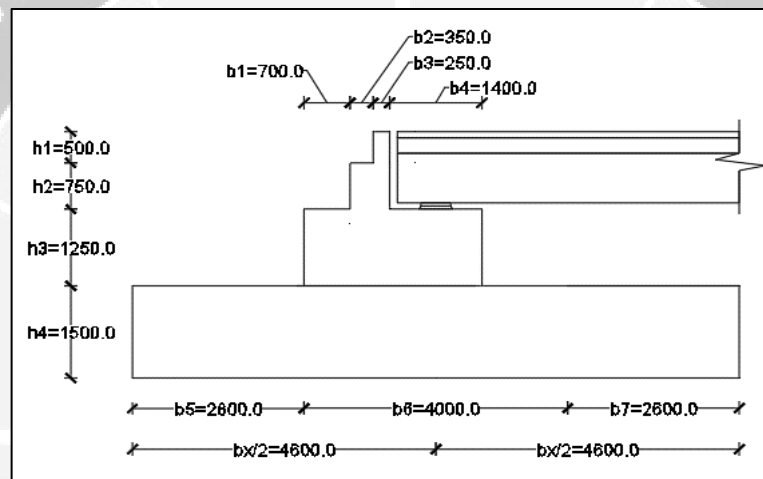


BAB V

PERHITUNGAN ABUTMENT DAN FONDASI

5.1 Analisis Pembebanan Abutment

Beban pada struktur abutment jembatan serengkah direncanakan untuk dapat meneruskan beban struktur atas dan aksi lainnya ke struktur pondasi. Sketsa struktur abutment dapat dilihat pada Gambar 5.1.



Gambar 5.1 Sketsa *Abutment* (m)

Keterangan :

h_1	=	0.51 m	b_3	=	0.25 m
h_2	=	0.75 m	b_4	=	1.40 m
h_3	=	1.25 m	b_5	=	2.60 m
h_4	=	1.50 m	b_6	=	4.00 m
b_1	=	0.70 m	b_7	=	2.60 m
b_2	=	0.35 m	b_x	=	9.20 m

Dimensi melintang *abutment* :

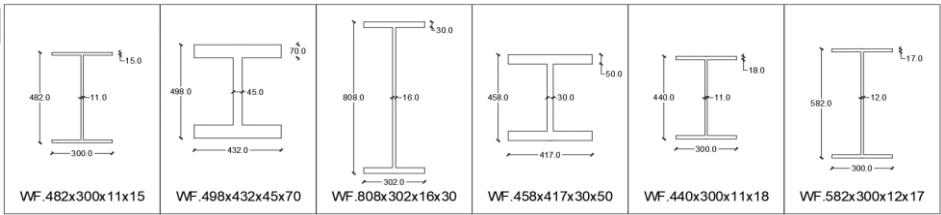
panjang *abutment* (b_y) = 8.00 m

panjang *pile cap* (b_y') = 12.00 m

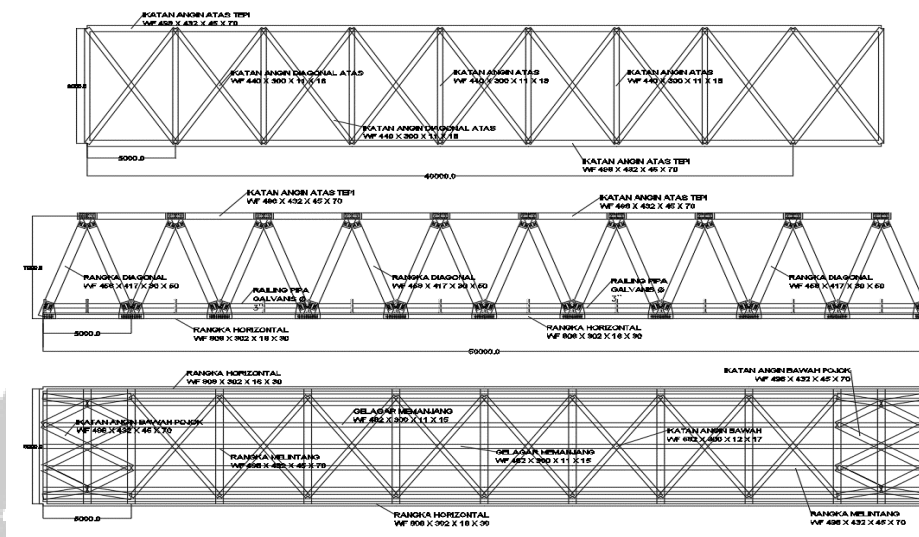
Analisis pembebanan memerlukan parameter dasar untuk merencanakan aksi beban yang bekerja pada *abutment*. Parameter dasar yang akan digunakan sebagai berikut :

mutu beton		=	K- 300
mutu baja tulangan		=	U-39
tanah timbunan :	berat volume (W_s)	=	17.20 kN/m ³
	sudut gesek ($\emptyset$)	=	35.00 °
	kohesi (C)	=	0.00 kN/m ²
tanah asli :	berat volume (W_s)	=	18.00 kN/m ³
	sudut gesek ($\emptyset$)	=	28.00 °
	kohesi (C)	=	15.00 kN/m ²

Data struktur atas menggunakan hasil Perancangan Struktur Atas Jembatan Serengkah (Belaban, 2018) dengan gambar profil baja yang digunakan dan sketsa jembatan rangka baja masing-masing pada Gambar 5.2 dan Gambar 5.3.



Gambar 5.2 Profil Baja Struktur Atas



Gambar 5.3 Sketsa Jembatan Rangka Baja (Belaban, 2018)

Keterangan :

gelagar Memanjang	=	WF.482x300x11x15
rangka Melintang	=	WF.498x432x45x70
ikatan Angin Atas Tepi	=	WF.498x432x45x70
ikatan Angin Bawah Pojok	=	WF.498x432x45x70
rangka Horizontal	=	WF.808x302x16x30
rangka Diagonal	=	WF.458x417x30x50
ikatan Angin Atas	=	WF.440x300x11x18
ikatan Angin Bawah	=	WF.582x300x12x17
tinggi Jembatan (h_j)	=	7 m
bentang jembatan (L)	=	50 m
lebar jembatan (b_y)	=	8 m
berat Jenis Baja Profil WF	=	77 kN/m ³

berat jenis beton bertulang (W_c) = 25 kN/m³

5.1.1 Berat sendiri (MS)

Berat sendiri (MS) dihitung berdasarkan jumlah berat sendiri struktur atas dan berat sendiri struktur bawah. Perhitungan berat rangka baja struktur atas disajikan dalam Tabel 5.1.

Tabel 5.1 Perhitungan Berat Rangka Baja Struktur Atas Jembatan

No.	Profil	Panjang Total (m)	Luas Penampang (m ²)	Berat Jenis (kN/m ³)	Berat Profil (kN)
1	Gelagar memanjang	350.00	0.01	77.00	393.47
2	Rangka melintang Ikatan angin atas tepi Ikatan angin bawah pojok	227.56	0.08	77.00	1349.20
3	Rangka horizontal	100.00	0.03	77.00	237.16
4	Rangka diagonal	297.20	0.05	77.00	1210.58
5	Ikatan angin atas	249.74	0.02	77.00	301.91
6	Ikatan angin bawah	137.60	0.02	77.00	184.36
Total =					3676.69

Total berat plat lantai jembatan = $L \times b_y \times t_p \times W_c$ (kN)

bentang jembatan (L) = 50 m

$$\text{lebar jembatan } (b_y) = 8 \text{ m}$$

$$\text{tebal plat lantai jembatan } (t_p) = 0.25 \text{ m}$$

$$\text{berat jenis beton bertulang } (W_c) = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} \text{total berat plat lantai jembatan} &= 50 \times 8 \times 0.25 \times 25 \\ &= 2500 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{Total berat struktur atas} = (\text{Total berat rangka baja}) + (\text{Total berat plat lantai jembatan})$$

$$\text{total berat rangka baja} = 3676.7 \text{ kN}$$

$$\text{total berat plat lantai jembatan} = 2500 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{total berat struktur atas} &= 3676.7 + 2500 \\ &= 6176.7 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban struktur atas yang diterima *abutment* ($P_{MS.1}$):

$$P_{MS.1} = 0.5 \times (\text{Total berat struktur atas})$$

$$\text{total berat struktur atas} = 6176.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} P_{MS.1} &= 0.5 \times 6176.7 \\ &= 3088.3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas (e) beban sendiri struktur atas terhadap fondasi:

$$e = \frac{-b_x}{2} + b_5 + \frac{b_6}{2}$$

$$b_x = 9.2 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.6 \text{ m}$$

$$b_6 = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{-(9.2)}{2} + 2.6 + \frac{4}{2}$$

$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat berat sendiri struktur atas ($M_{MS.1}$):

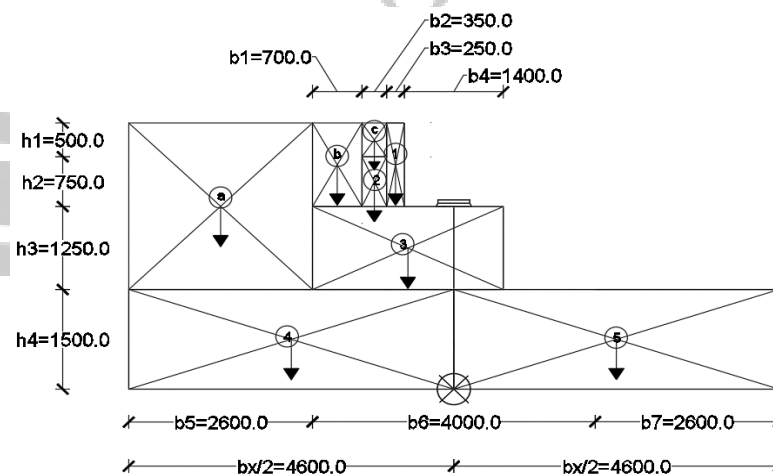
$$M_{MS.1} = P_{MS.1} \times e$$

$$P_{MS.1} = \text{beban struktur atas yang diterima} \\ \text{abutment (kN)} = 3088.3 \text{ kN}$$

$$e = \text{eksentrisitas (m)} = 0 \text{ m}$$

$$M_{MS.1} = 3088.3 \times 0 \\ = 0 \text{ kN.m}$$

Berat sendiri struktur bawah dihitung dari berat sendiri *abutment* ditambah dengan berat tanah timbunan diatas *pile cap*. Permodelan dan perhitungan berat sendiri *abutment* masing - masing pada Gambar 5.2 dan Tabel 5.2.



Gambar 5.4 Permodelan Berat Sendiri *Abutment*

Tabel 5.2 Perhitungan Berat Sendiri *Abutment*

No	Dimensi		Luas (m ²)	Lebar (m)	Berat jenis (kN/m ³)	Berat (kN)	Lengan (m)	Momen (kN.m)
	Lebar (m)	Panjang (m)						
	(b)	(h)	(b)x(h)	(p)	(W)	(b)x(h)x(p)x (W)	(X)	(Berat)x(X)
<i>Abutment</i>								
1	0.25	1.26	0.31	8	25	62.90	0.83	51.89
2	0.35	0.75	0.26	8	25	52.50	1.13	59.06
3	2.70	1.25	3.38	8	25	675.00	0.65	438.75
4	4.60	1.50	6.90	8	25	1380.00	2.30	3174
5	4.60	1.50	6.90	8	25	1380.00	-2.30	-3174
						3550.40		549.71
<i>Tanah</i>								
a	2.60	2.51	6.52	9.20	17.20	1031.85	3.30	3405.11
b	0.70	1.26	0.88	9.20	17.20	139.35	1.65	229.92
c	0.35	0.51	0.18	9.20	17.20	28.14	1.13	31.65
						1199.33		3666.68

$$P_{MS.2} = 4749.7 \quad M_{MS.2} = 4216.4$$

Beban total akibat berat sendiri ($\sum P_{MS}$):

$$\sum P_{MS} = P_{MS.1} + P_{MS.2}$$

$$\text{total berat struktur atas } (P_{MS.1}) = 3088.3 \text{ kN}$$

$$\text{total berat } abutment \text{ } (P_{MS.2}) = 4749.7 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}\sum P_{MS} &= 3088.3 + 4749.7 \\ &= 7838.1 \text{ kN}\end{aligned}$$

Momen total akibat berat sendiri ($\sum M_{MS}$):

$$\begin{aligned}\sum M_{MS} &= M_{MS.1} + M_{MS.2} \\ M_{MS.1} &= \text{momen pada fondasi akibat berat} \\ &\quad \text{sendiri struktur atas (kN.m)} \\ &= 0 \text{ kN.m} \\ M_{MS.2} &= \text{momen pada fondasi akibat berat} \\ &\quad \text{sendiri struktur bawah (kN.m)} \\ &= 4216.4 \text{ kN.m} \\ \sum M_{MS} &= 0 + 4216.4 \\ &= 4216.4 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

5.1.2 Beban mati tambahan (MA)

Beban mati tambahan diasumsikan sebagai beban yang bekerja selama umur jembatan sebagai elemen non-struktural, dan besarnya dapat berubah. *Overlay* perkerasan jalan setebal 10 cm dengan berat jenis 22 kN/m^3 dan genangan air hujan setebal 5 cm dengan berat jenis 9.8 kN/m^3 dianggap sebagai beban mati tambahan yang bekerja pada sepanjang bentang jembatan.

Perhitungan beban mati tambahan sebagai berikut :

$$\text{Beban overlay} = t_o \times b_y \times L \times W_o \text{ (kN)}$$

$$t_o = \text{asumsi tebal overlay (m)} = 0.1 \text{ m}$$

$$b_y = \text{lebar jembatan arah melintang (m)} = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 L &= \text{bentang jembatan (m)} &= 50 \text{ m} \\
 W_o &= \text{berat jenis overlay (kN/m}^3\text{)} &= 22 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{beban overlay} &= 0.1 \times 8 \times 50 \times 22 \\
 &= 880 \text{ kN} \\
 \text{Beban air hujan} &= t_w \times b_y \times L \times W_w \\
 t_o &= \text{asumsi tebal air hujan (m)} &= 0.05 \text{ m} \\
 b_y &= \text{lebar jembatan arah melintang (m)} &= 8 \text{ m} \\
 L &= \text{bentang jembatan (m)} &= 50 \text{ m} \\
 W_w &= \text{berat jenis air hujan (kN/m}^3\text{)} &= 9.81 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{beban air hujan} &= 0.05 \times 8 \times 50 \times 9.81 \\
 &= 196.2 \text{ kN} \\
 \Sigma \text{ Beban MA} &= 880 + 196.2 \\
 &= 1076.2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban yang diterima *abutment* (P_{MA}):

$$\begin{aligned}
 P_{MA} &= 0.5 \times \Sigma \text{ Beban MA} \\
 &= 0.5 \times 1076.2 \\
 &= 538.1 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Eksentrisitas (e) beban sendiri struktur atas terhadap fondasi:

$$e = \frac{-b_x}{2} + b_5 + \frac{b_6}{2}$$

$$b_x = 9.2 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.6 \text{ m}$$

$$b_6 = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{-(9.2)}{2} + 2.6 + \frac{4}{2}$$

$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban mati tambahan (M_{MA}):

$$M_{MA} = P_{MA} \times e \text{ kN.m}$$

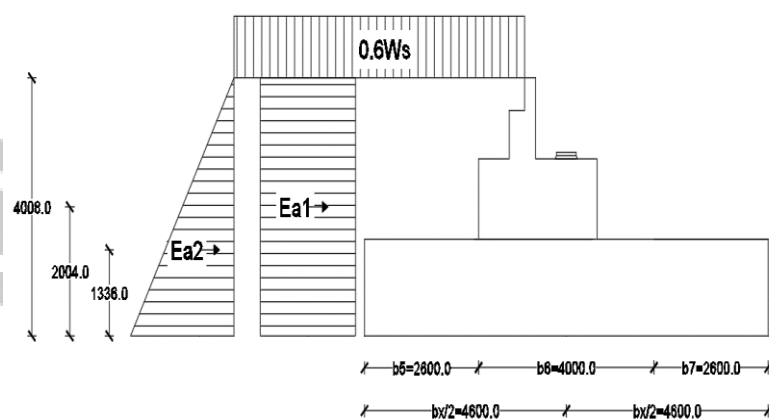
$$P_{MA} = \text{beban yang diterima } abutment \text{ (kN)} = 538.1 \text{ kN}$$

$$e = \text{eksentrisitas (m)} = 0 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{MA} &= 538.1 \times 0 \\ &= 0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.1.3 Tekanan tanah (TA)

Tekanan tanah dianggap sebagai beban yang bekerja secara horizontal terhadap *abutment* akibat tekanan tanah aktif dan berat timbunan ekuivalen beban kendaraan. Diagram tekanan tanah dapat dilihat pada Gambar 5.5.



Gambar 5.5 Diagram Tekanan Tanah

Perhitungan beban mati akibat berat timbunan ekivalen beban kendaraan :

$$E_{a1} = (0.6 \times W_s) \times H \times K_a \times b_y$$

$$W_s = \text{berat jenis tanah timbunan (kN/m}^3\text{)} = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$H = (h_1+h_2+h_3+h_4) \text{ (m)} = 4 \text{ m}$$

$$W_s = \tan^2 (45^\circ - (\phi/2))$$

$$\phi = \text{sudut gesek tanah (dalam derajat)} = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - (28/2))$$

$$= 0.27099005$$

$$b_y = \text{panjang abutment (m)} = 8 \text{ m}$$

$$E_{a1} = 0.6 \times 18 \times 4.008 \times 0.271 \times 8$$

$$= 93.841 \text{ kN}$$

Perhitungan beban mati akibat tekanan tanah aktif :

$$E_{a2} = 0.5 \times W_s \times H^2 \times K_a \times b_y$$

$$W_s = \text{berat jenis tanah timbunan (kN/m}^3\text{)} = 17 \text{ kN/m}^3$$

$$H = (h_1+h_2+h_3+h_4) \text{ (m)} = 4 \text{ m}$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - (\phi/2))$$

$$\phi = \text{sudut gesek tanah (dalam derajat)} = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - (28/2))$$

$$= 0.27099005$$

$$b_y = \text{panjang abutment (m)} = 8 \text{ m}$$

$$E_{a2} = 0.5 \times 17 \times 16 \times 0.271 \times 8$$

$$= 299.5 \text{ kN}$$

$$T_{TA} = E_{a1} + E_{a2}$$

$$= 393.34 \text{ kN}$$

Perhitungan momen akibat tekanan tanah (M_{TA}) :

$$M_{TA} = E_{a1} \times y_1 + E_{a2} \times y_2$$

$$y_1 = \text{lengan } E_{a1} \text{ terhadap titik sentris beban (m)} = 2 \text{ m}$$

$$y_2 = \text{lengan } E_{a2} \text{ terhadap titik sentris beban (m)} = 1.3 \text{ m}$$

$$M_{TA} = 93.841 \times 2 + 299.5 \times 1.3$$

$$= 587.82 \text{ kN.m}$$

5.1.4 Beban lajur "D" (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (*Uniformly Distributed Load*), BTR dan beban garis (*Knife Edge Load*), BGT seperti pada gambar 1 BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total (L) yang dibebani lalu-lintas seperti Gambar 5.6 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

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

$$q = 9 * (0.5 + 15 / L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

untuk panjang bentang;

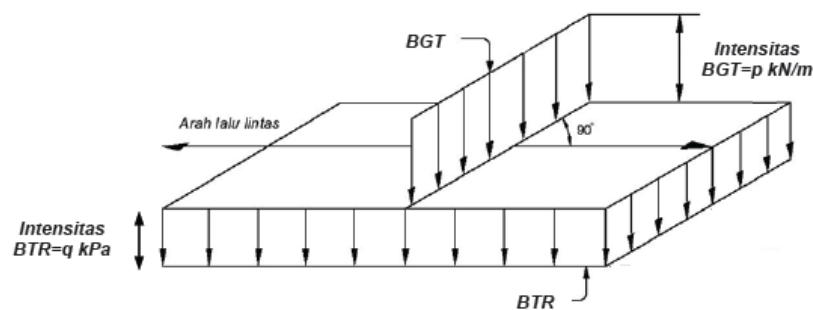
$$L = 50 \text{ m}$$

$$q = 9 * (0.5 + 15 / L)$$

$$q = 7.2 \text{ kPa}$$

BGT mempunyai intensitas;

$$p = 49 \text{ kN/m}$$



Gambar 5.6 Beban lajur "D"

