aman
5	Kombinasi 5	140%	31,568	$< 140\% \times \text{Pijin}$	833,450	Aman

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

3.9 Perhitungan Pilar

3.9.1 Perencanaan Pilar Tipe Portal 1 Tingkat

1) Data Struktur Pilar

Gambar di bawah ini adalah struktur pilar tipe portal

2) Data Penampang dan Material

Data Penampang

Tinggi Pilar Penampang $h = 1000 \text{ mm}$

Diameter Penampang $d = 1000 \text{ mm}$

Tinggi Kaki Pilar $H = 3541 \text{ mm}$

Luas Penampang $A_g = 785398 \text{ mm}^2$

Momen Inersia Lingkaran:

Arah trans (sumbu x) $I_x = 0,7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^4}{64} \right) = 34361169648 \text{ mm}^4$

Arah long (sumbu y) $I_y = 0,7 \cdot \left(\frac{\pi \cdot d^4}{64} \right) = 34361169648 \text{ mm}^4$

Modulus girasi penampang arah X

Arah trans (sumbu x) $r_x = \sqrt{\frac{I_x}{A_g}} = 209,16 \text{ mm}$

Arah long (sumbu y) $r_y = \sqrt{\frac{I_y}{A_g}} = 209,16 \text{ mm}$

Data Material

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

Modulus elastisitas beton $E_c = 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \text{MPa} = 25742,96 \text{ MPa}$

Mutu baja tulangan $f_y = 420 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas baja $E_s = 200000 \text{ Mpa}$

3) Menentukan kategori struktur (bergoyang atau tidak bergoyang)

Tinggi kaki pilar $l_c = H = 3541 \text{ mm}$

Gaya aksial maksimum kaki pilar:

Arah longitudinal $P_{u1} = 12067 \text{ kN}$

Arah transversal	$P_{u2} = 12067 \text{ kN}$
Defleksi lateral:	
Arah longitudinal	$\Delta_{o1} = 8 \text{ mm}$
Arah transversal	$\Delta_{o2} = 1 \text{ mm}$
Gaya geser maksimum:	
Arah longitudinal	$V_{u1} = 1074,19 \text{ kN}$
Arah transversal	$V_{u2} = 1424,53 \text{ kN}$
Indeks stabilitas struktur;	
Arah longitudinal	$Q_{long} = \frac{P_{u1} \cdot \Delta_{o1}}{V_{u1} \cdot l_c} = 0,03$
	$Q_{long} < 0,05$ (tidak bergoyang)
Arah transversal	$Q_{trans} = \frac{P_{u2} \cdot \Delta_{o2}}{V_{u2} \cdot l_c} = 0,003$
	$Q_{long} < 0,05$ (tidak bergoyang)

4) Periksa kelangsingan

Momen ujung terkecil	$M_{1long} = 2896,08 \text{ kN.m}$
	$M_{1trans} = 322,14 \text{ kN.m}$

Momen ujung terbesar	$M_{2long} = 7703,6 \text{ kN.m}$
	$M_{2trans} = 449,57 \text{ kN.m}$

Faktor panjang efektif:

Arah long	$k_y = 1,0$
-----------	-------------

Arah trans	$k_x = 1,0$
------------	-------------

Tinggi kolom tak terkekang	$L = H = 3541 \text{ mm}$
----------------------------	---------------------------

Periksa syarat kelangsingan pilar

Arah longitudinal

$$\frac{k_y \cdot L}{r_y} \leq 34 - \left(12 \cdot \frac{M_{1long}}{M_{2long}} \right)$$

$$13,39 \leq 29,48 \quad \text{Kelangsingan dapat diabaikan}$$

Arah transversal

$$\frac{k_x L}{r_x} \leq 34 - \left(12 \cdot \frac{M_{1trans}}{M_{2trans}} \right)$$

13,39 ≤ 25,40 Kelangsingan dapat diabaikan

5) Analisis kapasitas lentur kaki pilar

Kapasitas suatu penampang kolom dapat dinyatakan dalam bentuk diagram interaksi (Mn dan Pn). Diagram interaksi menunjukkan hubungan beban aksial dan momen lentur pada elemen struktur tekan. Setiap titik pada diagram interaksi menunjukkan satu kombinasi Pn dan Mn untuk penampang dengan lokasi sumbu netral yang tertentu.

a. Menentukan diagram interaksi:

Diameter Penampang $d = 1000 \text{ mm} = 39,37 \text{ in}$

Luas Penampang $A_g = 1217,36 \text{ in}^2$

$$h = 2 \sqrt{\frac{A_g}{\pi}} = 39,36$$

$$\gamma = \frac{h-5}{h} = 0,9$$

Jadi, menggunakan diagram interaksi:

$$f_c' = 4 \text{ ksi (30 Mpa)}$$

$$f_y = 60 \text{ ksi (420 Mpa)}$$

$$\gamma = 0,9$$

b. Analisa tulangan dengan diagram interaksi P - M

$$P_u = 12176,7 \text{ kN} = 12176700 \text{ N}$$

$$M_u = 1475,84 \text{ kN.m} = 1475840000 \text{ Nmm}$$

c. Besaran eksentrisitas (e) pada kolom.

$$e = \frac{M_u}{P_u} = \frac{1475840000}{12176700} = 121 \text{ mm}$$

d. Nilai rasio tulangan (ρ) berdasarkan diagram interaksi.