Faktor beban dinamis untuk BGT diambil dengan ketentuan sebagai berikut :

$$DLA = 0.4 \quad \text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50) \quad \text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0.3 \quad \text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$

Bentang jembatan Serengkah menurut hasil perancangan Belaban (2018) adalah 50 meter, dengan lantai kendaraan 7 meter. Maka dapat diasumsikan nilai DLA adalah 0.4

Besar beban lajur "D" :

$$P_{TD} = (0.5 \times q \times L \times (b_{lk} - 5.5) + q \times L \times 5.5) / 2 + 0.5 \times p \times DLA \times (b_{lk} - 5.5) + p \times DLA \times 5.5$$

$$L = \text{bentang jembatan (m)} = 50 \text{ m}$$

$$b_{lk} = \text{lebar lantai kendaraan (m)} = 7 \text{ m}$$

$$DLA = \text{faktor beban dinamis} = 0.4$$

$$P_{TD} = 1247.5 \text{ kN}$$

Eksentrisitas (e) beban lajur "D" terhadap fondasi:

$$e = \frac{-b_x}{2} + b_5 + \frac{b_6}{2}$$

$$b_x = 9.2 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.6 \text{ m}$$

$$b_6 = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{-(9.2)}{2} + 2.6 + \frac{4}{2}$$

$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban lajur "D" (M_{TD}):

$$M_{TD} = P_{TD} \times e$$

$$P_{TD} = \text{besar beban lajur "D" (kN)} = 1247.5 \text{ kN}$$

$$e = \text{eksentrisitas beban (m)} = 0 \text{ m}$$

$$M_{TD} = 1247.5 \times 0$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

5.1.5 Beban pejalan kaki (TP)

Jembatan jalan raya direncanakan memikul beban hidup merata pada trotoar yang besarnya tergantung pada luas bidang trotoar yang didukungnya. Perhitungan beban pejalan kaki sebagai berikut:

Beban hidup merata (q) :

$$\text{untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 : q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2 : q = 5 - 0.033 \times (A - 10) \text{ kPa}$$

untuk $A > 100 \text{ m}^2$: $q = 2$ kPa

Luas bidang trotoar pada jembatan (A):

$$A = n \times b_{tr} \times L \text{ (m}^2\text{)}$$

$$b_{tr} = \text{lebar trotoar (m)} = 0.5 \text{ m}$$

$$L = \text{bentang jembatan (m)} = 50 \text{ m}$$

$$n = \text{jumlah trotoar} = 2$$

$$\begin{aligned} A &= 2 \times 0.5 \times 50 \\ &= 50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

luasan trotoar memenuhi syarat; $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$, maka besar q yang bekerja dihitung berdasarkan rumus :

$$\begin{aligned} q &= 5 - 0.033 \times (A - 10) \\ &= 5 - 0.033 \times (50 - 10) \\ &= 3.680 \text{ kPa} \\ &= 3.680 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban pada *abutment* akibat pejalan kaki (P_{TP}):

$$\begin{aligned} P_{TP} &= 0.5 \times q \times A \\ &= 0.5 \times 3.7 \times 50 \\ &= 92 \text{ kN} \end{aligned}$$

Eksentrisitas (e) beban pejalan kaki terhadap fondasi:

$$e = \frac{-b_x}{2} + b_5 + \frac{b_6}{2}$$

$$b_x = 9.2 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.6 \text{ m}$$

$$b_6 = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{-(9.2)}{2} + 2.6 + \frac{4}{2}$$

$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban pejalan kaki (M_{TP}) :

$$\begin{aligned} M_{TP} &= P_{TP} \times e \\ &= 92 \times 0 \\ &= 0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.1.6 Gaya rem (T_B)

Pengaruh pengereman dari lalu-lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :

$$\text{gaya rem, } T_{TB} = 250 \text{ kN} \quad \text{untuk } L_t \leq 80 \text{ m}$$

$$\text{gaya rem, } T_{TB} = 250 + 2.5 \times (L_t - 80) \text{ kN} \quad \text{untuk } 80 < L_t < 180 \text{ m}$$

$$\text{gaya rem, } T_{TB} = 500 \text{ kN} \quad \text{untuk } L_t \geq 180 \text{ m}$$

Bentang total jembatan Serengkah menurut hasil perancangan Belaban (2018) adalah 50 meter. Maka dapat diasumsikan gaya rem yang bekerja (T_{TB}) sebesar 250 kilo Newton. Perhitungan gaya dan momen akibat pengaruh gaya rem: lengan terhadap fondasi (Y_{TB}) :

$$\begin{aligned}
 Y_{TB} &= (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \text{ (m)} \\
 &= 0.51 + 0.75 + 1.25 + 1.50 \\
 &= 4.01 \text{ m}
 \end{aligned}$$

gaya rem (T_{TB}):

$$T_{TB} = 250 \text{ kN}$$

Momen pada fondasi akibat gaya rem (M_{TB}):

$$\begin{aligned}
 M_{TB} &= Y_{TB} \times T_{TB} \\
 &= 1002.0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

5.1.7 Pengaruh temperatur (ET)

Untuk perhitungan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan. Perhitungan beban akibat temperatur sebagai berikut:

$$T_{ET} = \alpha \times \Delta T \times k \times \frac{L}{2} \times n \text{ (kN)}$$

$$\alpha = \text{Koefisien muai panjang (}/^\circ\text{C)} = 1\text{E-}05 \text{ } /^\circ\text{C}$$

$$\Delta T = \frac{T_{max} - T_{min}}{2}$$

$$T_{max} = \text{temperatur maksimum rata-rata (}^\circ\text{C)} = 40 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$T_{min} = \text{temperatur minimum rata-rata (}^\circ\text{C)} = 15 \text{ }^\circ\text{C}$$

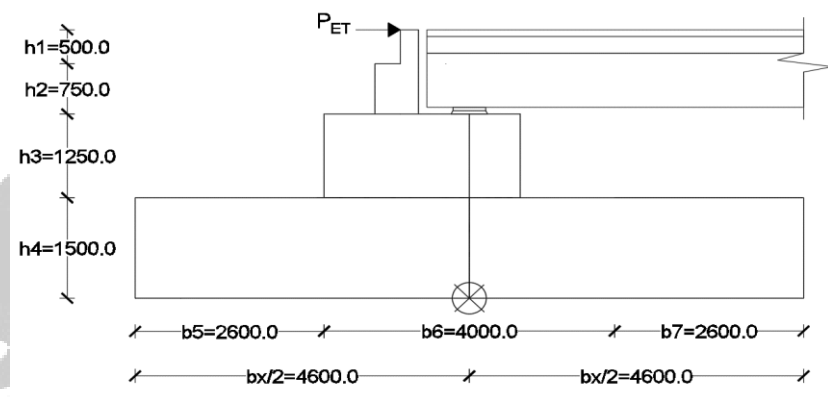
$$\Delta T = \frac{40 - 15}{2} = 12.5 \text{ }^\circ\text{C}$$

$$k = \text{kekuatan geser tumpuan (kN/m)} = 3850 \text{ kN/m}$$

$$L = \text{bentang jembatan (m)} = 50 \text{ m}$$

n = jumlah tumpuan = 9 buah

$$T_{ET} = 129.94 \text{ kN}$$



Gambar 5.7 Beban Akibat Temperatur

lengan terhadap fondasi (Y_{ET}):

$$\begin{aligned} Y_{ET} &= (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \text{ (m)} \\ &= 0.508 + 0.75 + 1.25 + 1.50 \\ &= 4.01 \text{ m} \end{aligned}$$

momen pada fondasi akibat temperatur (M_{ET}):

$$\begin{aligned} M_{ET} &= T_{ET} \times Y_{ET} \\ &= 520.79 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.1.8 Beban angin (EW)

a. Angin yang meniup samping jembatan

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan

rumus:

$$T_{EWI} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad (\text{kN})$$

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1.25$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana (m/det)} = 30 \text{ m/det}$$

$$A_b = \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)}$$

$$= (L + (L - 5)) \times h_j \times 0.5$$

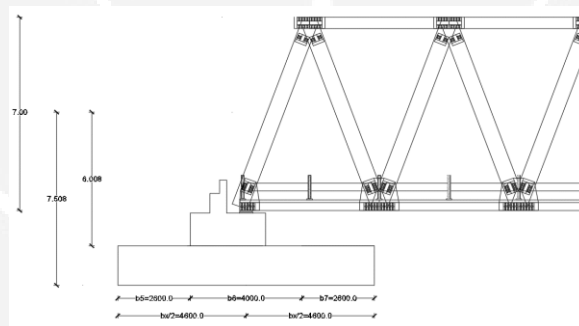
$$L = \text{bentang jembatan (m)} = 50 \text{ m}$$

$$h_j = \text{tinggi struktur atas jembatan (m)} = 7 \text{ m}$$

$$A_b = 332.5 \text{ m}^2$$

beban angin pada abutment (T_{EW1}):

$$T_{EW1} = 224.44 \text{ kN}$$



Gambar 5.8 Bidang Samping Jembatan

Lengan terhadap fondasi (Y_{EW1}):

$$Y_{EW1} = \frac{1}{2} h_j + (h_3 + h_4) \text{ (m)}$$

$$= 3.5 + 1.25 + 1.50$$

$$= 6.25 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat beban angin (M_{EW1}):

$$M_{EW1} = T_{EW1} \times Y_{EW1}$$

$$= 1402.7 \text{ kN.m}$$

b. Angin meniup kendaraan

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

$$T_{EW2} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b \quad (\text{kN})$$

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1.25$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana (m/det)} = 30 \text{ m/det}$$

$$A_b = \text{luas bidang samping jembatan (m}^2\text{)}$$

$$= (L + (L - 5)) \times h_j \times 0.5$$

$$L = \text{bentang jembatan (m)} = 50 \text{ m}$$

$$h_j = \text{tinggi struktur atas jembatan (m)} = 7 \text{ m}$$

$$A_b = 332.5 \text{ m}^2$$

beban akibat angin meniup kendaraan (T_{EW2}):

$$T_{EW2} = 33.75 \text{ kN}$$

lengan gaya angin meniup kendaraan terhadap fondasi (Y_{EW2}):

$$Y_{EW2} = (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \text{ (m)}$$

$$= 0.51 + 0.75 + 1.25 + 1.50$$

$$= 4.01 \text{ m}$$

momen pada fondasi akibat beban angin (M_{EW2}):

$$M_{EW2} = T_{EW2} \times Y_{EW2}$$

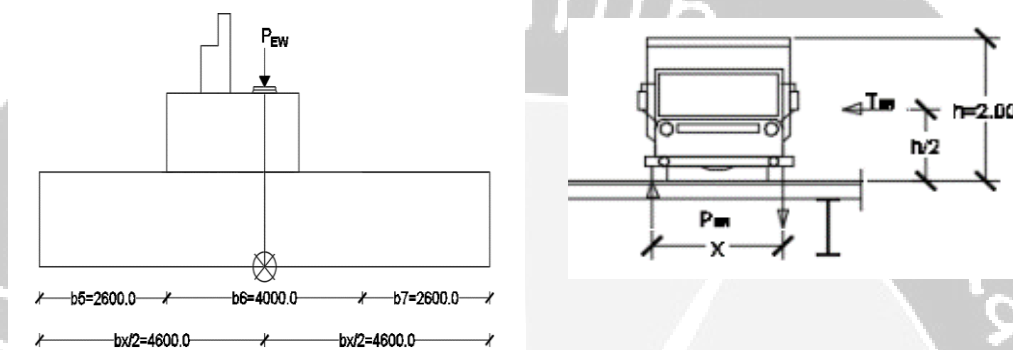
$$= 135.27 \text{ kN.m}$$

c. Beban angin total pada *abutment*

total beban angin pada abutment, $T_{EW} = T_{EW1} + T_{EW2} = 258.19 \text{ kN}$

total momen pada fondasi, $M_{EW} = M_{EW1} + M_{EW} = 1538 \text{ kN.m}$

d. Transfer beban angin ke lantai jembatan



Gambar 5.9 Transfer beban angin

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan (T_{EW3}) :

$$T_{EW3} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$C_w = \text{Koefisien seret} = 1.25$$

$$V_w = \text{Kecepatan angin rencana (m/det)} = 30 \text{ m/det}$$

$$T_{EW2} = 1.35 \text{ kN/m}$$

bidang vertikal yang meniup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2 meter diatas lantai jembatan dan jarak antara roda kendaraan yang ditinjau 1.75 m. Jumlah *girder* yang digunakan struktur atas sebanyak

9 buah, maka perhitungan gaya pada abutment akibat terusan beban angin ke

lantai jembatan (P_{EW}) :

$$P_{EW} = n \times \left(\frac{0.5 \times h}{x \times T_{EW3}} \right) \times \frac{L}{2} \quad (\text{kN})$$

$$= 9 \text{ buah}$$

$$= 2 \text{ m}$$

$$= 1.75 \text{ m}$$

$$= 50 \text{ m}$$

$$P_{EW} = 95.24 \text{ kN}$$

eksentrisitas (e) terusan beban angin ke lantai jembatan :

$$e = \frac{-b_x}{2} + b_5 + \frac{b_6}{2}$$

$$b_x = 9.2 \text{ m}$$

$$b_5 = 2.6 \text{ m}$$

$$b_6 = 4 \text{ m}$$

$$e = \frac{-(9.2)}{2} + 2.6 + \frac{4}{2}$$

$$e = 0 \text{ m}$$

Momen pada fondasi akibat terusan beban angin ke lantai jembatan (M_{PEW}) :

$$M_{PEW} = P_{EW} \times e$$

$$M_{PEW} = 95.238 \times 0$$

$$= 0 \text{ kNm}$$

5.1.9 Beban gempa (EQ)

Beban gempa rencana (T_{EQ}) dihitung dengan rumus :

$$T_{EQ} = K_h \times I \times W_t$$

T_{EQ} = Gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN)

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

$$K_h = C \times S$$

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

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

I = Faktor kepentingan

W_t = Berat total jembatan yang berupa berat sendiri dan beban mati tambahan
 $= P_{MS} + P_{MA}$ (kN)

Waktu getar struktur (T) dihitung dengan rumus :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$W_{TP} = P_{MS.1} + (0.5 \times P_{MS.2})$$

g = percepatan gravitasi (m/det²)

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

a. Beban gempa arah memanjang jembatan (arah x)

Nilai kekakuan *breast wall* (K_p) :

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_c}{L_b^3} \quad (\text{kN/m})$$

dengan: E_c = Modulus elastis beton (Mpa)

$$= 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

f'_c = kuat tekan isyarat beton (Mpa)

$$= 0.83 \times (\text{Mutu Beton}) \times 0.1$$

$$= 0.83 \times 300 \times 0.1$$

$$= 24.9 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{24.9}$$

$$= 23453 \text{ Mpa}$$

$$I_c = \text{Inersia penampang } breast \text{ wall } (\text{m}^4) = \frac{1}{12} \times b \times h^3$$

$$b = b_y \quad (\text{m})$$

$$= 8 \text{ m}$$

$$h = (b_1 + b_2 + b_3 + b_4) \quad (\text{m})$$

$$= 2.7 \text{ m}$$

$$I_c = 13.12 \text{ m}^4$$

$$L_b = \text{tinggi } breast \text{ wall } (\text{m})$$

$$= 4.01 \text{ m}$$

$$K_p = 3 \times 23453 \times \frac{13.12}{4.008^3}$$

$$= 6\text{E}+07 \text{ kN/m}$$

perhitungan waktu getar alami struktur (T) :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$W_{TP} = P_{MS.1} + (0.5 \times P_{MS.2})$$

$$= 3088.34 + (0.5 \times 4749.73)$$

$$= 5463.21 \text{ kN}$$

$$g = \text{percepatan grafitasi (m/det}^2\text{)}$$

$$= 9.81 \text{ m/det}^2$$

$$K_p = \text{Kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan (kN/m)}$$

$$= 6\text{E}+07 \text{ kN/m}$$

$$T = 0.02 \text{ detik}$$

$$C = 0.06 \text{ (wilayah gempa 6, kondisi tanah sedang)}$$

untuk jembatan baja, faktor jenis struktur (S) dihitung dengan rumus :

$$S = 1.0 \times F$$

$$F = \text{faktor perangkakan} = F = 1.25 - 0.025 \times n \text{ (} F \text{ harus diambil } \geq 1)$$

$$n = \text{Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.}$$

$$\text{Untuk, } n = 1 \text{ maka : } F = 1.25 - 0.025 \times n$$

$$= 1.225$$

$$S = 1.0 \times F$$

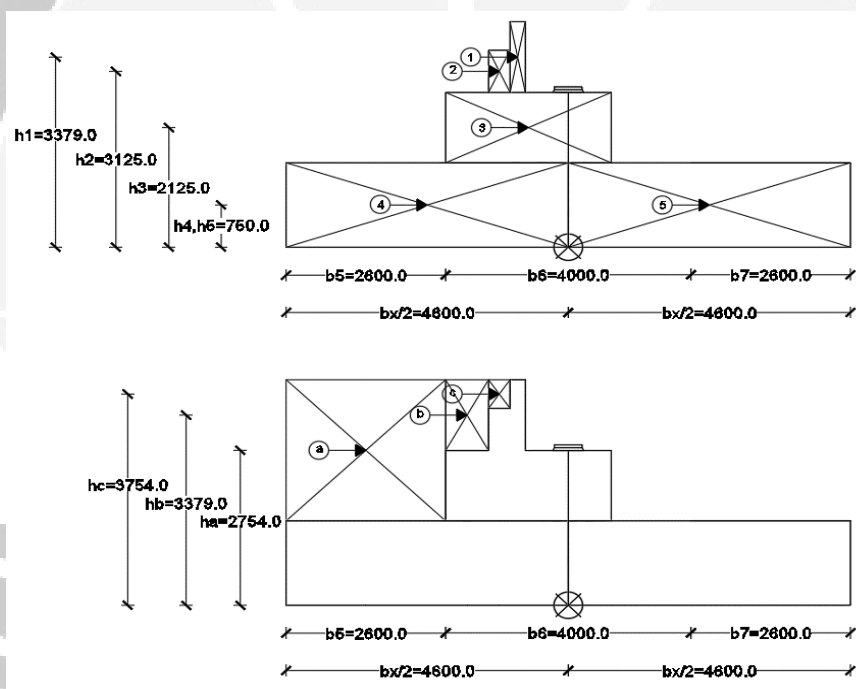
$$= 1.225$$

koefisien beban gempa horisontal (K_h) :

$$\begin{aligned} K_h &= C \times S \\ &= 0.06 \times 1.225 \\ &= 0.0735 \end{aligned}$$

gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (T_{EQx}):

$$\begin{aligned} T_{EQx} &= K_h \times I \times W_t \\ I &= \text{faktor kepentingan} \\ &= 1 \\ T_{EQx} &= 0.0735 W_t \end{aligned}$$



Gambar 5.10 Pembebanan gempa pada *abutment* arah x

Tabel 5.3 Distribusi Beban Gempa Pada Abutment

No.	Berat W (kN)	T_{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M_{EQ} (kN.m)
STRUKTUR ATAS					
P_{MS}	4749.7	349.11	$y = L_b$	4.01	1399.21
P_{MA}	538.10	39.55	$y = L_b$	4.01	158.52
ABUTMENT					
1	62.9	4.62	h_1	3.38	15.62
2	52.5	3.86	h_2	3.13	12.06
3	675.0	49.61	h_3	2.13	105.43
4	1380.0	101.43	h_4	0.75	76.07
5	1380.0	101.43	h_5	0.75	76.07
TANAH					
a	1031.9	75.84	h_a	2.75	208.87
b	139.35	10.24	h_b	3.38	34.61
c	28.14	2.07	h_c	3.75	7.76
$\Sigma =$		737.76	$\Sigma =$		2094.22

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa (Y_{EQ}):

$$\begin{aligned}
 Y_{EQ} &= \Sigma M_{EQ} / \Sigma T_{EQ} \\
 &= 2094.2 / 737.76 \\
 &= 2.84 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Beban gempa arah melintang jembatan (arah y)

Inersia penampang *breast wall* (I_c):

$$I_c = \frac{1}{12} \times h \times b^3 \quad (\text{m}^4)$$

$$h = (b_1 + b_2 + b_3 + b_4) \quad (\text{m})$$

$$= 2.7 \quad \text{m}$$

$$b = b_y \quad (\text{m})$$

$$= 8 \quad \text{m}$$

$$I_c = 115.20 \quad \text{m}^4$$

nilai kekakuan struktur (K_p):

$$K_p = 3 \times E_c \times \frac{I_c}{L_b^3} \quad (\text{kN/m})$$

$$E_c = \text{Modulus elastis beton (Mpa)} = 23453 \quad \text{Mpa}$$

$$L_b = \text{tinggi breast wall (m)} = 4.01 \quad \text{m}$$

$$K_p = 125889 \quad \text{kN/m}$$

perhitungan waktu getar alami struktur (T):

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W_{TP}}{g \times K_p}}$$

$$= 0.6265 \quad \text{detik}$$

$$C = 0.06 \quad (\text{wilayah gempa 6, kondisi tanah sedang})$$

untuk jembatan baja, faktor jenis struktur (S) dihitung dengan rumus :

$$S = 1.0 \times F$$

$$F = \text{faktor perangkakan} = F = 1.25 - 0.025 \times n \quad (F \text{ harus diambil } \geq 1)$$

$$n = \text{Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral.}$$

Untuk, $n = 1$ maka : $F = 1.25 - 0.025 \times n$
 $= 1.23$

$$S = 1.0 \times F$$

$$= 1.23$$

koefisien beban gempa horisontal (K_h) :

$$K_h = C \times S$$

$$= 0.06 \times 1.23$$

$$= 0.07$$

gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (T_{EQy}) :

$$T_{EQy} = K_h \times I \times W_t$$

$$I = \text{faktor kepentingan} = 1$$

$$W_t = P_{MS} + P_{MA}$$

$$P_{MS} = \text{berat sendiri struktur atas dan struktur bawah (kN)} = 7838.1 \text{ kN}$$

$$P_{MA} = \text{beban akibat beban mati tambahan (kN)} = 538.1 \text{ kN}$$

$$W_t = 8376.2 \text{ kN}$$

$$T_{EQy} = K_h \times I \times W_t$$

$$= 0.07 \times 1 \times 8376.18$$

$$= 615.65 \text{ kN}$$

momen pada fondasi akibat beban gempa melintang (M_{EQy}) :

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

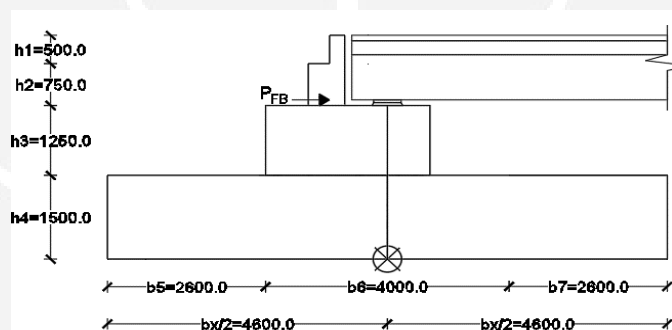
$$T_{EQy} = \text{ gaya geser dasar total pada arah yang ditinjau (kN) } = 615.65 \text{ kN}$$

$$Y_{EQy} = \text{ letak titik tangkap gaya horisontal gempa (m) } = 2.84 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{EQy} &= 615.65 \times 2.84 \\ &= 1747.6 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

5.1.10 Gesekan perletakan (FB)

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan. Sketsa pembebanan akibat gesekan perletakan dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Pembebanan gesekan perletakan

Beban yang ditinjau akibat gesekan perletakan (P_T) :

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} \quad (\text{kN})$$

$$P_{MS} = \text{ beban akibat berat sendiri struktur atas (kN) } = 3088.3 \text{ kN}$$

$$P_{MA} = \text{ beban akibat beban mati tambahan (kN) } = 538.1 \text{ kN}$$

$$P_T = 3088.3 + 538.1$$

$$= 3626.4 \text{ kN}$$

gaya gesek pada perletakan (T_{FB}) :

$$T_{FB} = \mu \times P_T \text{ (kN)}$$

$$\mu = \text{koefisien gesek tumpuan } \textit{elastomer bearing} = 0.16$$

$$T_{FB} = 0.16 \times 3626.4$$

$$= 580.23 \text{ kN}$$

lengan gaya gesek pada perletakan terhadap fondasi (Y_{FB}) :

$$Y_{FB} = (h_1 + h_2 + h_3 + h_4) \text{ (m)}$$

$$= 0.51 + 0.75 + 1.25 + 1.50$$

$$= 4.01 \text{ m}$$

maka, momen pada fondasi akibat perletakan (M_{FB}) :

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

$$= 580.23 \times 4.01$$

$$= 2325.6 \text{ kN.m}$$

5.1.11 Kombinasi beban kerja

Tabel 5.4 Kombinasi beban kerja

Rekap Beban Kerja		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban		P (kN)	T_X (kN)	T_Y (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1			4216.4	
2	Beban mati tambahan	MA	538.1			0	
3	Tekanan tanah	TA		393.34		587.82	
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1247.5			0	
5	Beban pedestrian	TP	92			0	
6	Gaya rem	TB		250		1002	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		129.94		520.79	
8	Beban angin	EW	95.238		258.19	0	1538
9	Beban gempa	EQ		737.76	615.65	2094.2	1747.6
D	Aksi Lainnya						
10	Gesekan	FB		580.23		2325.6	

Tabel 5.5 Kombinasi 1

Kombinasi 1		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban			P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1			4216.4	
2	Beban mati tambahan	MA	538.1			0	
3	Tekanan tanah	TA	0	393.34		587.82	
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1247.5	0		0	
5	Beban pedestrian	TP	92	0		0	
6	Gaya rem	TB				1002	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		120			
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ			0.15.03	100.42	1747.6
D	Aksi Lainnya			0		0	
10	Gesekan	FB	0			2325.6	
Σ=			9715.7	393.34	0	4804.2	0

Tabel 5.6 Kombinasi 2

Kombinasi 2		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban		P (kN)	T_X (kN)	T_Y (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1	0	0	4216.4	0
2	Beban mati tambahan	MA	538.1	0	0	0	0
3	Tekanan tanah	TA	0	393.34	0	587.82	0
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1247.5	0	0	0	0
5	Beban pedestrian	TP	92	0	0	0	0
6	Gaya rem	TB	0	250	0	1002	0
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		128			
8	Beban angin	EW	95.238	0	258.19	0	1538
9	Beban gempa	EQ			615.93	168.42	1747.6
D	Aksi Lainnya			0	0	0	0
10	Gesekan	FB	0	5		2325.6	0
$\Sigma=$			9810.9	643.34	258.19	5806.2	1538

Tabel 5.7 Kombinasi 3

Kombinasi 3		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban		P (kN)	T_X (kN)	T_Y (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1	0	0	4216.4	0
2	Beban mati tambahan	MA	538.1	0	0	0	0
3	Tekanan tanah	TA	0	393.34	0	587.82	0
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1247.5	0	0	0	0
5	Beban pedestrian	TP	92	0	0	0	0
6	Gaya rem	TB	0	250	0	1002	0
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		1223.6			
8	Beban angin	EW	95.238	0	258.19	0	1538
9	Beban gempa	EQ			615.93	168.42	1747.6
D	Aksi Lainnya						
10	Gesekan	FB	0	580.23	0	2325.6	0
$\Sigma=$			9810.9	1223.6	258.19	8131.8	1538

Tabel 5.8 Kombinasi 4

Kombinasi 4		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban		P (kN)	T_X (kN)	T_Y (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1	0	0	4216.4	0
2	Beban mati tambahan	MA	538.1	0	0	0	0
3	Tekanan tanah	TA	0	393.34	0	587.82	0
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1247.5	0	0	0	0
5	Beban pedestrian	TP	92	0	0	0	0
6	Gaya rem	TB	0	250	0	1002	0
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET	0	129.94	0	520.79	0
8	Beban angin	EW	95.238	0	258.19	0	1538
9	Beban gempa	EQ					1747.6
D	Aksi Lainnya						
10	Gesekan	FB	0	580.23	0	2325.6	0
$\Sigma=$			9810.9	1353.5	258.19	8652.6	1538

Tabel 5.9 Kombinasi 5

Kombinasi 5		Kode	Arah Beban			Momen	
			Vertikal	Horisontal			
No	Aksi / Beban		P (kN)	T_X (kN)	T_Y (kN)	M_X (kN.m)	M_Y (kN.m)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	7838.1	0	0	4216.4	0
2	Beban mati tambahan	MA	538.1	0	0	0	0
3	Tekanan tanah	TA		393.34	0	587.83	0
B	Beban Lalu Lintas						
4	Beban Lajur "D"	TD	1211.5		0	0	0
5	Beban pedestrian	TP		0		0	0
6	Gaya rem	TB			0	1002	0
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		128			
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ	0	737.76	615.65	2094.2	1747.6
D	Aksi Lainnya						
10	Gesekan	FB	0	0		2325.6	0
$\Sigma=$			8376.2	737.76	615.65	6310.6	1747.6

Rekap kombinasi beban untuk perancangan tegangan kerja dirangkum dalam

Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Rekap kombinasi

No	Kombinasi	Tegangan	P	T_x	T_y	M_x	M_y
	Beban	Kerja	(kN)	(kN)	(kN)	(kN.m)	(kN.m)
1	Kombinasi-1	0.00	9715.7	393.34	0	4804.2	0
2	Kombinasi-2	0.25	9810.9	643.34	258.19	5806.2	1538
3	Kombinasi-3	0.40	9810.9	1223.6	258.19	8131.8	1538
4	Kombinasi-4	0.40	9810.9	1353.5	258.19	8652.6	1538
5	Kombinasi-5	0.50	8376.2	737.76	615.65	6310.6	1747.6

Berdasarkan rekap kombinasi aksi pembebanan dan momen yang terjadi, dapat diambil nilai maksimum :

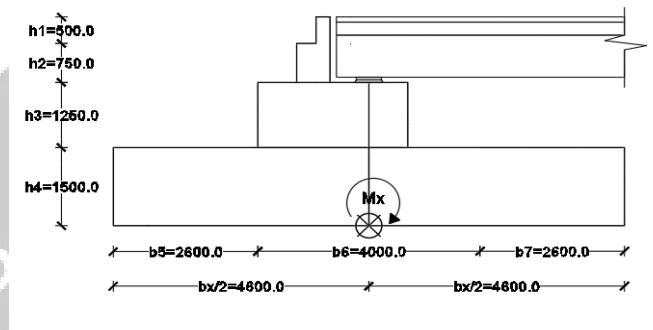
$$P = 9810.91 \text{ kN}$$

$$M_x = 8652.56 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1747.59 \text{ kN.m}$$

5.1.12 Kontrol stabilitas guling

a. Stabilitas guling arah x



Gambar 5.12 Stabilitas guling arah x

Perhitungan stabilitas guling *abutment* arah memanjang yaitu sumbu x dilakukan dengan cara menentukan terlebih dahulu titik (X) sebagai titik tinjauan guling *abutment*. Lengan momen penahan diukur dari titik tinjauan guling terhadap pusat *pile cap*. Perhitungan momen penahan *abutment* (M_{p_x}) menggunakan rumus :

$$M_{p_x} = P \times \frac{1}{2} b_x \times (1+k) \quad (\text{kN.m})$$

P = total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

$\frac{1}{2} b_x$ = lengan momen penahan guling *abutment* (m)

k = tegangan kerja (%)

angka aman (SF) stabilitas *abutment* terhadap bahaya guling arah memanjang jembatan dihitung menggunakan rumus :

$$SF = M_{p_x} / M_x \geq 3$$

M_x = Momen penyebab guling arah memanjang jembatan berdasarkan total

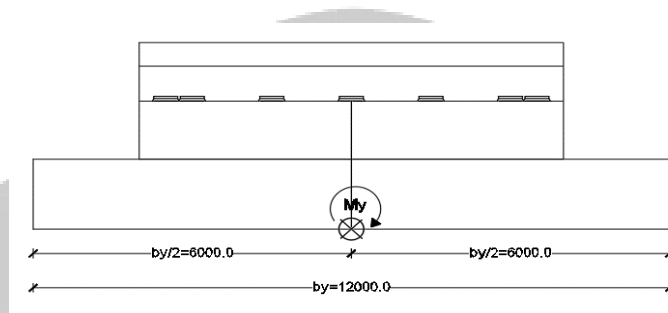
momen tiap kombinasi pembebanan (kN.m)
 berdasarkan rumus dan ketentuan diatas, perhitungan kemudian
 dilanjutkan
 dalam Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Stabilitas Guling Arah X

No	Kombinasi Beban	Tegangan Kerja	P (kN)	$\frac{1}{2}b_x$	Mp_x (kN.m)	M_x (kN.m)	SF
1	Kombinasi-1	0%	9715.7	4.6	44692	4804.2	9.3
2	Kombinasi-2	25%	9810.9	4.6	56413	5806.2	9.7
3	Kombinasi-3	40%	9810.9	4.6	63182	8131.8	7.8
4	Kombinasi-4	40%	9810.9	4.6	63182	8652.6	7.3
5	Kombinasi-5	50%	8376.2	4.6	57796	6310.6	9.2

berdasarkan perhitungan tabel diatas, angka aman yang didapat berdasarkan rasio antara momen penahan dan momen pengguling dari tiap kombinasi pembebanan sudah melebihi 3 (angka aman yang diisyaratkan). Maka dapat disimpulkan bahwa rencana *abutment* sudah aman terhadap bahaya guling arah memanjang jembatan (arah x).

b. Stabilitas guling arah y



Gambar 5.13 Stabilitas guling arah y

Perhitungan stabilitas guling *abutment* arah melintang yaitu sumbu y dilakukan dengan cara menentukan terlebih dahulu titik (Y) sebagai titik tinjauan guling *abutment*. Lengan momen penahan diukur dari titik tinjauan guling terhadap pusat *pile cap*. Perhitungan momen penahan *abutment* (M_{p_y}) menggunakan rumus :

$$M_{p_y} = P \times \frac{1}{2} b_y \times (1+k) \quad (\text{kN.m})$$

P = total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

$\frac{1}{2} b_y$ = lengan momen penahan guling *abutment* (m)

k = tegangan kerja (%)

angka aman (SF) stabilitas *abutment* terhadap bahaya guling arah melintang jembatan dihitung menggunakan rumus :

$$SF = M_{p_y} / M_y \geq 3$$

M_y = Momen penyebab guling arah melintang jembatan berdasarkan total momen tiap kombinasi pembebanan (kN.m)

berdasarkan rumus dan ketentuan diatas, perhitungan kemudian dilanjutkan dalam Tabel 5.12.

Tabel 5.12 Stabilitas Guling Arah Y

No	Kombinasi Beban	Tegangan Kerja	P (kN)	$\frac{1}{2} b_y$	Mp_y (kN.m)	M_y (kN.m)	SF
1	Kombinasi-1	0%	9715.7	6	58294	0	
2	Kombinasi-2	25%	9810.9	6	73582	1538	47.8
3	Kombinasi-3	40%	9810.9	6	82412	1538	53.6
4	Kombinasi-4	40%	9810.9	6	82412	1538	53.6
5	Kombinasi-5	50%	8376.2	6	75386	1747.6	43.1

berdasarkan perhitungan tabel diatas, angka aman yang didapat berdasarkan rasio antara momen penahan dan momen pengguling dari tiap kombinasi pembebanan sudah melebihi 3 (angka aman yang diisyaratkan). Maka dapat disimpulkan bahwa rencana *abutment* sudah aman terhadap bahaya guling arah melintang jembatan (arah y).

5.1.13 Kontrol stabilitas geser

a. Stabilitas geser arah x

Perhitungan kontrol stabilitas geser arah memanjang jembatan atau arah x dipengaruhi oleh besarnya angka aman yang dihasilkan dari perbandingan antara gaya penyebab geser struktur (T_x) dan gaya penahan geser (H). Gaya penyebab geser adalah jumlah total gaya searah memanjang jembatan

yang dihasilkan oleh masing-masing kombinasi pembebanan. Sedangkan gaya penahan geser (H) dihitung berdasarkan rumus berikut :

$$H = \left((C \times b_x \times b_y) + (P \times \tan \phi) \right) \times (1 + k) \quad (\text{kN})$$

C = kohesi tanah asli (kN/m^2)

$$= 15 \quad \text{kN/m}^2$$

b_x = dimensi *pile cap* arah memanjang (m)

$$= 9.2 \quad \text{m}$$

b_y = dimensi *pile cap* arah melintang (m)

$$= 12 \quad \text{m}$$

P = total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

ϕ = sudut gesek tanah asli (dalam derajat)

$$= 28^\circ$$

k = tegangan kerja (%)

angka aman (SF) stabilitas *abutment* terhadap bahaya geser arah memanjang jembatan dihitung menggunakan rumus :

$$SF = H / T_x \geq 1.1$$

T_x = gaya penyebab geser arah memanjang jembatan berdasarkan total

berdasarkan rumus dan ketentuan diatas, perhitungan kemudian dilanjutkan

dalam Tabel 5.13.

Tabel 5.13 Stabilitas Geser Arah X

No	Kombinasi Beban	Tegangan Kerja	T_x (kN)	P (kN)	H (kN)	SF
1	Kombinasi-1	0%	393.34	9715.7	6821.9	$17.34 \geq 1.1$
2	Kombinasi-2	25%	643.34	9810.9	8176.7	$12.71 \geq 1.1$
3	Kombinasi-3	40%	1223.6	9810.9	8959.2	$7.32 \geq 1.1$
4	Kombinasi-4	40%	1353.5	9810.9	8959.2	$6.62 \geq 1.1$
5	Kombinasi-5	50%	737.76	8376.2	8336.5	$11.30 \geq 1.1$

berdasarkan perhitungan tabel diatas, angka aman yang didapat berdasarkan rasio antara gaya penahan geser dan gaya penyebab geser dari tiap kombinasi pembebanan sudah melebihi 1.1 (angka aman yang diisyaratkan). Maka dapat disimpulkan bahwa rencana *abutment* sudah aman terhadap bahaya geser arah memanjang jembatan (arah x).

b. Stabilitas geser arah y

Perhitungan kontrol stabilitas geser arah melintang jembatan atau arah y dipengaruhi oleh besarnya angka aman yang dihasilkan dari perbandingan antara gaya penyebab geser struktur (T_y) dan gaya penahan geser (H). Gaya penyebab geser adalah jumlah total gaya searah melintang jembatan yang dihasilkan oleh masing-masing kombinasi pembebanan. Sedangkan gaya penahan geser (H) dihitung berdasarkan rumus berikut :

$$H = \left((C \times b_x \times b_y) + (P \times \tan \phi) \right) \times (1 + k) \quad (\text{kN})$$

C = kohesi tanah asli (kN/m^2)

$$= 15 \text{ kN/m}^2$$

b_x = dimensi *pile cap* arah memanjang (m)

$$= 9.2 \text{ m}$$

b_y = dimensi *pile cap* arah melintang (m)

$$= 12 \text{ m}$$

P = total beban vertikal dari setiap kombinasi pembebanan (kN)

ϕ = sudut gesek tanah asli (dalam derajat)

$$= 28^\circ$$

k = tegangan kerja (%)

angka aman (SF) stabilitas *abutment* terhadap bahaya geser arah melintang jembatan dihitung menggunakan rumus :

$$SF = H / T_y \geq 1.1$$

T_y = gaya penyebab geser arah melintang jembatan berdasarkan total gaya tiap kombinasi pembebanan (kN)

berdasarkan rumus dan ketentuan diatas, perhitungan kemudian dilanjutkan

dalam Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Stabilitas Geser Arah Y

No	Kombinasi Beban	Tegangan Kerja	T_y (kN)	P (kN)	H (kN)	SF
1	Kombinasi-1	0%	0	9715.7	6821.9	
2	Kombinasi-2	25%	258.19	9810.9	8176.7	31.7 $\geq$ 1.1
3	Kombinasi-3	40%	258.19	9810.9	8959.2	34.7 $\geq$ 1.1
4	Kombinasi-4	40%	258.19	9810.9	8959.2	34.7 $\geq$ 1.1
5	Kombinasi-5	50%	615.65	8376.2	8336.5	13.5 $\geq$ 1.1

berdasarkan perhitungan tabel diatas, angka aman yang didapat berdasarkan rasio antara gaya penahan geser dan gaya penyebab geser dari tiap kombinasi pembebanan sudah melebihi 1.1 (angka aman yang diisyaratkan). Maka dapat disimpulkan bahwa rencana *abutment* sudah aman terhadap bahaya geser arah melintang jembatan (arah y).