Berikut nilai koordinat sumbu-x dan sumbu-y dari diagram interaksi dengan menggunakan parameter yang telah dihitung sebelumnya.

Sumbu-x:

$$R_n = \frac{P_n \cdot e}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = \frac{\left(\frac{P_u}{\phi}\right) e}{f'_c \cdot A_g \cdot h} = \frac{\left(\frac{12176700}{0,75}\right) \cdot 121}{30.785398 \cdot 1000} = 0,08$$

$$K_n = \frac{P_n}{f'_c \cdot A_g} = \frac{\left(\frac{P_u}{\phi}\right)}{f'_c \cdot A_g} = \frac{\left(\frac{12176700}{0,75}\right)}{30.785398} = 0,68$$

Adapun nilai rasio tulangan kolom yang diperoleh adalah $\rho = 0,01$ dapat dilihat pada Gambar

e. Penentuan formasi tulangan

Jumlah total tulangan

$$A_{s,total} = \rho b h = 0,01 \times 1000 \times 1000 = 10000 \text{ mm}^2$$

Sehingga jumlah tulangan yang digunakan adalah:

Diameter Tulangan $D = 19 \text{ mm}$

$$n = \frac{A_{s,total}}{\frac{1}{4}\pi D^2} = \frac{10000}{\frac{1}{4}\pi 19^2} = 35,2 = 36 \text{ tulangan}$$

Untuk tulangan spiral karena jarak maksimal yang diijinkan adalah 75 mm menurut SNI 2845-2013 maka digunakan spiral dengan jarak 75 mm untuk sepanjang bentang kolom.

6) Analisis kapasitas geser

a. Menentukan gaya geser yang terjadi pada kolom (Hasil Permodelan).

Untuk kolom diameter 1000 mm, gaya geser yang diperoleh dari permodelan adalah 1424,53 kN.

b. Menentukan geser yang dapat dipikul beton (V_c)

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_{ct}}}{6} \cdot b_w \cdot d \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} \cdot 1000 \cdot \left(1000 - 50 - 10 - \frac{19}{2}\right) = 849,42 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Mengecek apakah tulangan geser dibutuhkan

Tulangan geser dibutuhkan apabila V_u/Φ melebihi $0,5V_c$.

$$\frac{V_u}{\phi} = \frac{1424,53}{0,75} = 1899,37 \text{ kN}$$

$$0,5V_c = 424,71 \text{ kN}$$

$$\frac{V_u}{\phi} > 0,5V_c, \text{ dibutuhkan tulangan geser}$$

d. Cek Persyaratan Kekuatan Geser

$$V_s = \frac{\pi}{2} \cdot \left(\frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_s^2 \cdot f_{yt} \cdot d}{s} \right)$$

$$= 642,85 \text{ kN}$$

$$V_c + V_s = 1492,27 \text{ kN}$$

$$V_c + V_s > \frac{V_u}{\phi}, \text{ hanya butuh luas tulangan geser.}$$

$$A_v = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi \cdot f_{yt} \cdot \frac{d_c}{s}}$$

$$= 187,49 \text{ mm}^2$$

Luas tulangan yang digunakan $A_v = 7,49 \text{ mm}^2$

Gunakan tulangan $D_s = 19 \text{ mm}$

Maka digunakan tulangan geser:

$$D19 - 75 \text{ mm}$$

7) Perhitungan Kepala Pilar

Mutu beton yang digunakan = 30 Mpa dan Mutu baja tulangan = 420 Mpa

Rencanakan tulangan pada kepala pilar

Perhitungan tulangan kepala pilar

a) Desain tulangan lentur kepala pilar

Faktor β_1 harus diambil sebesar:

$$\beta_1 = 0,85 \quad f'_c \leq 30$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f'_c - 30) \quad f'_c > 30$$