5.2 Perhitungan Pondasi Abutment

Berikut ini adalah data parameter pondasi tiang yang akan digunakan dalam perhitungan pondasi *abutment* :

- a. material pondasi :
- mutu beton : K-350
- kuat tekan beton : $f_c' = 29.05$ Mpa
- mutu baja tulangan : U-39
- tegangan leleh baja : $f_y = 390$ Mpa
- modulus elastisitas beton : $E_c = 25332$ Mpa
- berat jenis beton bertulang : $W_c = 25$ kN/m³
- b. parameter tanah :
- berat volume tanah : $W_s = 18$ kN/m³
- sudut gesek dalam : $\phi = 28^\circ$
- kohesi : $C = 15$ Kpa
- c. dimensi *pile cap* :
- lebar arah memanjang : $b_x = 9.2$ m
- lebar arah melintang : $b_y = 12$ m
- tebal : $h = 1.5$ m
- d. dimensi pondasi tiang :
- diameter tiang : $D = 0.8$ m
- panjang tiang : $L = 11$ m

5.2.1 Daya dukung aksial pondasi tiang

a. Berdasarkan kekuatan bahan

tegangan ijin beton (f_c) :

$$f_c = 0.3 \times f_{c'} \times 1000 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$f_{c'} = \text{kuat tekan beton (Mpa)} = 29.05 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned} f_c &= 0.3 \times 29.05 \times 1000 \\ &= 8715 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

luas penampang tiang (A_b) :

$$A_b = 1/4 \times \pi \times D^2 \quad (\text{m}^2)$$

$$D = \text{diameter tiang (m)} = 0.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} A_b &= 0.25 \times 3.14 \times 0.8^2 \\ &= 0.50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

berat sendiri tiang (W) :

$$W = A_b \times L \times W_c \quad (\text{kN})$$

$$A_b = \text{luas penampang tiang (m}^2\text{)} = 0.50 \text{ m}^2$$

$$L = \text{panjang tiang (m)} = 11 \text{ m}$$

$$W_c = \text{berat jenis beton bertulang (kN/m}^3\text{)} = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\begin{aligned} W &= 0.50 \times 11 \times 25 \\ &= 138.16 \text{ kN} \end{aligned}$$

daya dukung ijin tiang (P_{ijin}) :

$$P_{ijin} = A_b \times f_c - W_c \quad (\text{kN})$$

$$A_b = \text{luas penampang tiang (m}^2\text{)} = 0.50 \text{ m}^2$$

$$f_c = \text{tegangan ijin beton} \quad (\text{kN/m}^2) = 8715 \text{ kN/m}^2$$

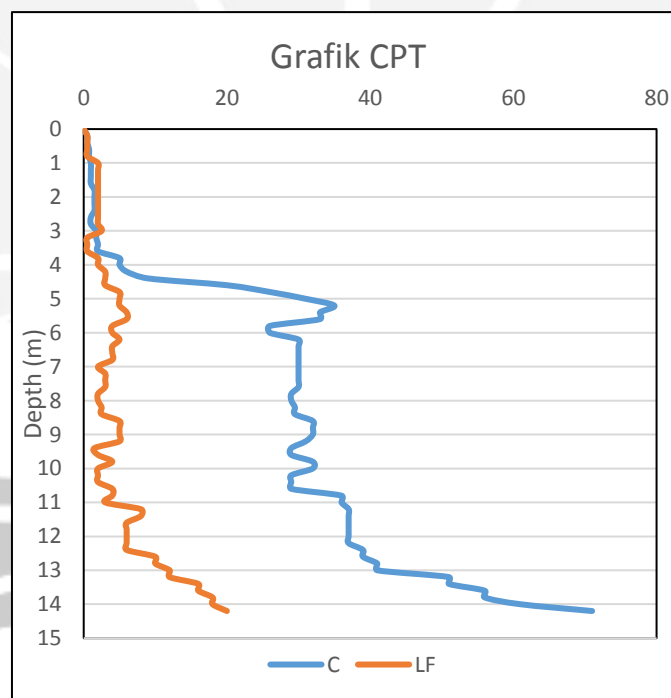
$$W = \text{berat sendiri tiang (kN)} = 138.16 \text{ kN}$$

$$P_{ijin} = 0.50 \times 8715 - 138.16$$

$$= 4240.3 \text{ kN}$$

b. Berdasarkan kekuatan tanah

Dari data hasil pengujian *Cone Penetration Test (CPT)* dapat digambarkan grafik hasil uji *CPT* seperti pada Gambar 5.15. Data hasil pengujian *sondir* terlampir.



Gambar 5.14 Grafik *CPT*

nilai rerata tahanan ujung konus dari 8D diatas ujung tiang s/d 4D dibawah

$$\text{ujung tiang } (\bar{q}_c) = 3516 \text{ kN}$$

maka tahanan ujung tiang (Q_b) :

$$Q_b = A_b \times (\bar{q}_c) \text{ (kN)}$$

$$A_b = \text{luas penampang tiang (m}^2\text{)} = 0.50 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_b &= 0.50 \times 3516 \\ &= 1766.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

total tahanan selimut ditinjau dari kedalaman :

$$0.00 \text{ s/d } 8D \quad (f_s \times A_s) = 1808.64 \text{ kN}$$

$$8D \text{ s/d ujung tiang} \quad (f_s \times A_s) = 12007.36 \text{ kN} +$$

$$\Sigma (f_s \times A_s) = 13816 \text{ kN}$$

$$\text{hasil pembacaan faktor reduksi } K \text{ (terlampir)} = 0.5$$

maka besar tahanan selimut tiang (Q_s) :

$$\begin{aligned} Q_s &= K \times \Sigma(f_s \times A_s) \\ &= 0.5 \times 13816 \\ &= 6908 \text{ kN} \end{aligned}$$

daya dukung 1 tiang berdasarkan kekuatan tanah (Q_u) :

$$Q_u = Q_b + Q_s \text{ (kN)}$$

$$Q_b = \text{tahanan ujung tiang (kN)} = 1766.4 \text{ kN}$$

$$Q_u = \text{tahanan selimut tiang (kN)} = 6908 \text{ kN}$$

$$= 1766.4 + 6908$$

$$= 8674.4 \text{ kN}$$

daya dukung ijin tiang (Q_i) :

$$Q_i = Q_u / SF$$

$$SF = \text{angka aman yang diisyaratkan} = 3$$

$$Q_i = 2891.5 \text{ kN}$$

dari hasil perhitungan daya dukung tiang :

$$\text{berdasarkan kekuatan bahan } (f_c) = 4240.26 \text{ kN}$$

$$\text{berdasarkan kekuatan tanah } (Q_i) = 2891.48 \text{ kN}$$

$$\text{maka, diambil daya dukung aksial ijin tiang } (P_{ijin}) = 3565.87 \text{ kN}$$

5.2.2 Daya dukung lateral pondasi tiang

Perhitungan daya dukung lateral pada pondasi tiang menggunakan pendekatan metode *Brinch Hansen* (1961). Menurut Hardiyatmo (2008) dalam menggunakan metode *Brinch Hansen*, beberapa asumsi yang diterapkan :

$$e = \text{jarak gaya } H \text{ terhadap permukaan tanah (dasar } pile \text{ cap)}$$

$$= 4 \text{ m (diambil titik teratas } abutment)$$

$$z = \text{jarak muka tanah terhadap titik jepit sebenarnya (virtual vixity)}$$

$$= 1/3 \times (\text{panjang tiang})$$

$$= 3.67 \text{ m}$$

titik ekivalen e_1 :

$$e_1 = 0.5 (e + z)$$

$$= 3.83$$

nominal n_h disarankan oleh Poulus dan Davis (1980) untuk tanah lempung

terkonsolidasi normal, $n_h = 25 \text{ kg/m}^3$

cek tiang pendek atau tiang panjang :

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}$$

$$T = 4.80 \text{ m}$$

$$4T = 16.814 \text{ m} > L = 11 \text{ m} \text{ (tiang pendek)}$$

momen pada titik puncak ekivalen (M) dihitung dengan rumus :

$$M = Pu \times (L/n) \times (e+z) \text{ (kN.m)}$$

$$Pu = p_o \times k_q + c \times k_c \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

dengan : Pu = tahanan ultimit lateral tanah (kN/m²)

p_o = tekanan over burden vertikal (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m²)

k_q, k_c = hasil pembacaan grafik koefisien tahanan tanah lateral Hansen (terlampir)

(L/n) = kedalaman tiang dibagi jumlah bagian yang ditinjau (m)

e = titik ekivalen gaya yang ditinjau (m)

z = kedalaman titik tinjauan (m)

dengan menggunakan grafik koefisien tahanan tanah lateral *Hansen* (terlampir)

ditentukan nilai K_q dan K_c . Berdasarkan rumus diatas, perhitungan dilanjutkan

dalam tabel 5.15.

Tabel 5.15 Perhitungan Momen Pada Titik Puncak Ekuivalen

z (m)	z/d (m)	p_0 (kN/m ²)	k_q	k_c	$p_0 \times k_q$ (kN/m ²)	$c \times k_c$ (kN/m ²)	p_u (kN/m ²)	L/n (m)	$e+z$ (m)	M (kN.m)
0	0	0	4.88	7.92	0.0	118.8	118.8	1	4.33	1153.3
1	1	18	6.78	19.43	122.0	291.45	413.49	1	5.33	3116.8
2	3	36	7.51	32.33	270.4	484.95	755.31	1	6.33	5460.6
3	4	54	8.16	35.23	440.6	528.45	969.09	1	7.33	8056.5
4	5	72	9.22	37.62	663.8	564.3	1228.1	1	8.33	11359
5	6	90	10.08	39.38	907.2	590.7	1497.9	1	9.33	15463
6	8	108	11.02	41.69	1190.2	625.35	1815.5	1	10.33	20781
7	9	126	12.28	43.95	1547.3	659.25	2206.5	1	11.33	27407
8	10	144	13.45	46.21	1936.8	693.15	2630	1	12.33	34776
9	11	162	14.06	48.78	2277.7	731.7	3009.4	1	13.33	42873
10	13	180	14.84	50.02	2671.2	750.3	3421.5	1	14.33	51370
11	14	198	15.01	51.63	2972.0	774.45	3746.4	1	-	-

dari tabel diatas, diperlukan titik rotasi (x) pada tiang. Melalui perhitungan *trial* dan *error*, didapat titik rotasi $x = 3.455$ m dari dasar pondasi.

Beban lateral ultimit terhadap titik rotasi :

$$\sum M = H_u \times (e_1 + L - x)$$

H_u = beban lateral ultimit per meter lebar tiang (kN)

e = titik ekuivalen tinjauan gaya lateral (kN)

L = panjang tiang (m)

x = jarak titik rotasi dari dasar tiang (m)

$$H_u \times (e_1 + L - x) = 11.378 H_u$$

hitungan momen :

266.1	x	1	x	7.05	=	1875	kNm	
584.4	x	1	x	6.05	=	3532.7	kNm	
862.2	x	1	x	5.05	=	4349.8	kNm	
1098.6	x	1	x	4.05	=	4443.9	kNm	
1363.0	x	1	x	3.05	=	4150.4	kNm	
1656.7	x	1	x	2.05	=	3388	kNm	
2011.0	x	1	x	1.05	=	2101.5	kNm	
2206.5	x	1	x	0.55	=	1202.6	kNm	
2437.5	x	1	x	0.27	=	664.23	kNm	+
							ΣM	= 25708 kNm

$$\Sigma M = H_u \times (e_1 + L - x)$$

$$25708 = 11.378 H_u$$

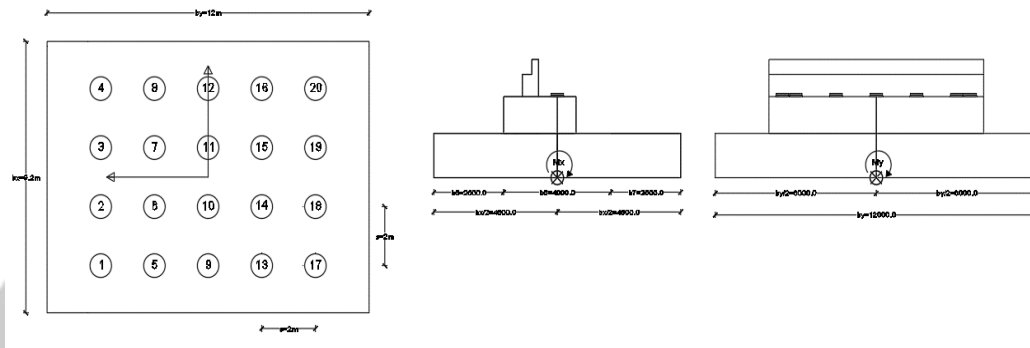
$$H_u = \frac{25708}{11.378}$$

$$= 2259.4 \text{ kN per meter lebar tiang}$$

$$H_u = 1807.5 \text{ kN per tiang}$$

5.2.3 Gaya yang diteruskan ke pondasi tiang

a. Gava aksial



Gambar 5.15 Gaya dan Momen yang Bekerja Pada *Abutment*

penyebaran gaya (P) yang diterima oleh *abutment* dan diteruskan ke pondasi tiang dihitung berdasarkan rumus:

$$P = \frac{P_{total}}{n} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum(x^2)} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum(y^2)} \quad (\text{kN})$$

P_{total} = gaya aksial terbesar yang diterima oleh *abutment* (m)

n = jumlah tiang = 20

M_y = momen arah y terbesar yang diterima oleh *abutment* (kNm)

M_x = momen arah x terbesar yang diterima oleh *abutment* (kNm)

x_i, y_i = koordinat arah x dan y masing-masing tiang terhadap titik pusat beban, titik pusat beban sentris terhadap titik pusat *pile cap* (m)

$\sum(x^2)$ = jumlah kuadrat masing-masing koordinat arah x (m²)

$\sum(y^2)$ = jumlah kuadrat masing-masing koordinat arah y (m²)

perhitungan gaya aksial yang diterima *abutment* dengan menggunakan rumus diatas dilanjutkan ke dalam Tabel 5.13.

Tabel 5.16 Perhitungan Gaya Aksial Pada Pondasi Tiang

No. Tiang i	Posisi		P_{total} (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)	$\Sigma(x^2)$ (m ²)	$\Sigma(y^2)$ (m ²)	P (kN)
	x_i	y_i						
1	-3	4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	654.43
2	-1	4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	689.38
3	1	4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	724.34
4	3	4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	759.29
5	-3	2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	546.27
6	-1	2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	581.23
7	1	2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	616.18
8	3	2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	651.13
9	-3	0	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	438.12
10	-1	0	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	473.07
11	1	0	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	508.02
12	3	0	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	542.97
13	-3	-2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	329.96
14	-1	-2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	364.91
15	1	-2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	399.86
16	3	-2	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	434.82
17	-3	-4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	221.8
18	-1	-4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	256.76
19	1	-4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	291.71
20	3	-4	9810.9	8652.6	1747.6	100	160	326.66

dari tabel diatas dapat diambil nilai maksimum dan minimum gaya aksial satu tiang :

$$P_{max} = 759.29 \text{ kN}$$

$$P_{min} = 221.8 \text{ kN}$$

b. Gaya lateral

perhitungan gaya lateral pada satu tiang (h_{max}) menggunakan rumys berikut :

$$h_{max} = T_{max} / n \text{ (kN)}$$

T_{max} = gaya lateral maksimum dari masing-masing kombinasi pembebanan pada arah memanjang (x) dan arah melintang (y) *abutment* (dalam kN)

$$n = \text{jumlah tiang} = 20$$

perhitungan gaya lateral pada satu tiang (h_{max}) dilanjutkan dalam Tabel 5.17

Tabel 5.17 Kombinasi Beban Gaya Lateral Satu Tiang

No	Kombinasi Pembebanan	T_x (kN)	T_y (kN)	h_x (kN)	h_y (kN)	h_{max} (kN)
1	Kombinasi- 1	393.3	0	19.67	0	19.667
2	Kombinasi- 2	643.3	258.19	32.17	12.909	32.167
3	Kombinasi- 3	1223.6	258.19	61.18	12.909	61.179
4	Kombinasi- 4	1353.5	258.19	67.68	12.909	67.676
5	Kombinasi- 5	737.8	615.65	36.89	30.782	36.888

berdasarkan tabel diatas, dapat diambil gaya lateral maksimum pada satu tiang

dari arah memanjang dan melintang jembatan (h_{max}) :

$$h_{max} = 67.676 \text{ kN}$$

c. Kontrol daya dukung ijin tiang

tinjauan keamanan pondasi terhadap beban aksial dan lateral dirangkum dalam tabel 5.18.

Tabel 5.18 Tinjauan Keamanan Pondasi Terhadap Beban Aksial dan Lateral

No	Jenis Beban	Maksimum	Ijin	Keterangan
1	Aksial (P)	759.29	3565.87	Aman
2	Lateral (h)	67.68	1807.51	Aman

berdasarkan rekap beban pada tabel diatas, dapat disimpulkan bahwa rencana pondasi sudah aman terhadap beban aksial dan lateral maksimum yang terjadi.