Momen di kepala pilar $M_{\text{Positif}} = 5181,86 \text{ kN.m}$

$$M_{\text{negatif}} = 183,9 \text{ kN.m}$$

Tulangan atas

Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Lebar bawah kepala pilar	$b_{\text{bawah}} = 3000 \text{ mm}$
Tinggi kepala pilar	$h = 2650 \text{ mm}$
Tinggi efektif	$d_e = 2600 \text{ mm}$
	$\beta_1 = 0,85$
Faktor reduksi lentur	$\phi_f = 0,9$
Momen ultimit	$M_u = 5181,86 \text{ kN.m}$
Regangan beton	$\epsilon_c = 0,003$
Inersia gross penampang	$I_g = \frac{1}{12} \cdot b_{\text{bawah}} \cdot h^3$ $= 4652406250000 \text{ mm}^4$
Jarak dari serat tarik ke sumbu netral	$y_t = 1000 \text{ mm}$
Faktor variabilitas retak lentur	$\gamma_1 = 1,6$
Rasio kuat leleh minimum Dengan kuat tarik ultimit	$\gamma_3 = 0,75$
Luas tulangan yang diperlukan	$A_{s,\text{req}} = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot 0,85 \cdot d_e} = 6202,997 \text{ mm}^2$
Luas tulangan minimum 1	$A_{s,\text{min1}} = \frac{\sqrt{f'_c \text{ MPa}}}{4 \cdot f_y} \cdot b_{\text{bawah}} \cdot d_e$ $= 25429,97 \text{ mm}^2$
Luas tulangan minimum 2	$A_{s,\text{min2}} = \frac{1,4}{\frac{f_y}{\text{MPa}}} \cdot b_{\text{bawah}} \cdot d_e$ $= 26000 \text{ mm}^2$
Luas tulangan dibutuhkan	$= A_{s,\text{req}}$ if $A_{s,\text{min2}} \leq A_{s,\text{req}} \leq A_{s,\text{min1}}$ $\frac{4}{3} \cdot A_{s,\text{req}}$
Luas_Tul_dibutuhkan	$= 8270,66 \text{ mm}^2$
Tulangan atas yang digunakan:	
Diameter tulangan	$D = 25 \text{ mm}$
Luas satu tulangan	$A_{s,\text{tul}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 490,87 \text{ mm}^2$

Jumlah tulangan $n_{tul} = 16$
 Luas tulangan yang digunakan $A_{s.used} = A_{s.tul} \cdot n_{tul}$
 $= 7853,96 \text{ mm}^2$
 Periksa $A_{s.used} > A_{s.req}$...Oke
 Resume digunakan tulangan 16D25 (H1)

Pemeriksaan kepala pilar terhadap kapasitas lentur

Jika tulangan tarik adalah tulangan atas:

Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen $a = \frac{A_{s.used} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{bawah}} = 43,119 \text{ mm}$

Momen nominal penampang

$$M_n = A_{s.used} \cdot f_y \left(d_e - \frac{a}{2} \right) = 8505,41 \text{ kN.m}$$

Kapasitas momen nominal penampang $\phi_f \cdot M_n = 7654,87 \text{ kN.m}$

Cek_Kapasitas_Lentur = "Oke" if $\phi_f \cdot M_n \geq M_u$ = "Oke"

Jarak dari serat tekan terluar $c = \frac{a}{\beta_1} = 50,728 \text{ mm}$

Ke sumbu netral

Regangan baja $\epsilon_s = \left(\frac{d_e - c}{c} \right) \cdot \epsilon_c = 0,150$

Batas regangan tarik $\epsilon_{tl} = 0,005$

Karena regangan baja yang didapatkan besar dari batas regangan tarik maka faktor reduksi yang telah digunakan sebesar 0,9 sudah tepat.

$\epsilon_s > \epsilon_{tl}$ maka $\phi_f = 0,9$

Momen tahanan nominal penampang $M_r = \phi_f \cdot M_n = 7654,87 \text{ kN.m}$

Modulus rupture $f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 3,45 \text{ MPa}$

Momen retak $M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot \frac{I_g}{y_t} = 19260,96 \text{ kN.m}$

Persyaratan tulangan minimum

$$1,33 \cdot M_u = 6891,87 \text{ kN.m}$$

$$1,2 \cdot M_{cr} = 23113,15 \text{ kN.m}$$

Maka luas tulangan minimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari $1,33M_u$ atau $1,2M_{cr}$. Karena $1,33M_u$ lebih kecil dari $1,2M_{cr}$, maka yang menentukan luas tulangan minimum adalah $1,33M_u$.

Dari perhitungan yang telah dilakukan dengan menggunakan tulangan lentur 16D25 diperoleh momen tahanan nominal penampang sebesar 7654,87 kN.m. Nilai ini lebih besar dari nilai momen tulangan minimum $1,33M_u$, sehingga persyaratan tulangan minimum sudah terpenuhi.

Tulangan bawah

Mutu beton	$f'_c = 30 \text{ MPa}$
Mutu baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Lebar bawah kepala pilar	$b_{atas} = 1000 \text{ mm}$
Tinggi kepala pilar	$h = 2650 \text{ mm}$
Tinggi efektif	$d_e = 2600 \text{ mm}$
	$\beta_1 = 0,85$
Faktor reduksi lentur	$\phi_f = 0,9$
Momen ultimit	$M_u = 183,9 \text{ kN.m}$
Regangan beton	$\epsilon_c = 0,003$
Inersia gross penampang	$I_g = \frac{1}{12} \cdot b_{atas} \cdot h^3$ $= 155080208300 \text{ mm}^4$
Jarak dari serat tarik ke sumbu netral	$y_t = 1000 \text{ mm}$
Faktor variabilitas retak lentur	$\gamma_1 = 1,6$
Rasio kuat leleh minimum Dengan kuat tarik ultimit	$\gamma_3 = 0,75$
Luas tulangan yang diperlukan	$A_{s.req} = \frac{M_u}{\phi_f \cdot f_y \cdot 0,85 \cdot d_e} = 220,14 \text{ mm}^2$
Luas tulangan minimum 1	$A_{s.min1} = \frac{\sqrt{f'_c \text{ MPa}}}{4 \cdot f_y} \cdot b_{atas} \cdot d_e$ $= 8476,66 \text{ mm}^2$
Luas tulangan minimum 2	$A_{s.min2} = \frac{1,4}{f_y \text{ MPa}} \cdot b_{atas} \cdot d_e$ $= 8666,6 \text{ mm}^2$

$$\text{Luas_Tul_dibutuhkan} = A_{s,\text{req}} \text{ if } A_{s,\text{min}2} \leq A_{s,\text{req}} \leq A_{s,\text{min}1}$$

$$\frac{4}{3} \cdot A_{s,\text{req}}$$

$$\text{Luas_Tul_dibutuhkan} = 293,52 \text{ mm}^2$$

Tulangan bawah yang digunakan:

$$\text{Diameter tulangan} \quad D = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Luas satu tulangan} \quad A_{s,\text{tul}} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = 78,539 \text{ mm}^2$$

$$\text{Jumlah tulangan} \quad n_{\text{tul}} = 6$$

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan yang digunakan} \quad A_{s,\text{used}} &= A_{s,\text{tul}} \cdot n_{\text{tul}} \\ &= 471,234 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Periksa} \quad A_{s,\text{used}} > A_{s,\text{req}} \quad \dots \text{Oke}$$

Resume digunakan tulangan 6D10 (H10)

Pemeriksaan balok terhadap kapasitas lentur

Jika tulangan tarik adalah tulangan atas:

$$\text{Tinggi blok tegangan persegi ekuivalen} \quad a = \frac{A_{s,\text{used}} \cdot f_y}{0,85 \cdot f'_c \cdot b_{\text{atas}}} = 7,761 \text{ mm}$$

Momen nominal penampang

$$M_n = A_{s,\text{used}} \cdot f_y \left(d_e - \frac{a}{2} \right) = 513,819 \text{ kN.m}$$

$$\text{Kapasitas momen nominal penampang} \quad \phi_f \cdot M_n = 462,437 \text{ kN.m}$$

$$\text{Cek_Kapasitas_Lentur} = \text{“Oke” if } \phi_f \cdot M_n \geq M_u = \text{“Oke”}$$

$$\text{Jarak dari serat tekan terluar} \quad c = \frac{a}{\beta_1} = 9,13 \text{ mm}$$

Ke sumbu netral

$$\text{Regangan baja} \quad \epsilon_s = \left(\frac{d_e - c}{c} \right) \cdot \epsilon_c = 0,851$$

$$\text{Batas regangan tarik} \quad \epsilon_{tl} = 0,005$$

Karena regangan baja yang didapatkan besar dari batas regangan tarik maka faktor reduksi yang telah digunakan sebesar 0,9 sudah tepat.

$$\epsilon_s > \epsilon_{tl} \quad \text{maka } \phi_f = 0,9$$

$$\text{Momen tahanan nominal penampang} \quad M_r = \phi_f \cdot M_n = 462,437 \text{ kN.m}$$

Modulus rupture $f_r = 0,63 \cdot \sqrt{f'_c} \text{ MPa} = 3,45 \text{ MPa}$

Momen retak $M_{cr} = \gamma_3 \cdot \gamma_1 \cdot f_r \cdot \frac{I_g}{y_t} = 642,03 \text{ kN.m}$

Persyaratan tulangan minimum

1,33. $M_u = 244,58 \text{ kN.m}$

1,2. $M_{cr} = 770,436 \text{ kN.m}$

Maka luas tulangan minimum ditentukan berdasarkan nilai terkecil dari $1,33M_u$ atau $1,2M_{cr}$. Karena $1,33M_u$ lebih kecil dari $1,2M_{cr}$, maka yang menentukan luas tulangan minimum adalah $1,33M_u$.

Dari perhitungan yang telah dilakukan dengan menggunakan tulangan lentur 6D10 diperoleh momen tahanan nominal penampang sebesar $462,437 \text{ kN.m}$. Nilai ini lebih besar dari nilai momen tulangan minimum $1,33M_u$, sehingga persyaratan tulangan minimum sudah terpenuhi.

b) Desain tulangan geser kepala pilar

Gaya geser ultimit $V_u = 1120,84 \text{ kN}$

Faktor reduksi kuat geser $\phi_v = 0,75$

Lebar $b_{atas} = 1000 \text{ mm}$

Tinggi efektif $d_e = 2600 \text{ mm}$

Kuat geser yang disumbangkan oleh beton (V_c),

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f'_c} \text{ MPa} \cdot b_{atas} \cdot d_e = 2373,46 \text{ kN.m}$$

$$0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c = 890,04 \text{ kN}$$

Cek: $V_u > 0,5 \cdot \phi_v \cdot V_c$ perlu tulangan geser

Kuat geser yang disumbangkan oleh tulangan geser (V_s),

$$V_s = \frac{V_u}{\phi_v} - V_c = -879,006 \text{ kN}$$

(karena V_u lebih kecil dari V_c jadi kapasitas geser beton nya sudah cukup untuk beban geser yang terjadi tetapi tetap digunakan tulangan minimum.)