5.3 Pembesian Tiang

a . Tulangan longitudinal tekan lentur

$$P_{max} = \text{ gaya aksial maksimum pada tiang (kN) } = 3566 \text{ kN}$$

$$M_{max} = \text{ momen maksimum pada tiang (kN.m) } = 342.77 \text{ kN.m}$$

$$K = \text{ faktor beban ultimit } = 1.25$$

perhitungan gaya aksial ultimit pondasi tiang (P_u) :

$$P_u = \phi \times P_n = K \times P_{max} \text{ (kN)}$$

$$= 1.25 \times 3566$$

$$= 4457.3 \text{ kN}$$

perhitungan momen ultimit pondasi tiang (M_u) :

$$M_u = \phi \times M_n = K \times M_{max} \text{ (kN)}$$

$$= 1.25 \times 342.77$$

$$= 428.47 \text{ kN.m}$$

luas penampang tiang (A) :

$$A = 0.25 \times \pi \times D^2 \text{ (m}^2\text{)}$$

$$D = \text{ diameter tiang (m)}$$

$$= \text{#REF! m}$$

$$A = 0.25 \times \pi \times \text{#REF!}^2$$

$$= \text{#REF! m}^2$$

$$= \text{#REF! mm}^2$$

luas tulangan yang diperlukan (A_s) :

$$A_s = \rho \times A \text{ (mm}^2 \text{)}$$

$$\rho = \text{ rasio tulangan (persen)}$$

$$= 1\%$$

$$A_s = 1\% \times \text{\#REF!}$$

$$= \text{\#REF!} \text{ mm}^2$$

jika digunakan tulangan D 21 ;

$$A_{s1} = 0.25 \times \pi \times D^2 \text{ (mm}^2 \text{)}$$

$$= 0.25 \times 3.14 \times 21^2$$

$$= 346.19 \text{ mm}^2$$

$$\text{jumlah tulangan yang diperlukan} = \frac{A_s}{A_{s1}}$$

$$= \frac{\text{\#REF!}}{346.19}$$

$$= \text{\#REF!}$$

digunakan ## tulangan D 21

b. Tulangan geser

gaya geser ultimit akibat momen (V_{u1}) :

$$V_{u1} = \frac{M_u}{L} \text{ (N)}$$

$$M_u = \text{momen ultimit pada pondasi tiang (N)} = 428467448 \text{ N}$$

$$L = \text{panjang pondasi tiang (mm)} = \text{\#REF!} \text{ mm}$$

$$V_{u1} = \frac{428467448}{\text{\#REF!}}$$

$$V_{u1} = \text{\#REF!} \quad \text{N}$$

gaya geser ultimit akibat gaya lateral (V_{u2}) :

$$V_{u1} = (1/3) \times K \times h_{ijin} \quad (\text{kN}) = 50271 \quad \text{N}$$

K = faktor beban ultimit

$$h_{ijin} = 1807.50 \quad \text{kN}$$

Diambil, gaya geser ultimit rencana,

$$V_u = 50271 \quad \text{N}$$

Jarak tul. Terhadap sisi luar beton,

$$d' = 100$$

Luas penampang tiang,

$$A_g = D^2 = \text{\#REF!} \quad \text{mm}^2$$

Tebal ekivalen penampang,

$$h = \sqrt{A_g} = \text{\#REF!} \quad \text{mm}$$

Lebar ekivalen penampang,

$$b = h = \text{\#REF!} \quad \text{mm}$$

Tebal efektif,

$$d = h - d' = \text{\#REF!} \quad \text{mm}$$

$$V_c = [1 + P_u / (14 * A_g)] \times [(\sqrt{f_c}) / 6 * b * d] = \text{\#REF!} \quad \text{N}$$

$V_c > V_u$ Hanya perlu tul. Geser min

$$V_s = 1/2 * V_u / \phi = 41892 \quad \text{N}$$

Untuk tulangan geser digunakan sengkang berpenampang : 2 $\emptyset$ 12

Luas tulangan geser (sengkang),

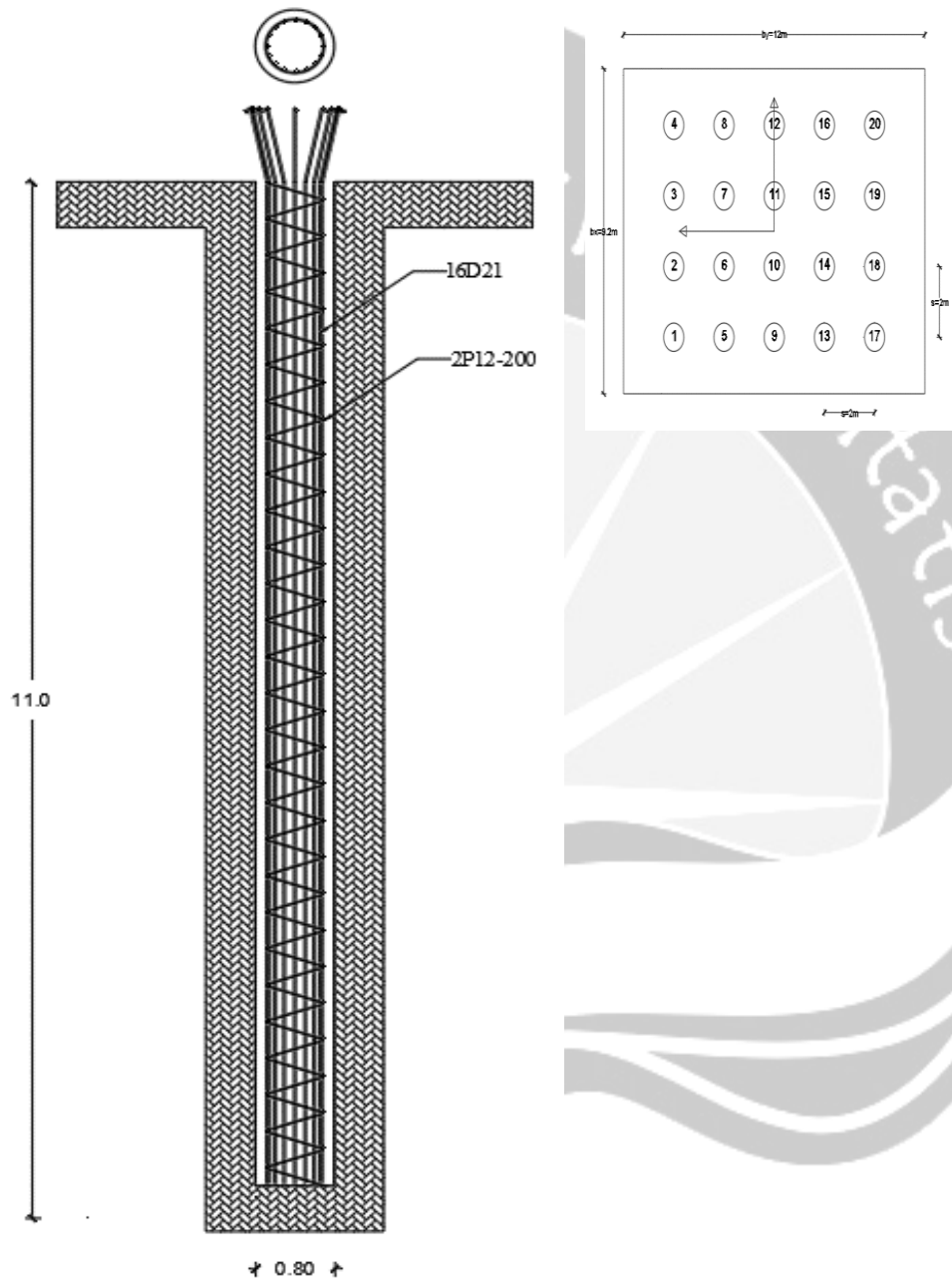
$$A_{sv} = n * \pi/4 * D^2 = 226.08$$

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$S = A_{sv} * f_y * d / V_s = \text{\#REF!}$$

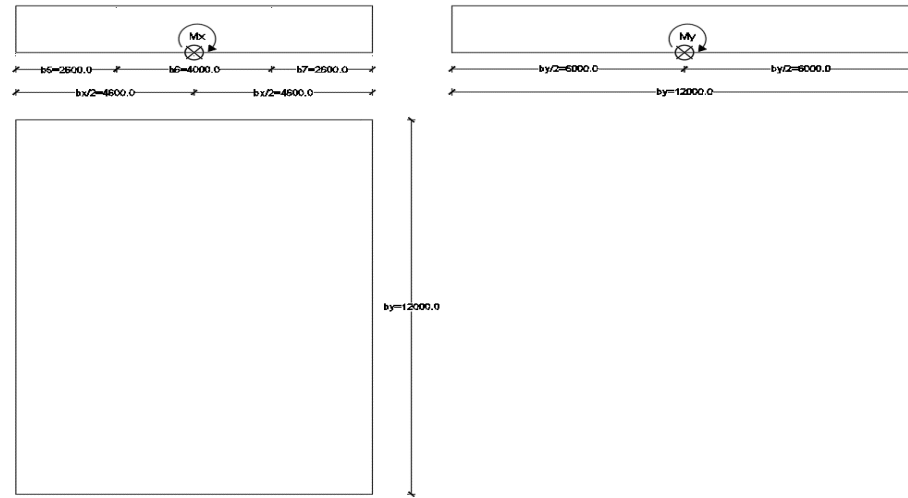
Berdasarkan RSNI T-12-2004, jarak maksimum sengkang : 225 mm

Digunakan sengkang : 2 $\emptyset$ 12 - 200



Gambar 5.16 Penulangan tiang fondasi

5.4 Penulangan *Pile Cap*



Gambar 5.17 Penampang *Pile Cap*

a. Gaya Vertikal

- 1.) Beban mati akibat bangunan atas :

$$VD = M_S + M_A = 3626.4 \text{ kN}$$

Momen akibat beban mati bangunan atas :

$$MD = VD \times 4.6 = 16682 \text{ kNm}$$

- 2.) Beban akibat angin :

$$VT_{EW} = 224.4 \text{ kN}$$

Momen akibat beban angin :

$$MT_{EW} = VT_{EW} \times 4.6 = 1032.4 \text{ kNm}$$

- 3.) Beban lajur :

$$P_{TD} = 1247.5 \text{ kN}$$

Momen akibat beban lajur :

$$MP_{TD} = P_{TD} \times 4.6 = 5738.5 \text{ kNm}$$

4.) Beban akibat pejalan kaki :

$$V_{TP} = 92 \text{ kN}$$

Momen akibat pejalan kaki :

$$M_{TP} = V_{TP} \times 4.6 = 423.2 \text{ kNm}$$

5.) Beban akibat berat sendiri *abutment* :

Tabel 5.19 Pembebanan berat sendiri abutment

NO	Dimensi		Luas	Lebar	Berat jenis	Berat	lengan	momen
	Lebar (m)	Panjang (m)						
	b	h	bxh	p	W	bxhxpW	X	Berat x X
<i>Abutment</i>								
1	0.25	1.26	0.31	8.00	25.00	62.90	0.83	51.89
2	0.35	0.75	0.26	8.00	25.00	52.50	1.13	59.06
3	2.70	1.25	3.38	8.00	25.00	675.00	0.65	438.75
4	4.60	1.50	6.90	8.00	25.00	1380.00	2.30	3174.0
5	4.60	1.50	6.90	8.00	25.00	1380.00	-2.30	-3174
TOTAL						3550.40		550
<i>Tanah</i>								
a	2.60	2.51	6.52	9.20	17.20	1031.85	3.30	3405.1
b	0.70	1.26	0.88	9.20	17.20	139.35	1.65	229.92
c	0.35	0.51	0.18	9.20	17.20	28.14	1.13	31.65
TOTAL						1199.33		3666.7

Total berat sendiri *abutment* dan tanah diatas *abutment* :

$$T_{abutment} = 4749.7 \text{ kN}$$

Momen akibat berat sendiri *abutment* :

$$M_{abutment} = 4216 \text{ kNm}$$

6.) Beban akibat berat tanah vertikal :

Berat akibat tekanan tanah vertikal :

$$T_{TAV} = 393.34 \text{ kNm}$$

Momen akibat berat tanah vertikal terhadap titik A :

$$M_{TAV} = 587.82 \text{ kNm}$$

b. Gaya Horizontal

1.) Beban akibat rem :

$$VT_B = 250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban rem :

$$MT_B = VT_B \times 4.6 = 1150 \text{ kNm}$$

2.) Beban akibat angin :

$$VA_H = 224.44 \text{ kN}$$

Momen akibat beban angin :

$$MA_H = VA_H \times 4.6 = 1032.4 \text{ kNm}$$

3.) Beban akibat gesek :

$$VF_B = 580.23 \text{ kN}$$

Momen akibat beban gesek :

$$MF_B = VF_B \times 4.6 = 2669.1 \text{ kNm}$$

4.) Beban akibat berat tanah horizontal :

$$Ws = \text{berat volume tanah timbunan} = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = \text{koefisien gesek tanah timbunan} = 35$$

$$q = 0.6 \times Ws = 10.32 \text{ kN/m}^3$$

$$Ka = \tan^2 (45^\circ - (\phi/2)) = 0.271$$

$$h_4 = \text{tebal pile cap (m)} = 1.5 \text{ m}$$

$$by' = \text{lebar pile cap arah melintang (m)} = 12 \text{ m}$$

No	Berat(kN)	Gaya Horizontal	Lengan(m)	Momen
		a	b	axb
1	$P1 = q \times Ka \times (h1+h2) \times by$	50.33911245	0.75	37.754
2	$P2 = 0.5 \times Ws \times Ka \times (h1*h2)^2 \times by'$	62.92389057	0.5	31.462
Total		= 113.263003		69.216

$$\text{Momen tekanan tanah}(M_{TA}) = 69.216 \text{ kNm}$$

$$\text{Gaya horizontal tekanan tanah}(T_{TA}) = 113.26 \text{ kN}$$

5.) Beban akibat gempa (G_b)

a.) Beban gempa dari rangka baja :

$$Teq = 349.11 \text{ kN}$$

$$Mteq = Teq \times Z = 1399.2 \text{ kNm}$$

b.) Beban gempa akibat berat sendiri :

$$T_{eq} = K_h \times I \times W_t$$

$$K_h = C \times S$$

Keterangan :

T_{eq} = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau

K_h = Koefisien beban gempa horizontal

C = Koefisien geser dasar

I = Faktor kepentingan

S = Faktor tipe kepentingan

W_t = Berat total nominal bangunan yang mempengaruhi percepatan gempa

$$F = 1.25 - 0.025 \times n \quad \text{dengan } F > 1$$

$$= 1.25 - 0.025 \times 1$$

$$= 1.225 > 1$$

Faktor tipe bangunan (S) :

$$S = 1.0 \times F$$

$$= 1.225$$

Keterangan :

F = Faktor perangkatan

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi
arah lateral

Kh = $C \times S$

$$0.06 \times 1.2 = 0.0735$$

Untuk jembatan yang memuat > 2000 kendaraan/hari, maka
diambil faktor kepentingan $I = 1$

No.	Klasifikasi	Harga minimum
1.	Jembatan memuat lebih dari 2000 kendaraan/hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri dan jembatan dimana tidak ada rute alternatif	1.2
2.	Seluruh jembatan lainnya dimana tersedia rute alternatif, tidak termasuk jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu-lintas	1
3.	Jembatan sementara dan jembatan yang direncanakan untuk mengurangi pembebanan lalu-lintas	0.8

Sumber : Siswanto, 1999

Beban gempa akibat berat sendiri *abutment* :

$$\begin{aligned}
 Teq_{abutment} &= Kh \times I \times Wt \\
 &= 0.06 Wt_{abutment} \\
 &= 260.95 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M Teq_{abutment} &= Teq_{abutment} \times Z \\
 &= 1200.3902 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

c.) Beban akibat tekanan tanah :

$$Teq_{tanah} = Kh \times I \times Tt$$

Teq = Gaya geser dasar total dalam arah yang ditinjau
(ton)

Kh = Koefisien beban gempa horizontal

I = Faktor kepentingan

Wt = Berat total nominal bangunan yang
mempengaruhi percepatan gempa

$$= 0.072Tt$$

$$= 8.3248 \text{ kN}$$

$$M Teq_{tanah} = Teq_{tanah} \times Z$$

$$= 19.147 \text{ kNm}$$

Tabel 5.20 Gaya dan momen aksi

Gaya	V (kN)	H (kN)	M (kNm)	Faktor Beban	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
Beban Mati Struktur (VD)	3626.4		16682	1.2	4351.7		20018
Beban Angin (TEWV)	224.4		1032.4	1.2	269.3		1238.9
Beban Lajur (VTD)	1247.5		5738.5	1.8	2245.5		10329
Beban Pejalan Kaki (VTP)	92.0		423.2	1.8	165.6		761.76
Berat Abutment (T _{ABUTMENT})	4749.7		4216.4	1	4749.7		4216.4
Beban Tekanan Tanah (T _{TAV})	393.3		587.82	1.2	472.0		705.38
Beban Rem (VRmV)		250.00	1150	1.8		450	2070
Beban Angin (TEWH)		224.44	1032.4	1.2		269.33	1238.9
Beban Gesek (VFH)		580.23	2669.1	1.3		754.3	3469.8
Beban Tekanan Tanah (T _{TA})		113.26	69.216	1.25		141.58	86.52
Beban Gempa (Teqx)		349.11	1399.2	1		349.11	1399.2
Beban Gempa (Teqabutment)		260.95	1200.4	1		260.95	1200.4
Beban Gempa (Teqtanah)		8.32	19.147	1		8.3248	19.147
$\Sigma =$					12254	2233.6	46754

c. Penulangan Utama Pada *Pile Cap*

Kestabilan konstruksi diperiksa terhadap gaya yang bekerja :

$$\begin{aligned}\Sigma V &= \text{Total gaya vertikal yang bekerja pada } \textit{pile cap} \\ &= 12253.899 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma H &= \text{Total gaya horizontal yang bekerja pada } \textit{pile cap} \\ &= 2233.5884 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma M &= \text{Total momen yang bekerja pada } pile \text{ cap} \\ &= 46753.631 \text{ kN}\end{aligned}$$

Tegangan tanah yang terjadi akibat beban yang bekerja pada pondasi :

$$s = \frac{\Sigma V}{A} + \frac{\Sigma M}{W} = \text{tegangan tanah dibawah pondasi}$$

$$A = \text{luas permukaan pondasi}$$

$$= b \times h$$

$$bx = \text{lebar pile cap} = 9.2 \text{ m}$$

$$by' = \text{panjang pile cap} = 12 \text{ m}$$

$$A = bx \times by' = 110.4 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{1}{6} \times bx^2 \times by' = 169.28 \text{ m}^3$$

$$b_7 = 2.6 \text{ m}$$

$$s = \frac{12254}{110.4} \pm \frac{46754}{169.28}$$

$$s_{\max} = 244.1881 + 1325.4890 = 387.19 \text{ kN/m}^2$$

$$s_{\min} = 244.1881 - 1325.4890 = -165.20 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_u = \text{tegangan tanah} \times by' = 4646.2 \text{ kN/m}$$

$$M_u = 0.5 \times Q_u \times b^2 = 15704 \text{ kN/m}$$

$$= 0.5 \times 4590 \times 2.6^2 = 15704.3 \text{ kNm}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$by' = 12000 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ MPa}$$

$$d' = 100 \text{ mm}$$

$$d = 1000 - 100 = 900 \text{ mm}$$

$$h = 4650 \text{ mm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = 19630.36 \text{ kNm}$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = 13.45$$

$$R_n = \frac{M_n}{b y' \times d^2} = 2.02$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.004$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= 0.0052331 > \rho_{\min}$$

$$\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{mir}}, \text{ maka digunakan } \rho_{\text{perlu}}$$

$$A_{s \text{ perlu}} = \rho_{\text{perlu}} \times b \times d = 56517.059 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan D32

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times (32^2) = 803.84 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan (n)

$$n = \frac{A_{s \text{ perlu}}}{A_s}$$

$$= 70.309 \text{ tulangan}$$

$$\text{Selimut beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Jarak tulangan} &= \frac{by' - (2 \times \text{selimut beton})}{\text{Jml. Tulangan}} \\ &= 167.83 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan jarak tulangan **150 mm**

Karena tulangan hanya satu arah, maka dipasang tulangan pembagi
tegak lurus tulangan utama

$$\text{Tulangan pembagi} = 0.002 \times b \times h = 36000 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan diameter 25 mm

$$A_s = \frac{1}{4} \times \pi \times (25^2) = 490.6 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{36000}{490.625} \\ &= 73.376 \text{ tulangan, dipakai } 74 \text{ tulangan } \mathbf{D25} \end{aligned}$$

$$\text{Selimut beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{bx - (2 \times 100)}{53} = 121.62 \text{ mm}$$

Digunakan jarak tulangan **100 mm**

d. Penulangan geser *pile cap*

$$\begin{aligned} V_u &= Q_u \times b_7 \\ &= 12080.221 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$f'_c = 35 \text{ Mpa}$$

$$bx = 9.2 \text{ m} = 9200 \text{ mm}$$

$$d = h/4 = 1.5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \sqrt{f'_c} \times b \times d = 13606983.5 \text{ N}$$

Syarat kebutuhan tulangan geser :

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

$$\frac{1}{2} \phi V_c = \frac{1}{2} \times 0.6 \times 13606984$$

$$= 4082095.1 \text{ N} > V_u = 12080.2 \text{ N}$$

Karena $\frac{1}{2} \phi V_c > V_u$ maka tidak perlu menggunakan tulangan geser .