Luas tulangan geser minimum/jarak $A_{v_min} = 0,083 \cdot \sqrt{f'_c} \cdot \frac{b_{bawah} \cdot s}{f_y}$
 $= 324,72 \text{ mm}^2$

3.9.2 Analisis Beban Kerja

1) Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (self weight) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural ditambah dengan elemen non struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap. Berat sendiri dibedakan menjadi dua macam yaitu berat sendiri struktural atas dan berat sendiri struktural bawah.

a. Berat Sendiri Struktural Atas

Tabel 3.21 Beban struktur atas

No. Segmen Beban	Parameter Beban			W (kN/m ³)	Berat (kN)	Jarak Titik 0 m	Momen (kNm)
	b m	h m	A m ²				
Abutmen							
1	1	1,48	1,48	24	465,312	0	0
2	3	1,17	3,51	24	1103,544	0	0
3	1	2,801	2,801	24	880,634	0	0
4	5,5	2	11	24	3458,4	0	0
			18,791	PMS	5907,8904	MMS	0

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas

$$P_{MS} = 5907,89 \text{ kN} \times 2$$

$$= 11815,781 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$Y = (b_4 \times h_4 \times \frac{1}{2} b_4 + b_3 \times h_3 \times (225 + \frac{1}{2} b_3) + b_2 \times h_2 \times \frac{1}{2} b_2 + b_1 \times h_1 \times (225 + \frac{1}{2} b_1)) / \text{Luas total}$$

$$Y = (550 \times 200 \times \frac{1}{2} 550 + 100 \times 280,1 \times (225 + \frac{1}{2} 100) + 300 \times 117 \times \frac{1}{2} 300 + 100 \times 148 \times (225 + \frac{1}{2} 100)) / 18791$$

$$Y = 251,651 \text{ cm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak dari titik berat} &= 225 + b_1 + h_{\text{elastomer vertikal}} + \frac{1}{2} b_{\text{elastomervertikal}} \\
 &= 225 + 100 + 1,2 + \frac{1}{2} 48 \\
 &= 350,2 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak gelagar ke abutment} &= \text{jarak dari titik berat} - Y \\
 &= 350,2 - 251,651 \\
 &= 98,548 \text{ cm} = 0,985 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas beban terhadap fondasi

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{b_6}{2} - 2,25 \text{ m} - \left(\frac{1}{2} \times b_{\text{dudukan Gelagar}}\right) + \text{Jarak}_{\text{Gelagar ke Abutment}} + 0,1 \text{ m} \\
 &= \frac{5,5}{2} - 2,25 - \left(\frac{1}{2} \times 0,5\right) + 0,985 + 0,1 \\
 &= 0,457 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas

$$\begin{aligned}
 M_{MS} &= P_{MS} \times e \\
 &= 11815,78 \times 1,335 \\
 &= 7887,033 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

3.9.3 Perhitungan Penulangan Pilar

1) Penulangan Pile Cap

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah X

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{P}{n} + M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2} \\
 P_{\min} &= \frac{P}{n} - M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2}
 \end{aligned}$$

Tabel 3.22 Gaya aksial minimum dan maksimum satu tiang untuk beban arah X

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	Mx (kNm)	P/n (kN)	$\frac{M_X * X_{\max}}{\Sigma X^2}$ (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	36601,152	20387,679	1220,038	239,967	1460,00	980,070
2	Kombinasi 2	20643,056	18345,639	688,101	215,932	904,034	472,169

3	Kombinasi 3	24952,788	18908,565	831,759	222,558	1054,318	609,201
4	Kombinasi 4	27008,024	18887,485	900,267	222,3103	1122,577	677,957
5	Kombinasi 5	18896,778	17115,012	629,892	201,447	831,340	428,444

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah Y

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

Tabel 3.23 Gaya aksial minimum dan maksimum satu tiang untuk beban arah Y

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	MY (kNm)	P/n (kN)	MY * Ymax/ΣY ² (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	36601,152	16983,663	563,09	653,217	1216,31	-90,123
2	Kombinasi 2	20643,056	16478,313	317,585	633,781	951,366	-316,19
3	Kombinasi 3	24952,788	16618,688	383,889	639,180	1023,07	-255,29
4	Kombinasi 4	27008,024	16696,847	415,508	642,186	1057,694	-226,678
5	Kombinasi 5	18896,778	16472,24	290,719	633,547	924,267	-342,82

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Pu max diambil nilai = 1460,0 kN

Jarak tinjau Pu (X) = 0,9 m

Panjang Pile Cap (By) = 13,5 m

Mu = Pu max x X x By

$$= 1460,0 \text{ kN} \times 0,9 \text{ m} \times 13,5 \text{ m}$$

$$= 17739,07 \text{ kN.m}$$

Momen per meter abutment

$$Mu = \frac{Mu}{By}$$

$$= \frac{17739,07}{13,5}$$

$$= 1314,0 \text{ kN/m}$$

a. Penulangan Lentur Pile Cap

$$M_u = 1314,0 \text{ kN/m}$$

$$P_u = 1460,0 \text{ kN}$$

$$\text{Digunakan } D = 28 \text{ mm}$$

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

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

$$\text{Tebal Pile Cap} = 2000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} d' &= h - p - \frac{1}{2} D \\ &= 2000 - 100 - \frac{1}{2} 28 \\ &= 1886 \text{ mm} \end{aligned}$$