5.5. Penulangan Badan Abutment

a. Gaya vertikal

1) Beban mati akibat bangunan atas :

$$VD = 3088.34 + 538.1 = 3626.44 \text{ kN}$$

Momen akibat bangunan atas :

$$MD = VD \times 0.7 = 2538.51 \text{ kNm}$$

2) beban akibat angin

$$VT_{EW} = 95.24 \text{ kN}$$

Momen akibat beban angin

$$MT_{EW} = VT_{EW} \times 0.7 = 66.7 \text{ kNm}$$

3) beban lajur

$$P_{TD} = 1247.50 \text{ kN}$$

Momen akibat beban lajur

$$MP_{TD} = P_{TD} \times 0.7 = 873.25 \text{ kNm}$$

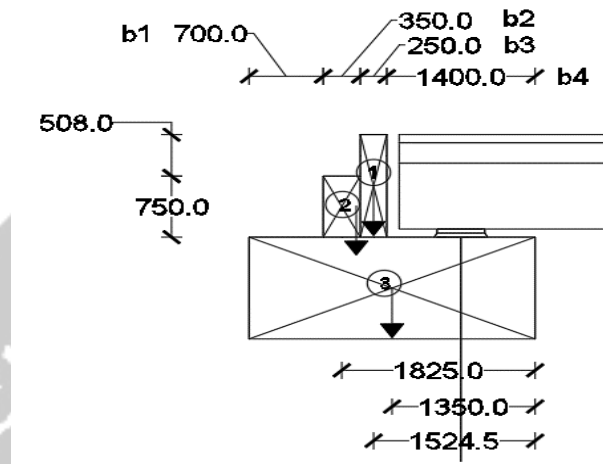
4) Beban akibat pejalan kaki

$$VT_P = 92 \text{ kN}$$

Momen akibat beban hidup

$$MT_P = VT_P \times 0.7 = 64.40 \text{ kNm}$$

5) gaya akibat berat sendiri *abutment*



Gambar 5.18 Gaya Akibat Berat Sendiri Badan *Abutment*

Tabel 5.21 Pembebanan Akibat Berat Sendiri Badan *Abutment*

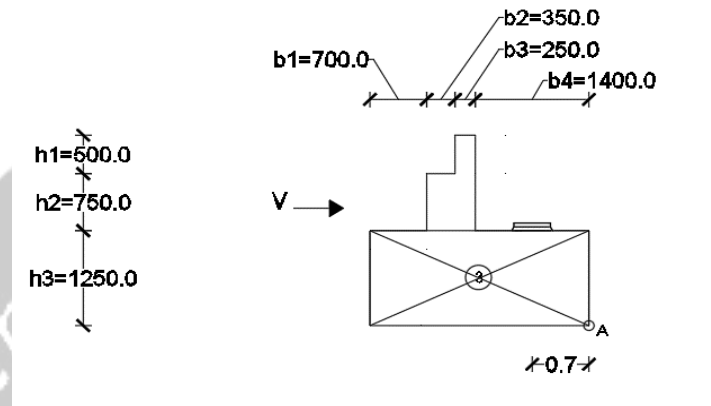
No	Berat (Ton)	T	x	Mx
1	0.25x1.258x8x25	62.9	1.53	96.24
2	0.35x0.75x8x25	52.5	1.825	95.81
3	2.7x1.25x8x25	675	1.35	911.25
Total		790.4		1103.30

Berat sendiri badan *abutment* ($T_{ABUTMENT}$) = 790.4 kN

Momen akibat berat badan *abutment* terhadap titik A :

($M_{ABUTMENT}$) = 1103.3 kNm

b. Gaya Horizontal

Gambar 5.19 Gaya horizontal pada badan *abutment*

1) Beban akibat rem

$$VT_B = 250 \text{ kN}$$

Momen akibat beban rem

$$MT_B = VT_B \times 1.25 = 312.5 \text{ kNm}$$

2) Beban akibat angin

$$VT_{EW} = 33.75 \text{ kN}$$

Momen akibat beban angin

$$VT_{EW} = VA_H \times 1.25 = 42.2 \text{ kNm}$$

3) Beban akibat gesek

$$VF_B = 580.2308133 \text{ kN}$$

Momen akibat beban gesek

$$MF_B = VF_B \times 1.25 = 725.289 \text{ kNm}$$

4) Gaya akibat tekanan tanah horisontal

Diambil tanah dengan Data sebagai berikut :

$$q = 0.6 \times W_s$$

$$W_s = \text{berat volume tanah timbunan} = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\phi = \text{Sudut gesek tanah timbunan} = 35^\circ$$

$$= 0.6 \times 17.2$$

$$= 10.32 \text{ ton/m}^3$$

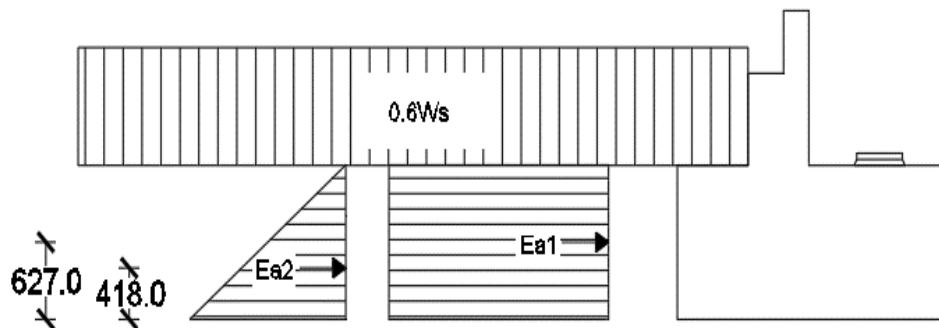
koefisien tanah aktif K_a :

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

$$\phi = \text{sudut gesek tanah timbunan} = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{35^\circ}{2} \right)$$

$$= 0.270990054$$



Gambar 5.20 Tekanan tanah pada badan *abutment*

Tabel 5.22 Gaya Akibat Tekanan Tanah untuk Pembebanan *Abutment*

No	Berat (Ton)	Gaya Horizontal	Z (m)	Momen
	$q \times Ka \times h \times b$	a	b	a x b
E_{a1}	$P1 = q \times Ka \times H \times by$	28.0	0.627	17.5
E_{a2}	$P2 = 0.5 \times Ws \times Ka \times H^2 \times by'$	35.0	0.418	14.6
Total		62.9		32.1

Keterangan :

$$E_{a1} = q \times H \times Ka \times L$$

$$E_{a2} = 0,5 \times H^2 \times Ws \times Ka \times L$$

Gaya horisontal tekanan tanah (T_{Ta}) = 62.9239 kN

Momen yang terjadi akibat tekanan tanah titik A

$$MTa = 32.1471 \text{ kNm}$$

Tabel 5.23 Total Gaya dan Momen yang bekerja pada Badan *Abutment*

Gaya	V (kN)	H (kN)	M (kNm)	Faktor Beban	V (kN)	H (kN)	M (kNm)
VD	3626.44		2538.51	1.2	4351.73		3046.21
TEW V	95.2381		66.6667	1.2	114.286		80
VTD	1247.5		873.25	1.8	2245.5		1571.85
VTP	92		64.4	1.8	165.6		115.92
$T_{ABUTMENT}$	790.4		1103.3	1	790.4		1103.3
VRmV		250	312.5	1.8		450	562.5

Lanjutan

$TEWH$		33.75	42.1875	1.2		40.5	50.625
VFH		580.231	725.289	1.3		754.3	942.875
T_{TA}		62.9239	32.1471	1.25		78.6549	40.1839
$\Sigma =$					7667.52	1323.45	7513.47

c. Penulangan Utama Badan Abutment :

P_u = beban pada abutment = 7667.52 kN

M_u = momen pada abutment = 7513.47 kNm

f'_c = mutu beton = 35 Mpa

f_y = mutu baja = 400 Mpa

A_{gr} = luas badan abutment

= $h \times b$

h = tinggi badan abutment = 2508 mm

b = lebar badan abutment = 8000 mm

A_{gr} = 2508 x 8000 = 2E+07 mm

$$\frac{P_u}{A_{gr}.f'_c} < 0.1 \quad \frac{7667516.814}{2E+07 \times 35} = 0.01092$$

Berdasarkan SNI T-15-1993-03, faktor reduksi dapat ditingkatkan menjadi 0,8 untuk keadaan ΦP_n berkurang dari nilai terkecil antara $(0,1.f_c A_g)$ dan

ΦP_n ke nol.

Faktor keamanan yang digunakan $\Phi = 0,8$

$$\Phi = 0,8 - \frac{0,8 - 0,65}{0,1} \times 0,01092 = 0,78362$$

maka faktor reduksi kekuatan (Φ) 0.78362 dipakai dalam perancangan.

M_u = momen total = 7513.47 kNm

P_u = beban terpusat = 7667.52 kN

$$e = \frac{M_u}{P_u} = 0,97991 \text{ m} = 979.909 \text{ mm}$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} = \frac{7667,52 \times 10^3}{0,8 \times 2E+07 \times 0,85 \times 35} = 0,01639$$

$$\frac{P_u}{\phi \cdot A_g \cdot 0,85 \cdot f'_c} \times \frac{e}{h} = 0,01639 \times \frac{979.909}{2508}$$

$$P = 0,0064$$

f'_c = mutu beton = 35 Mpa

f_y = mutu baja = 390 Mpa

d' = 100 mm

h = 2508 mm

$$\frac{d'}{h} = 0,03987$$

diperoleh $r = 0.001 < \rho_{min} = 0.00359$, maka digunakan ρ_{min}

$$\rho = r \times \beta = 0.00359 \times 1.33 = 0.00477$$

$$A_s = 0.00477 \times 20064000 = 95792.74 \text{ mm}^2$$

Diasumsikan tulangan diameter 29 mm

$$A_{tul} = 1/4 \times \pi D^2$$

$$A_{tul} = 1/4 \times 3.14 \times 29^2$$

$$= 660.185 \text{ mm}^2$$

Kebutuhan tulangan (n) :

$$A_s = \text{kebutuhan tulangan} = 95792.74 \text{ mm}^2$$

$$A_{s_{tul}} = \text{luas tulangan} = 660.1850 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_s}{A_{tul}} = \frac{95792.7}{660.19} = 145.1$$

digunakan : **146** buah tulangan **D29**

$$\text{selimut beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan} = \frac{8000 - 200}{}$$

$$= 73$$

$$= 106.85 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan digunakan} = \mathbf{100} \text{ mm}$$

d. Penulangan geser pada badan *Abutment*

$$V_u = \text{beban vertikal} = 1323.45 \text{ kN}$$

$$f_c = \text{mutu beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$b = \text{lebar badan abutment} = 8000 \text{ mm}$$

$$h = \text{tinggi badan abutment} = 2508 \text{ mm}$$

$$d' = \text{taksiran asumsi penulangan} = 100 \text{ mm}$$

$$f_y = \text{mutu baja} = 400 \text{ MPa}$$

$$V_c = 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b \times d$$

$$f_c' = \text{mutu beton} = 35 \text{ MPa}$$

$$b = \text{lebar badan abutment} = 8000 \text{ mm}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \times \sqrt{35} \times 8000 \times 2308$$

$$= 1.8\text{E}+07 \text{ N}$$

$$1/2 \phi V_c < V_u$$

$$1/2 \phi V_c = 1/2 \times 0.6 \times 18205749.52$$

$$= 5461724.856 > 1323454.92$$

Karena $1/2 \phi V_c > V_u$, maka tidak diperlukan tulangan geser. Untuk kestabilan pelaksanaan digunakan tulangan geser P12-100

5.6. Penulangan Kepala Abutment

Parameter tanah yang digunakan:

$$W_s = 17.2 \text{ kN/m}^3$$

$$\emptyset = 35^\circ$$

$$q = 0.6 \times W_s = 10.32 \text{ kN/m}^3$$

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - (\emptyset/2) \right) = 0.271$$

$$h_1 + h_2 = 1.258 \text{ m}$$

$$b_y = 8 \text{ m}$$

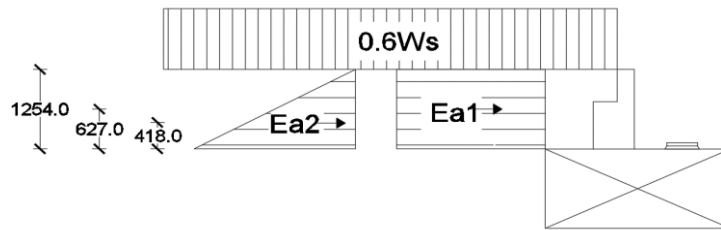
$$W_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

a. Gaya horizontal

No	Berat (kN)	Gaya Horizontal (a)	Lengan(m) (b)	Momen (a) x (b)
E _{a2}	$P1 = q \times Ka \times (h1+h2)$	28.15	0.418	11.76
E _{a1}	$P2 = 0.6 \times Ws \times Ka \times (h1+h2)^2$	35.41	0.627	22.20
Total =		63.55		33.96

$$\text{Momen tekanan tanah}(M_{TA}) = 33.96 \text{ kNm}$$

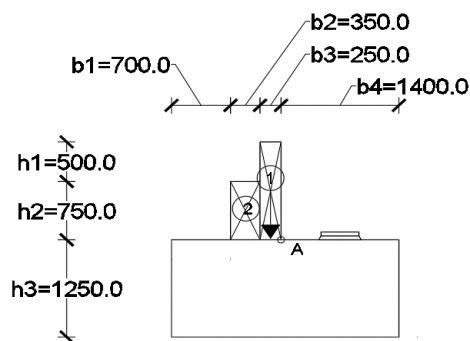
$$\text{Gaya horizontal tekanan tanah}(T_{TA}) = 63.55 \text{ kN}$$



Gambar 5.22 Gambar tekanan tanah pada korbel

b. Gaya vertikal

No	Berat (kN)	Gaya Horizontal (a)	Lengan(m) (b)	Momen (a) x (b)
A ₁	$0.25 \times 1.258 \times b_y \times W_c$	62.9	0.125	7.8625
A ₂	$0.35 \times 0.75 \times b_y \times W_c$	52.5	0.425	22.313
Total =		115.4		30.175

Momen abutment (M_A) = 30.18 kNmGaya vertikal abutment (T_A) = 115.4 kN

Gambar 5.21 Gaya vertikal pada korbel

Momen total

$$Mu = M_{TA} + M_A + M_{u.komb} = 8716.70 \text{ kNm}$$

Gaya vertikal abutment (T_A)

$$Pu = T_A + P_{u.komb} = 9926.31 \text{ kN}$$

c. Penulangan utama kepala abutment

perhitungan penulangan dilakukan dengan tinjauan per satu meter lebar abutment. Maka :

$$Mu = 8716.7 / 8$$

$$= 1089.6 \text{ kNm}$$

$$Vu = 1353.5 / 8$$

$$= 169.19 \text{ kN}$$

$$fc' = 29.1 \text{ Mpa}$$

$$fy = 390 \text{ Mpa}$$

$$h = 1.258 \text{ m}$$

$$d' = 50 \text{ mm}$$

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

$$\beta_1 = 0.815 \text{ (faktor keamanan beton untuk parameter } 30 \text{ MPa} < fc' < 55 \text{ MPa)}$$

$$\rho_b = \beta_1 \times 0.85 \times (fc'/fy) \times (600/(600+fy))$$

$$= 0.815 \times 0.85 \times 0.0746 \times 0.6061$$

$$\rho_b = 0.0313$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times \frac{1 - 0.5 \times 0.75 \times \rho_b \times f_y}{0.85 \times f'_c} \\
 &= 7.4659 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \phi &= \text{faktor reduksi kekuatan lentur} \\
 &= 0.8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 d &= h - d' \\
 &= 1258 - 50 \\
 &= 1208 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 Mn &= Mu / \phi \\
 &= 1089.6 / 0.8 \\
 &= 1362.0 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= Mn \times 10^6 / (b \times d^2) \\
 &= 0.9333 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$R_n < R_{max} \text{ (memenuhi syarat)}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho_{perlu} &= 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2R_n}{0.85f'_c}} \right] \\
 &= 0.002440
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan yang minimum :

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 0.25\% \times (1.4/f_y) \\
 &= 0.0000090
 \end{aligned}$$

menurut SNI T-12-2004, rasio tulangan *corbel* tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned}\rho &\geq 0.04 \times f_c' / f_y \\ &\geq 0.002985\end{aligned}$$

digunakan : $\rho = 0.003$

$$\begin{aligned}A_{s,perlu} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 3605.4 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$A_{s,min} = \frac{M_u}{(\phi \times f_y \times (d - e))}$$

$$\begin{aligned}e &= M_u / P_u \\ &= 0.8781 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$A_{s,min} = 2893.05 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas tulangan yang digunakan : } = 3605.42 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan *deform* $\phi 19$

jarak tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}s &= \frac{b}{A_s} \times \frac{\pi}{4} \times d^2 \\ &= 78.6 \text{ mm}\end{aligned}$$

maka, digunakan tulangan : $\phi 19 - 75 \text{ mm}$

Untuk tulangan bagi, dihitung sebagai 50% dari tulangan pokok.

$$\begin{aligned}A_{s'} &= A_s \times 50\% \\ &= 3778.5 \times 50\%\end{aligned}$$

$$= 1889.2 \text{ mm}^2$$

digunakan tulangan bagi : $\emptyset 19$

jarak tulangan yang diperlukan :

$$s = \frac{b}{A_{s'}} \times \frac{\pi}{4} \times d^2$$

$$= 150.0 \text{ mm}$$

maka, digunakan tulangan : $\emptyset 19 - 150 \text{ mm}$

Perhitungan tulangan geser :

$$V_u = 169.19 \text{ kN}$$

ϕ = faktor reduksi kekuatan geser

$$= 0.6$$

$$V_c = (1/6) \times \sqrt{f'_c} \times b \times d$$

$$= 1086080.9 \text{ kN}$$

$$\phi \cdot V_c = 651648.54$$

$\phi \cdot V_c > V_u$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

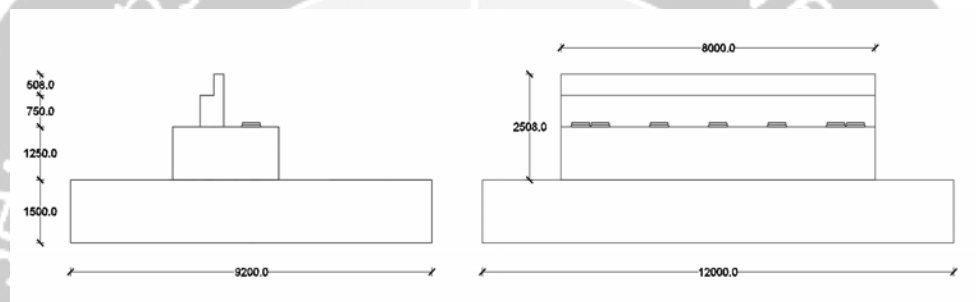
□□□□□□

□□□□**M**□U□□□□□□□□□□□□

□□□□ □□□□□□□□□□

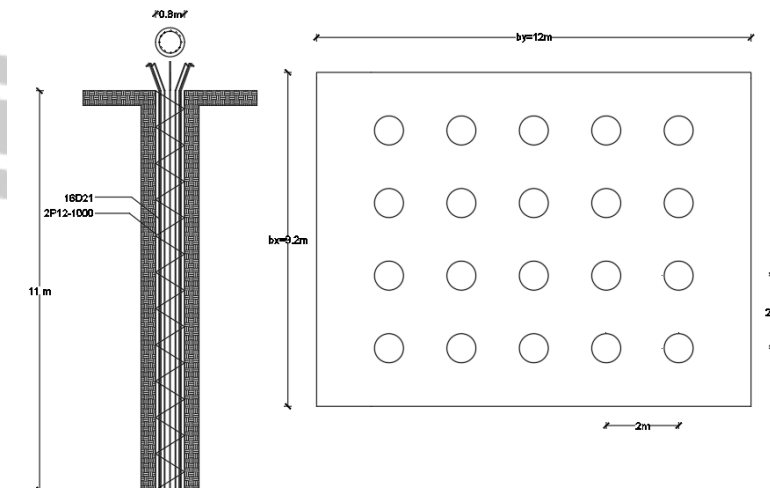
Dari perencanaan struktur balok jembatan Serangka Kalimantan Barat didapat hasil sebagai berikut:

1. Dimensi □□□□□□□□



Gambar 6.1 Dimensi □□□□□□□□mm

2. Dimensi pondasi tiang.



Gambar 6.2 Dena dan dimensi pondasi tiang m

3. Mutu beton untuk abutment menggunakan K-300 dan untuk pondasi tiang menggunakan K-350.
4. Penulangan pondasi tiang.
 - a. tulangan longitudinal menggunakan D21 jumlah tulangan 16 buah per tiang.
 - b. tulangan geser menggunakan P12 jumlah tulangan 2 dengan jarak antar tulangan geser 200 mm
5. Penulangan 
 - a. tulangan utama menggunakan D32 jumlah tulangan 68 buah dengan jarak antar tulangan 150 mm
 - b. tulangan bagi menggunakan D25 jumlah tulangan 74 buah dengan jarak antar tulangan 100 mm.
6. Penulangan badan 
 - a. tulangan utama menggunakan D29 jumlah tulangan 146 buah dengan jarak antar tulangan 100 mm.
 - b. tulangan geser menggunakan P12 dengan jarak antar tulangan 100 mm
7. Penulangan 
 - a. tulangan utama menggunakan D19 dengan jarak antar tulangan 75 mm
 - b. tulangan bagi menggunakan D19 dengan jarak antar tulangan 150 mm
8. Gambar perencanaan terlampir.

□□□□ □□r□□□

Metode perencanaan harus sesuai dengan Standarisi Nasional Indonesia agar diperoleh hasil yang kuat dan aman.



DAFTAR PUSTAKA

Prastika, M. P. D., 2017. *Perencanaan Struktur Beton untuk Struktur Gedung Sederhana Rangka Rigid Trapesium*. Laporan Tugas Akhir Universitas Atma Jaya Yogyakarta.

Pusat Pembinaan Kompetensi Dan Pelatihan Konstruksi, 2007. *Perencanaan Struktur Beton untuk Gedung BDE 04*. Jakarta: Departemen Pekerjaan Umum.

Struyk, H. J., dan van der Veen, K. H. C. W., 1984. *Struktur Beton*. Jakarta: Pradnya Paramita.

Sub Panitia Teknik Standardisasi Bidang Prasarana Transportasi, 2004. *Perencanaan Struktur Beton untuk Ujung Jembatan RS T*. Badan Standardisasi Nasional.

Sub Panitia Teknik Standardisasi Bidang Prasarana Transportasi, 2016. *Perencanaan Ujung Jembatan S*. Badan Standardisasi Nasional.

Sub Panitia Teknik Standarisasi Bidang Prasarana Transportasi, 2008, *Perencanaan Struktur Beton untuk Ujung Jembatan RS T*. Badan Standarisasi Nasional

Sub Panitia Teknik Standardisasi Bidang Prasarana Transportasi, 2005, *Struktur Beton untuk Ujung Jembatan RS T*, Badan Standardisasi Nasional.

Supriyadi, B., dan Muntohar, A. S., 2007. *Struktur Beton*. Yogyakarta: Beta Offset.

Tim Penyusun Buku Pedoman Program Studi Teknik Sipil, 2013. *Perencanaan Struktur Beton T*. Universitas Atma Jaya Yogyakarta, Yogyakarta.

Hardiyatmo, H.C. 1996. Teknik Pondasi. PT Garamedia Pustaka Utama. Jakarta.

Guna'an, Ir. Rudy dengan petunjuk Ir. Morisbo. 1988. Tabel Profil Konstruksi Baja. Kanisius. Yogyakarta.

Kusuma, Gideon, Kole, P. Sagel R, 1993, *Perencanaan Struktur Beton untuk Ujung Jembatan*

Boiles, E., 1988, Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2, Penerbit Erlangga, Jakarta.

Lampiran 1 Data CPT

K = 2.512

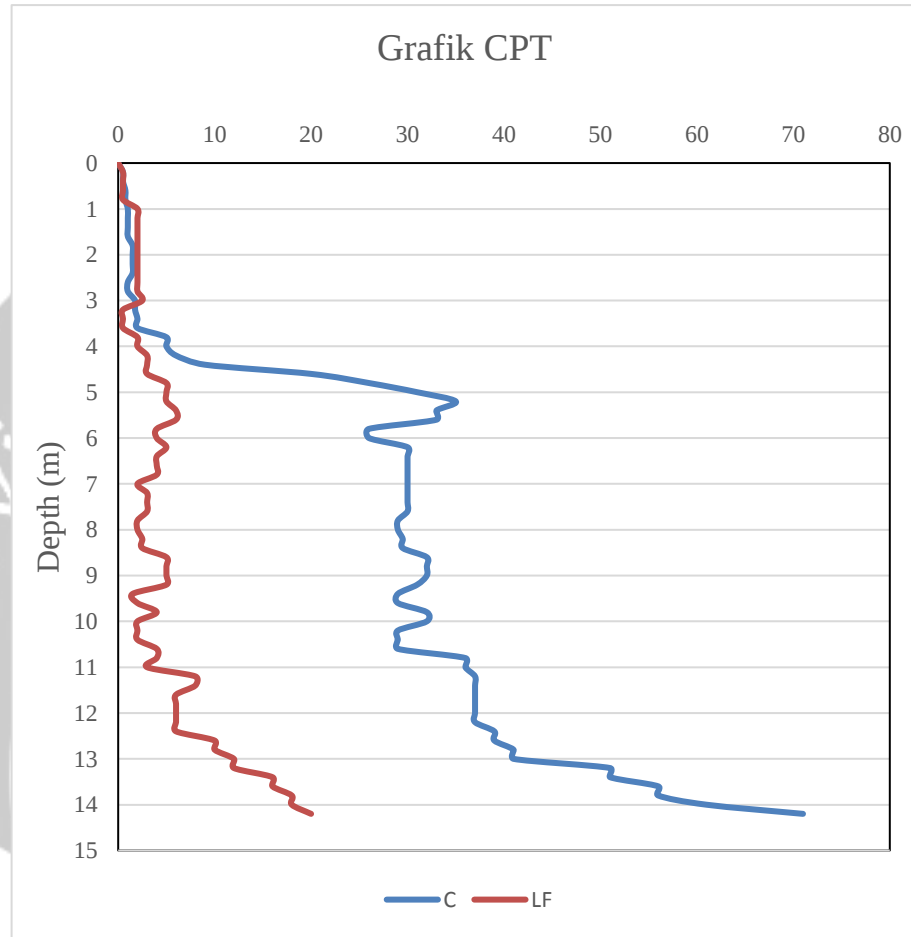
No.	Depth	C	LF	As	Fs x As
	(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(cm ²)	(kg)
1	0.0	0.00	0.00	5024.00	0.00
2	0.2	0.50	0.50	5024.00	2512.00
3	0.4	0.50	0.50	5024.00	2512.00
4	0.6	0.75	0.50	5024.00	2512.00
5	0.8	0.75	0.50	5024.00	2512.00
6	1	1.00	2.00	5024.00	10048.00
7	1.2	1.00	2.00	5024.00	10048.00
8	1.4	1.00	2.00	5024.00	10048.00
9	1.6	1.00	2.00	5024.00	10048.00
10	1.8	1.50	2.00	5024.00	10048.00
11	2	1.50	2.00	5024.00	10048.00
12	2.2	1.50	2.00	5024.00	10048.00
13	2.4	1.50	2.00	5024.00	10048.00
14	2.6	1.00	2.00	5024.00	10048.00
15	2.8	1.00	2.00	5024.00	10048.00
16	3.0	1.75	2.50	5024.00	12560.00
17	3.2	1.75	0.50	5024.00	2512.00

	18	3.4	2.00	0.50	5024.00	2512.00
	19	3.6	2.00	0.50	5024.00	2512.00
	20	3.8	5.00	2.00	5024.00	10048.00
	21	4	5.00	2.00	5024.00	10048.00
	22	4.2	6.00	3.00	5024.00	15072.00
	23	4.4	9.00	3.00	5024.00	15072.00
8D	24	4.6	20.00	3.00	5024.00	15072.00
	25	4.8	26.00	5.00	5024.00	25120.00
	26	5	31.00	5.00	5024.00	25120.00
	27	5.2	35.00	5.00	5024.00	25120.00
	28	5.4	33.00	6.00	5024.00	30144.00
	29	5.6	33.00	6.00	5024.00	30144.00
	30	5.8	26.00	4.00	5024.00	20096.00
	31	6.0	26.00	4.00	5024.00	20096.00
6D	32	6.2	30.00	5.00	5024.00	25120.00
	33	6.4	30.00	4.00	5024.00	20096.00
	34	6.6	30.00	4.00	5024.00	20096.00
	35	6.8	30.00	4.00	5024.00	20096.00
	36	7	30.00	2.00	5024.00	10048.00
	37	7.2	30.00	3.00	5024.00	15072.00

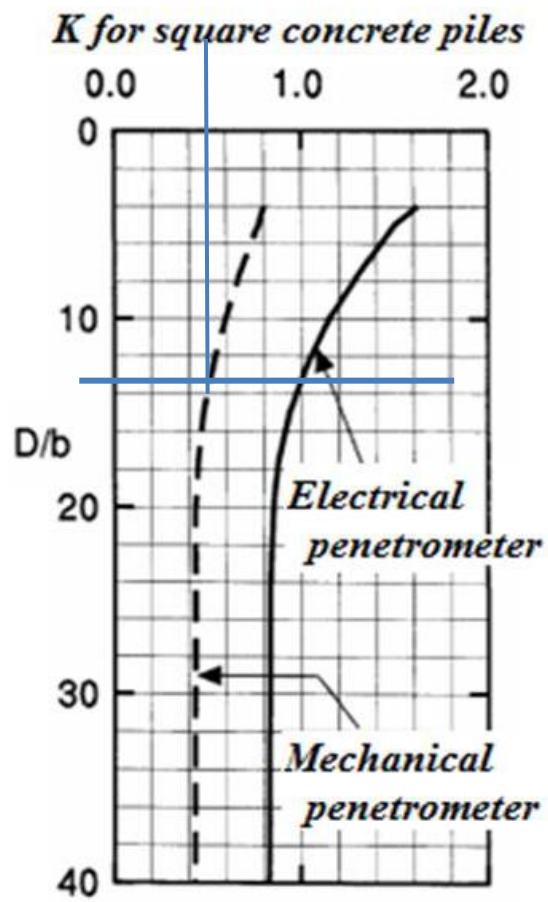
4D	38	7.4	30.00	3.00	5024.00	15072.00
	39	7.6	30.00	3.00	5024.00	15072.00
	40	7.8	29.00	2.00	5024.00	10048.00
	41	8	29.00	2.00	5024.00	10048.00
	42	8.2	29.50	2.50	5024.00	12560.00
	43	8.4	29.50	2.50	5024.00	12560.00
	44	8.6	32.00	5.00	5024.00	25120.00
	45	8.8	32.00	5.00	5024.00	25120.00
	46	9.0	32.00	5.00	5024.00	25120.00
	47	9.2	31.00	5.00	5024.00	25120.00
2D	48	9.4	29.00	1.50	5024.00	7536.00
	49	9.6	29.00	2.00	5024.00	10048.00
	50	9.8	32.00	4.00	5024.00	20096.00
	51	10	32.00	2.00	5024.00	10048.00
	52	10.2	29.00	2.00	5024.00	10048.00
	53	10.4	29.00	2.00	5024.00	10048.00
	54	10.6	29.00	4.00	5024.00	20096.00
	55	10.8	36.00	4.00	5024.00	20096.00
U	56	11	36.00	3.00	5024.00	15072.00
	57	11.2	37.00	8.00	5024.00	40192.00
	58	11.4	37.00	8.00	5024.00	40192.00

	59	11.6	37.00	6.00	5024.00	30144.00
	60	11.8	37.00	6.00	5024.00	30144.00
	61	12.0	37.00	6.00	5024.00	30144.00
	62	12.2	37.00	6.00	5024.00	30144.00
	63	12.4	39.00	6.00	5024.00	30144.00
2D	64	12.6	39.00	10.00	5024.00	50240.00
	65	12.8	41.00	10.00	5024.00	50240.00
	66	13	41.00	40.00	5024.00	200960.00
	67	13.2	51.00	40.00	5024.00	200960.00
	68	13.4	51.00	40.00	5024.00	200960.00
	69	13.6	56.00	40.00	5024.00	200960.00
	70	13.8	56.00	40.00	5024.00	200960.00
	71	14	61.00	40.00	5024.00	200960.00
4D	72	14.2	71.00	40.00	25120.00	1004800.0

Lampiran 2 Grafik CPT



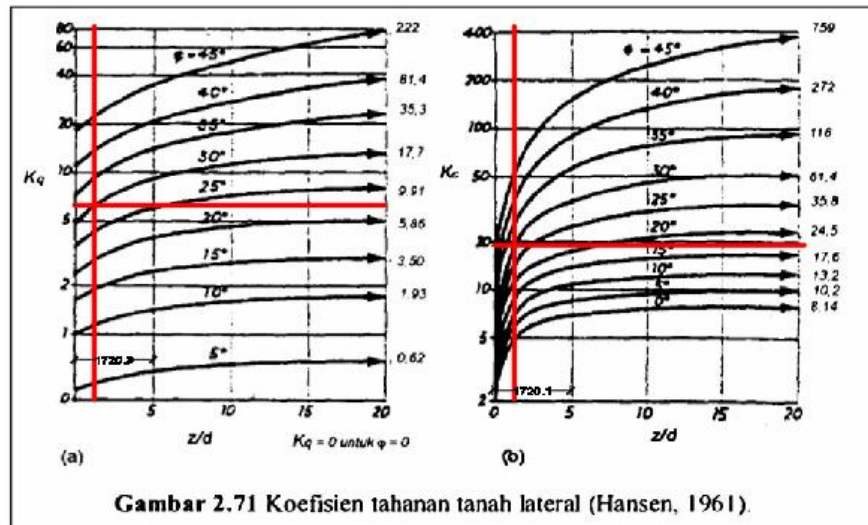
Lampiran 3 Grafik Pembacaan Faktor Reduksi K



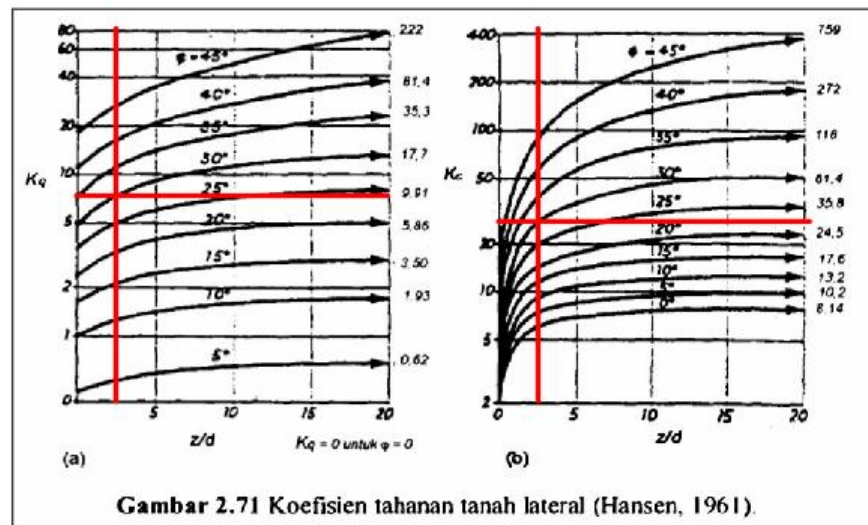
gth, b - pile width or diameter

Lampiran 4 Pembacaan Grafik K_q dan K_c untuk Setiap Nilai z/d

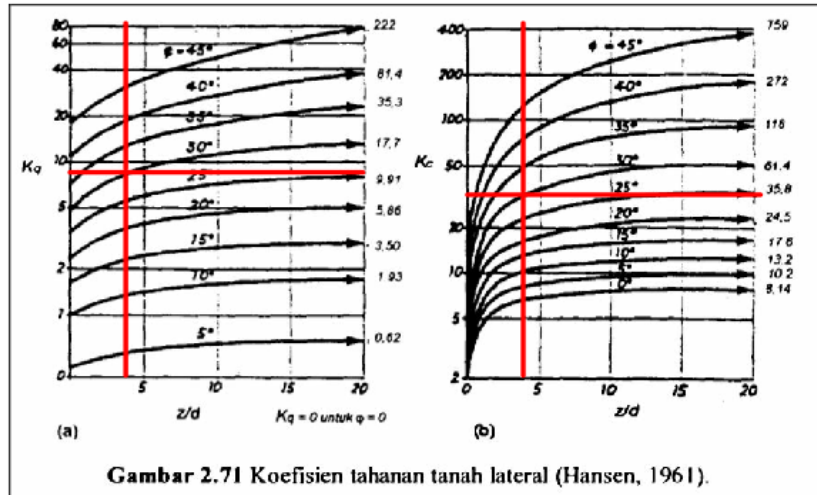
$z/d=1.25$



$z/d=2.5$

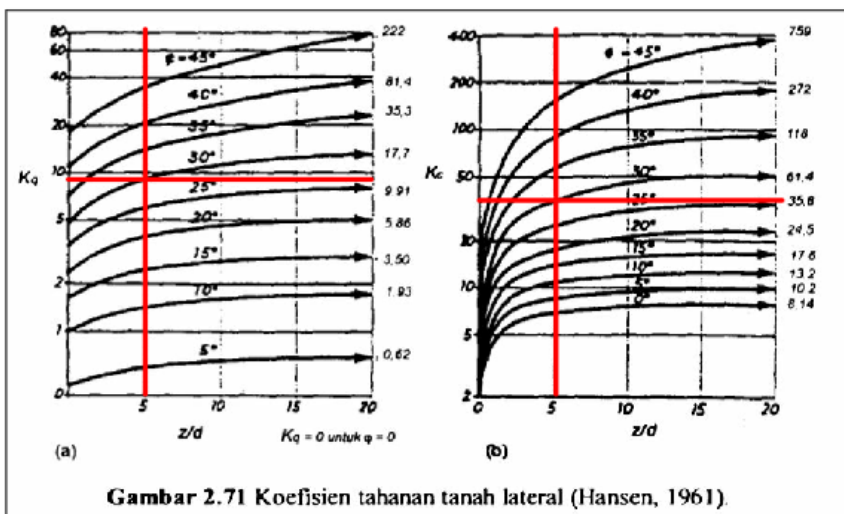


$$z/d=3.75$$



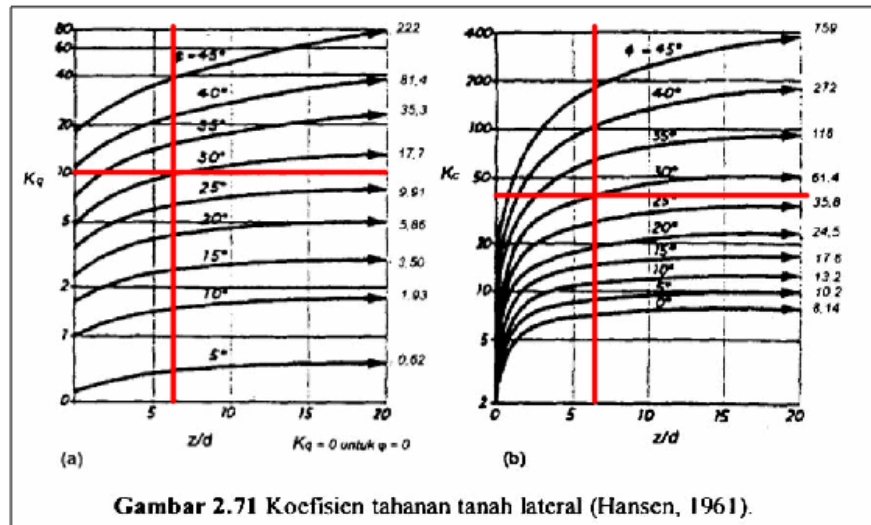
Gambar 2.71 Koefisien tahanan tanah lateral (Hansen, 1961).