Rasio Tulangan :

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{420} = 0,00333$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \frac{0,85 \times \beta_1 \times f_c'}{f_y} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \\ &= 0,75 \times \frac{0,85 \times 0,85 \times 30}{420} \times \left(\frac{600}{600+420} \right) \end{aligned}$$

$$\rho_{\max} = 0,02277$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{desain}} &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} - \sqrt{1 - \frac{4M_u}{1,7\phi f_c' b d^2}} \\ &= \frac{0,85 \times 30}{420} - \sqrt{1 - \frac{4(1104,17 \times 10^6)}{1,7 \times 0,8 \times 30 \times 1000 \times 1884^2}} \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{desain}} = 0,00034$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{desain}}$$

$$\rho_{\text{digunakan}} = 0,003333$$

Luas tulangan (As)

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d' \\ &= 0,003333 \times 1000 \times 1886 \\ &= 6223,8 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 28^2 \times \frac{1000}{6223,8} = 98,935 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Spakai}} = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 28^2 \times \frac{1000}{100} = 6283,185 \text{ mm}^2$$

$A_{\text{Spakai}} > A_s \text{ perlu}$

$$6283,185 > 6223,8$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D28 – 100 (6283,185 mm²)

Untuk tulangan susut diambil 50% dari tulangan pokok (D28)

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 6223,8$$

$$= 3111,9 \text{ mm}^2$$

$$S = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 28^2 \times \frac{1000}{3111,9} = 197,87 \text{ mm} \approx 200 \text{ mm}$$

$$A_{\text{Spakai}} = \frac{\pi}{4} \times d^2 \times \frac{b}{S}$$

$$= \frac{\pi}{4} \times 28^2 \times \frac{1000}{200} = 3173,98 \text{ mm}^2$$

$A_{\text{Spakai}} > A_s \text{ perlu}$

$$3173,98 > 3111,9$$

Jadi, Tulangan yang digunakan D28 – 200 (3173,98 mm²)

b. Tulangan Geser

$$P_u \text{ max diambil dari nilai} = 1460,0 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Gaya geser rencana pile cap, } V_u \text{ Pile Cap} = m \times P_{u_{\text{max}}}$$

$$= 6 \times 1460 \text{ kN}$$

$$= 8760,03 \text{ kN}$$

$$d' = h - p - \frac{1}{2} D$$

$$= 1890,5 \text{ mm}$$

Gaya geser parameter abutment

$$V_u = \frac{V_u}{B_y} = \frac{8760,03}{13,5} = 648,9$$

$$\text{Faktor reduksi tulangan geser, } (\phi) = 0,7$$

$$\text{Tegangan leleh tulangan geser, } (f_y) = 420 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{\sqrt{f_c'}}{6} \times b \times d' \\ &= \frac{\sqrt{30}}{6} \times 1000 \times 1890,5 \\ &= 1725782,492 \text{ N} \\ &= 1725,782 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,7 \times 1725,782 \\ &= 1208,047 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c = 604,023 \text{ kN}$$

$$\frac{1}{2} \phi V_c < \phi V_c < V_u$$

$$604,024 < 1208,047 < 1699,368$$

Maka, hanya diperlukan tulangan geser minimum

Digunakan D13

$$\begin{aligned} \text{Luas tulangan geser sengkang } (A_v) &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times D^2 \\ &= 2 \times \frac{\pi}{4} \times 13^2 \\ &= 265,464 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Jarak tulangan geser yang diperlukan

$$\begin{aligned} S &= \frac{A_v \times f_y}{0,29 \times b} \\ &= \frac{265,464 \times 420}{0,29 \times 1000} \\ &= 384,465 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$S_{\max} = \frac{d'}{2} = \frac{1890,5}{2} = 945,25 \text{ mm, diambil } S_{\max} (1000 \text{ mm})$$

Maka, digunakan tulangan D13 – 500 arah X

Maka, digunakan tulangan D13 – 500 arah Y

3.10 Perhitungan Pondasi Tiang Pancang

1) Data Teknis

a. Material Fondasi

Mutu beton	$f_c' = 30 \text{ MPa}$
Tegangan leleh baja	$f_y = 420 \text{ MPa}$
Modulus elastisitas beton	$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'}$ $= 4700 \times \sqrt{30} \text{ Mpa}$ $= 25742,960 \text{ MPa}$
Berat beton bertulang	$W_c = 24 \text{ kN/m}^3$

b. Fondasi

Berat volume tanah	$W_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$
Kohesi	$(c) = 4,9 \text{ Kpa}$

c. Dimensi Pile Cap

Lebar arah X	$(H_x) = 13,5 \text{ m}$
Lebar arah Y	$(H_y) = 7,5 \text{ m}$

d. Tiang Pancang

Diameter	$(\emptyset) = 0,6 \text{ m}$
Panjang	$(L) = 24 \text{ m}$

e. Data Susunan Tiang Pancang

Jumlah baris tiang pancang	$(n_y) = 6 \text{ buah}$
Jumlah baris tiang pancang	$(n_x) = 4 \text{ buah}$
Jumlah tiang pancang (n)	$= 24 \text{ buah}$
Jarak tiang pancang arah X	$= 2,4 \text{ m}$
Jarak tiang pancang arah Y	$= 2 \text{ m}$

2) Data Dukung Aksial Ijin Tiang Pancang

a. Berdasarkan Material Fondasi

Kuat tekan beton (f_c')	$= 30 \text{ Mpa}$
-----------------------------	--------------------

$$\begin{aligned}
\text{Tegangan ijin beton (fc)} &= 0,3 \times f_c' &= 9000 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Diameter lingkaran luar} &&= 0,6 \text{ m} \\
\text{Diameter lingkaran dalam} &&= 0,4 \text{ m} \\
\text{Luas tampang tiang pancang (A)} &= \frac{\pi}{4} \times D_{\text{Luar}}^2 - \frac{\pi}{4} \times D_{\text{Dalam}}^2 &= 0,157 \text{ m}^2 \\
\text{Panjang tiang pancang (L)} &&= 24 \text{ m} \\
\text{Berat tiang pancang (W)} &= A \times L \times W_c &= 90,432 \text{ kN} \\
\text{Daya dukung ijin tiang pancang (P}_{\text{Ijin}}) &= A \times f_c - W &= 0,157 \times 9000 - 90,432 \\
&&= 1322,57 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b. Berdasarkan Pengujian Standart Penetration Test (SPT)

Tabel 3.24 Data SPT proyek

Kedalaman	N-SPT
0	0
-2	3
-4	2
-6	4
-8	6
-10	8
-12	9
-14	14
-16	13
-18	17
-20	31
-22	50

(Sumber : PT. Waskita Karya)

1. Daya Dukung Tahanan Ujung Tiang, Q_p

$$\begin{aligned}
\text{Diameter tiang pancang, (D)} &= 0,6 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang pancang, (L)} &= 24 \text{ m} \\
\text{Luas tampang tiang pancang (A}_p) &= \frac{\pi}{4} \times D^2 &= 0,283 \text{ m}^2
\end{aligned}$$

Nilai N – SPT rata-rata pada 10 D di atas dan 1 D di bawah ujung tiang

$$N = 31 \text{ pukulan}$$

$$\begin{aligned} q_1 &= 400 \times N \times \frac{L}{D} \\ &= 400 \times 31 \times \frac{24}{0,6} \\ &= 49600 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_2 &= 400 \times N \\ &= 400 \times 31 \\ &= 12400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka, diambil nilai terkecil yaitu 12400 kN/m²

Daya dukung tahanan ujung tiang pancang, (Qp)

$$\begin{aligned} Q_p &= q \times A_p \\ &= 12400 \times 0,283 \\ &= 3509,2 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Daya Dukung Friksi Tiang, Qs

$$\text{Panjang tiang pancang (L)} = 24 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang pancang (D)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Keliling tiang pancang (P)} = \frac{\pi}{D} = 1,884 \text{ m}$$

Nilai N – SPT rata-rata sepanjang tiang

$$N = \frac{0+3+2+4+6+8+9+14+13+17+31+50}{12} = 14 \text{ pukulan}$$

$$\begin{aligned} \text{Tiang perpindahan besar, } f_{av} &= 2 \times N \\ &= 2 \times 14 \\ &= 28 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Daya dukung friksi tiang (Qs)} &= P \times L \times f_{av} \\ &= 1,884 \times 24 \times 28 \\ &= 1266,05 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Maka,

$$\text{Angka keamanan tiang (SF)} = 2,5$$

$$\begin{aligned}
\text{Daya dukung ijin tiang pancang} &= \frac{QQp+QQs}{SF} \\
&= \frac{1266,05+3509,2}{2,5} \\
&= 1910,1 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Berdasarkan kedua perhitungan di atas, diperoleh nilai:

$$\text{Berdasarkan kekuatan bahan} = 1322,56 \text{ kN}$$

$$\text{Berdasarkan pengujian SPT} = 1910,1 \text{ kN}$$

Maka, diperoleh nilai daya dukung ijin tiang pancang

$$P_{\text{Ijin}} = 1322,56 \text{ kN}$$

$$\text{Beban maksimum pilar (P)} = 24800,6 \text{ kN}$$

$$\text{Jumlah pancang (n)} = \frac{P}{P_{\text{Ijin}}} = \frac{24800,6}{1322,56} = 18,75$$

18 Maka, diambil 24 buah

Jarak minimum antar tiang $2,5D < s < 3,5D$ atau 150 cm – 210 cm.

Pemancangan dilakukan dengan jarak X 230 cm dan jarak Y 180 cm sebanyak 30 tiang pancang, di mana jarak tersebut didapatkan dengan menyesuaikan jarak minimum dan maksimum yang diisyaratkan antar tiang pancang.

Tegangan ijin kelompok tiang

$$\text{Diameter tiang pancang (D)} = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah X (Sx)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang pancang arah Y (Sy)} = 2 \text{ m}$$

$$\text{Jumlah baris tiang pancang (m)} = 6 \text{ buah}$$

$$\text{Jumlah tiang pancang dalam satu baris (n)} = 4 \text{ buah}$$

$$\theta = \text{arc.tan} \times \frac{D}{Sx} = \text{arc.tan} \times \frac{0,6}{2,4} = 12,094$$

$$\begin{aligned}
E_f &= 1 - \frac{\theta}{90} \left(\frac{(n-1)m+(m-1)n}{m \times n} \right) \\
&= 1 - \frac{12,094}{90} \left(\frac{(4-1)6+(6-1)4}{4 \times 6} \right)
\end{aligned}$$

$$= 0,787$$

$$\begin{aligned} P_{Ijin} &= P_{IPPin} \times n \times E_f \\ &= 1322,57 \times 30 \times 0,745 \\ &= 25107,63 \text{ kN} > 24800,46 \text{ kN (Konstruksi Aman)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{Ijin} \text{ untuk satu tiang pancang} &= P_{IPPin} \times E_f \\ &= 1322,568 \times 0,787 \\ &= 1040,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Gaya Aksial pada Tiang Pancang

$$\text{Jumlah tiang pancang (n)} = 24 \text{ buah}$$

$$\text{Jarak pusat beban ke tiang arah y (X}_{i\max}) = 6 \text{ m}$$

$$\text{Jarak pusat beban ke tiang arah x (Y}_{i\max}) = 3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \Sigma X^2 &= (X_{i\max}^2 \times 10) + (X1^2 \times 10) + (X2^2 \times 2,5) \\ &= (5,8^2 \times 12) + (2,3^2 \times 12) + (0^2 \times 6) \\ &= 509,76 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma Y^2 &= (Y_{i\max}^2 \times 2) + (Y1^2 \times 2) + (X2^2 \times 1) \\ &= (3,2^2 \times 5) + (3,2^2 \times 5) + (1,6^2 \times 1) \\ &= 78 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah X

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_X \times \frac{X_{i\max}}{\Sigma X^2}$$

Tabel 3.25 Gaya aksial minimum dan maksimum satu tiang untuk beban arah X

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	M _X (kNm)	P/n (kN)	M _X * X _{max} /ΣX ² (kN)	P _{max} (kN)	P _{min} (kN)
1	Kombinasi 1	24800,46	8252,004	826,68	97,128	923,810	729,553
2	Kombinasi 2	8842,363	4167,924	294,745	49,057	343,802	245,687

3	Kombinasi 3	13152,095	5293,776	438,403	62,309	500,712	376,094
4	Kombinasi 4	15207,331	5251,616	506,911	61,812	568,723	445,098
5	Kombinasi 5	7096,085	1706,67	236,536	20,087	256,624	216,448

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Gaya aksial maksimum yang diterima satu tiang arah Y

$$P_{\max} = \frac{P}{n} + M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

$$P_{\min} = \frac{P}{n} - M_y \times \frac{F_{i\max}}{\Sigma F^2}$$

Tabel 3.26 Gaya aksial minimum dan maksimum satu tiang untuk beban arah Y

No.	Kombinasi Beban	P (kN)	MY (kNm)	P/n (kN)	MY * Ymax/ΣY ² (kN)	Pmax (kN)	Pmin (kN)
1	Kombinasi 1	24800,46	721,986	826,681	27,768	854,450	798,913
2	Kombinasi 2	8842,363	216,636	294,745	8,332	303,077	286,41
3	Kombinasi 3	13152,095	357,011	438,403	13,731	452,134	424,67
4	Kombinasi 4	15207,331	435,17	506,911	16,737	523,648	490,173
5	Kombinasi 5	7096,085	210,562	236,536	8,098	244,634	228,437

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Kontrol Daya Ijin Tiang Pancang

Tabel 3.27 Daya dukung ijin aksial terhadap beban arah X

No.	Kombinasi Beban	%Pijin	Pmax (kN)	Kontrol Terhadap p Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100%	923,810074	< 100% x Pijin	1046,15129	Aman

2	Kombinas i 2	125%	343,802919 2	< 125% x Pijin	1307,6891 1	Aman
3	Kombinas i 3	140%	500,712206 2	< 140% x Pijin	1464,6118	Aman
4	Kombinas i 4	150%	568,723839 4	< 150% x Pijin	1569,2269 3	Aman
5	Kombinas i 5	140%	256,624090 4	< 140% x Pijin	1464,6118	Aman

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)

Tabel 3.28 Daya dukung ijin aksial terhadap beban arah Y

No.	Kombinasi Beban	% Pijin	Pmax (kN)	Kontrol Terhadap Daya Dukung Ijin	Pijin (kN)	Keterangan
1	Kombinasi 1	100%	854,450659	< 100% x Pijin	1046,15129	Aman
2	Kombinasi 2	125%	303,0775872	< 125% x Pijin	1307,68911	Aman
3	Kombinasi 3	140%	452,134359	< 140% x Pijin	1464,6118	Aman
4	Kombinasi 4	150%	523,648341	< 150% x Pijin	1569,22693	Aman
5	Kombinasi 5	140%	244,6347051	< 140% x Pijin	1464,6118	Aman

(Sumber : Hasil Perhitungan, 2025)