$$z/d=5$$



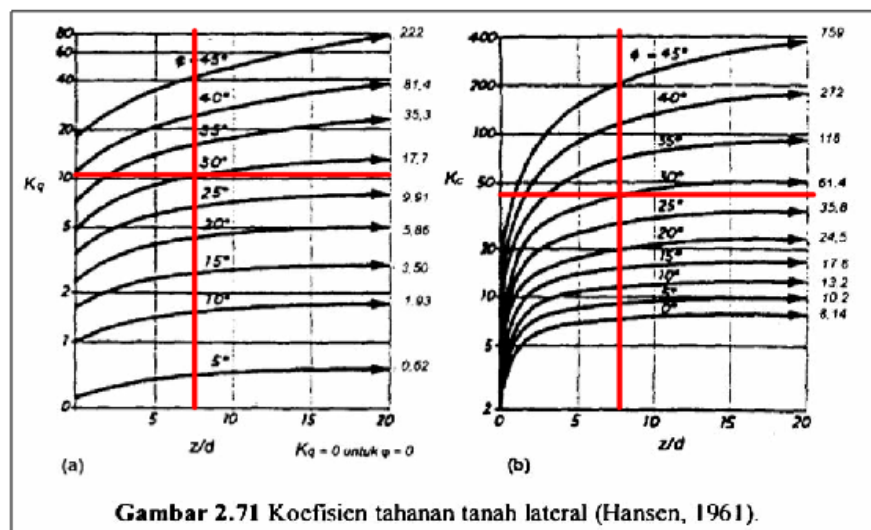
Gambar 2.71 Koefisien tahanan tanah lateral (Hansen, 1961).

$$z/d=6.25$$



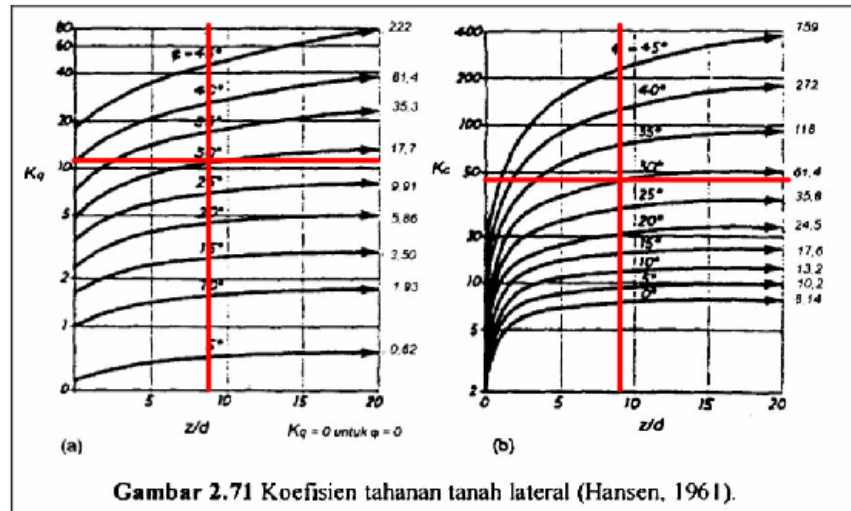
Gambar 2.71 Koefisien tahanan tanah lateral (Hansen, 1961).

$$z/d=7.5$$

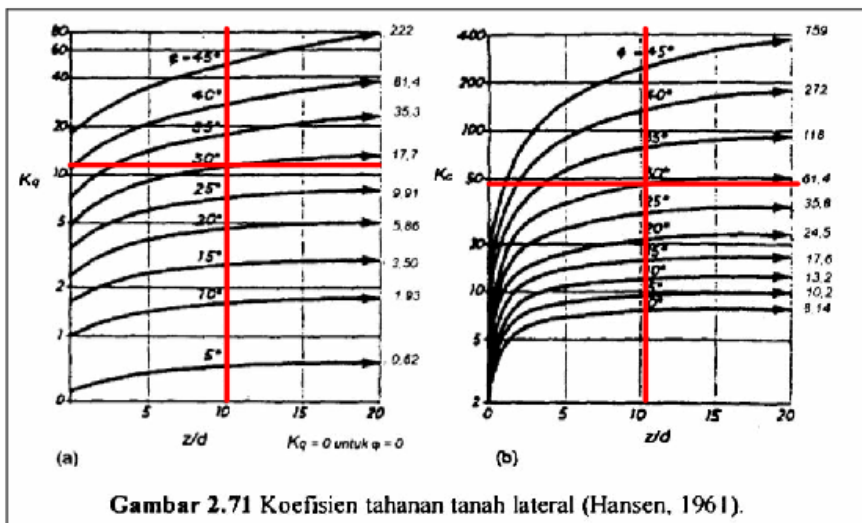


Gambar 2.71 Koefisien tahanan tanah lateral (Hansen, 1961).

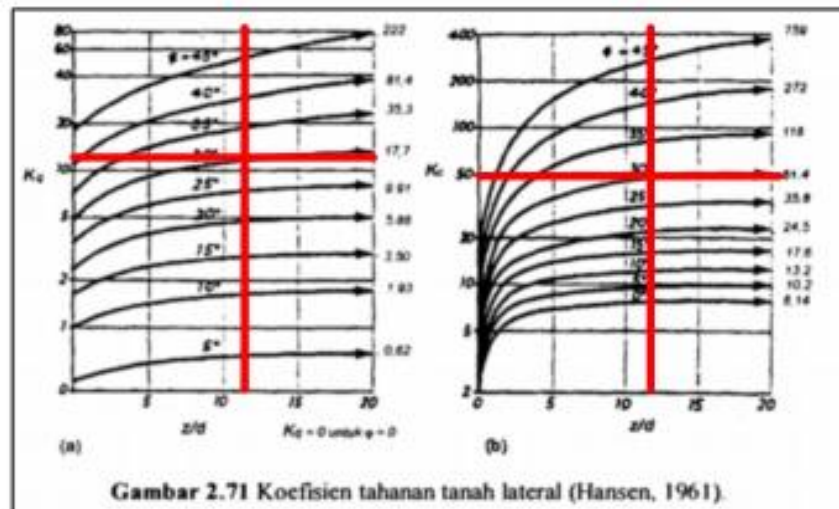
$$z/d=8.75$$



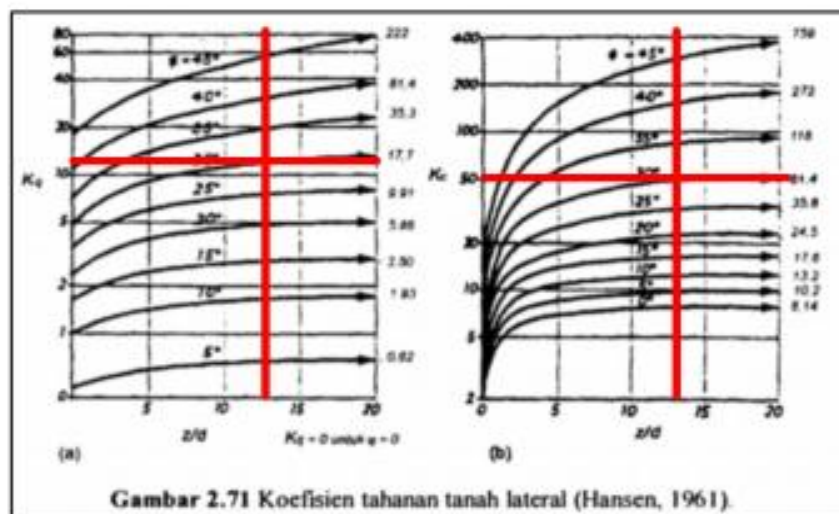
$$z/d=10$$



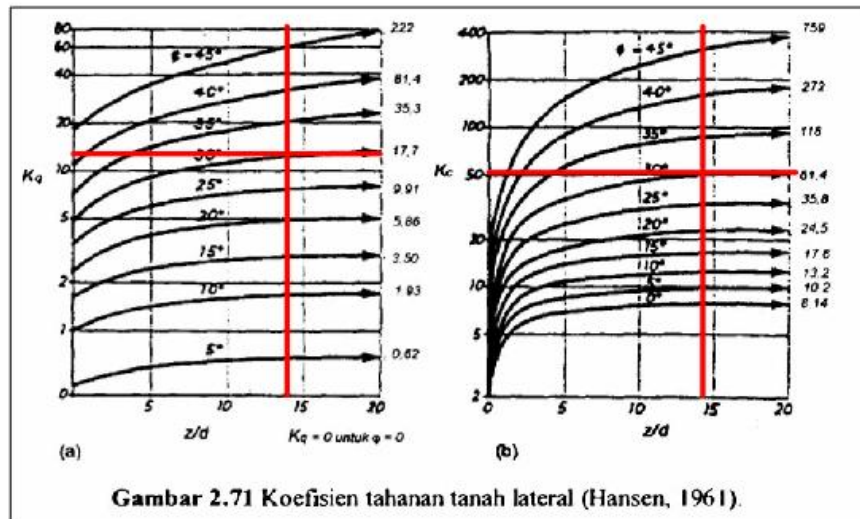
$$z/d=11.25$$

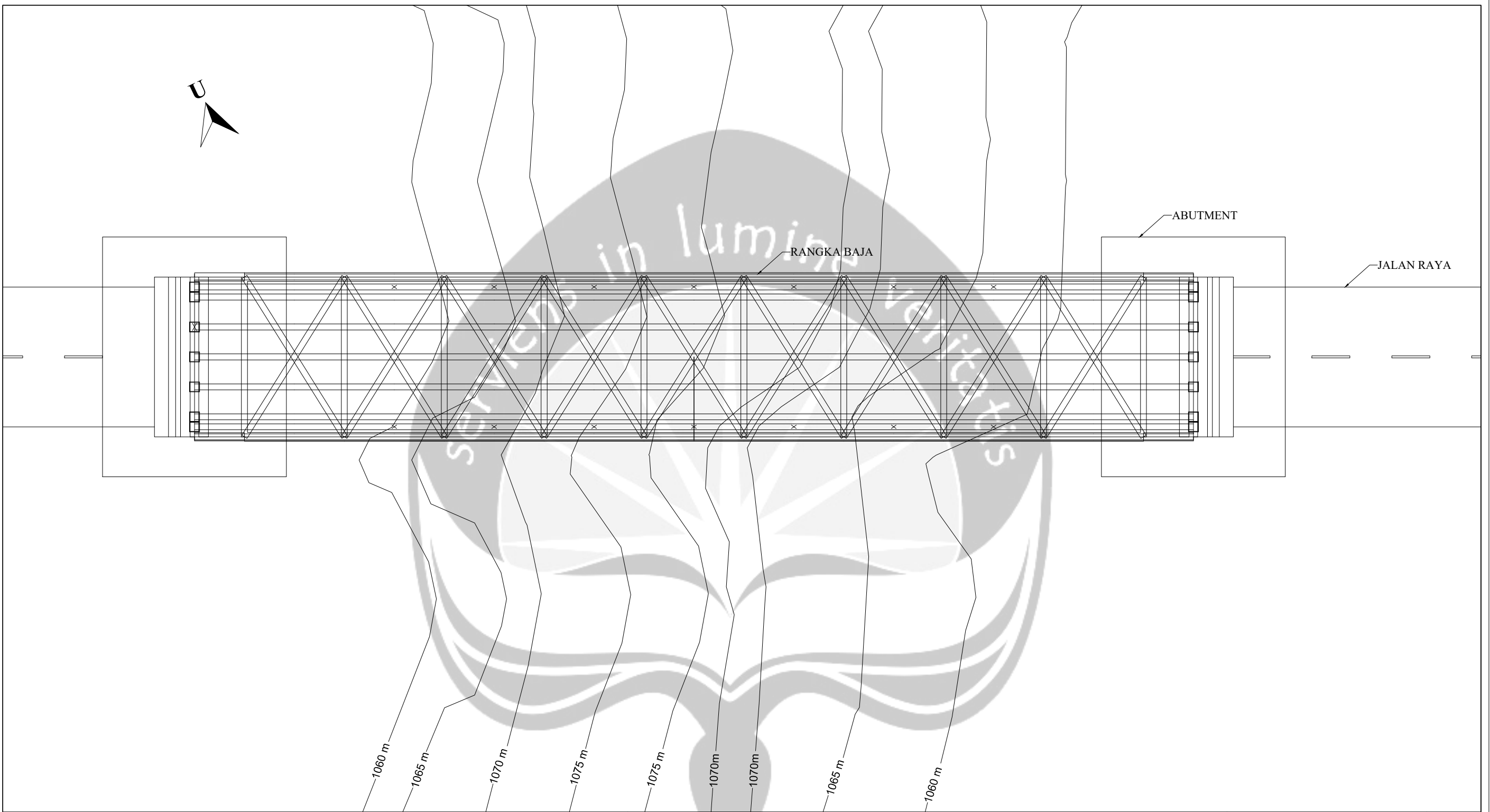


$$z/d=12.5$$

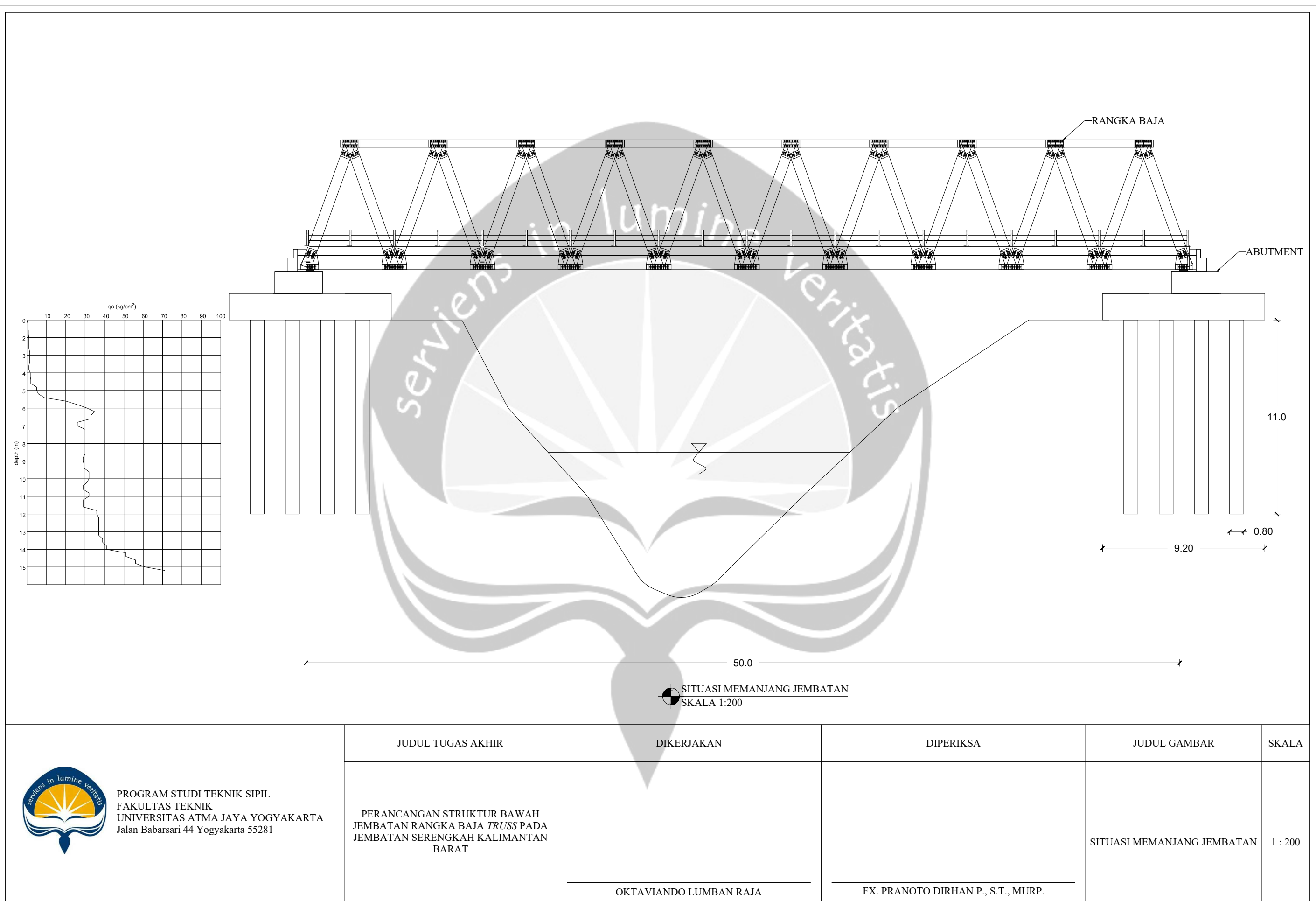


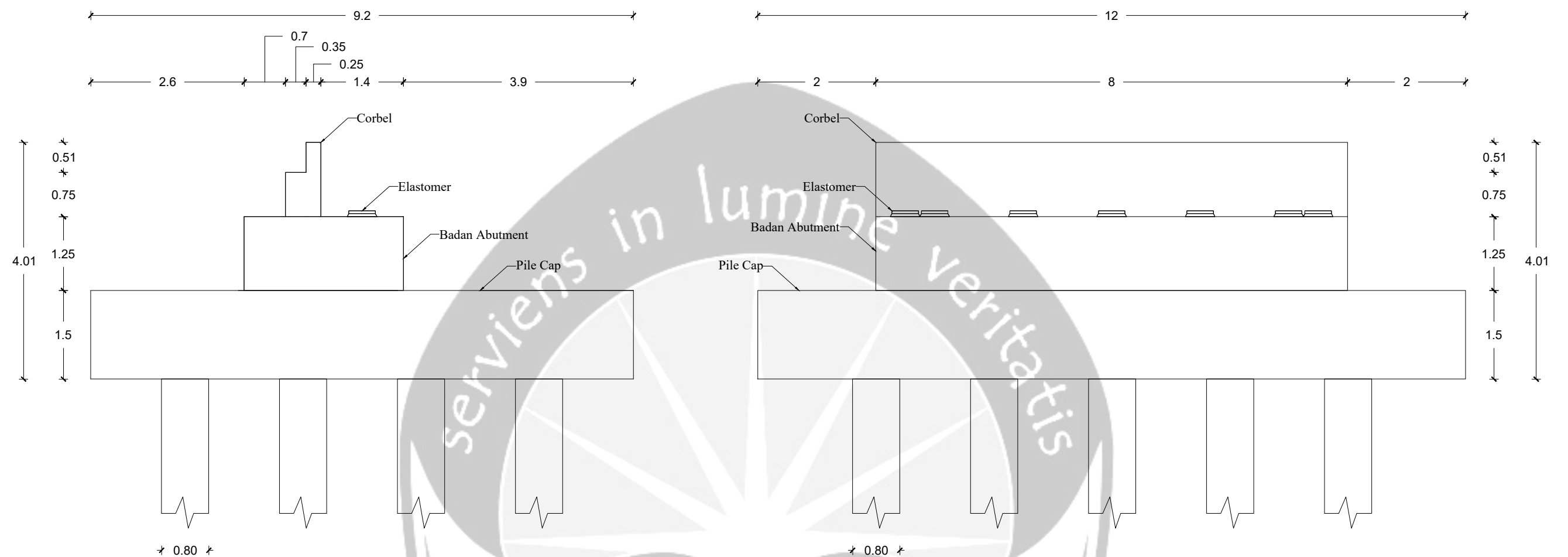
$$z/d=13.75$$





 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281	JUDUL TUGAS AKHIR	DIKERJAKAN	DIPERIKSA	JUDUL GAMBAR	SKALA
	PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN RANGKA BAJA <i>TRUSS</i> PADA JEMBATAN SERENGAH KALIMANTAN BARAT	OKTAVIANDO LUMBAN RAJA	FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.	SITUASI DENAH JEMBATAN	1 : 200





1. TAMPAK SAMPING ABUTMENT
SKALA 1:75

2. TAMPAK DEPAN ABUTMENT
SKALA 1:75



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281

JUDUL TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN RANGKA BAJA *TRUSS* PADA
JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN
BARAT

DIKERJAKAN

OKTAVIANDO LUMBAN RAJA

DIPERIKSA

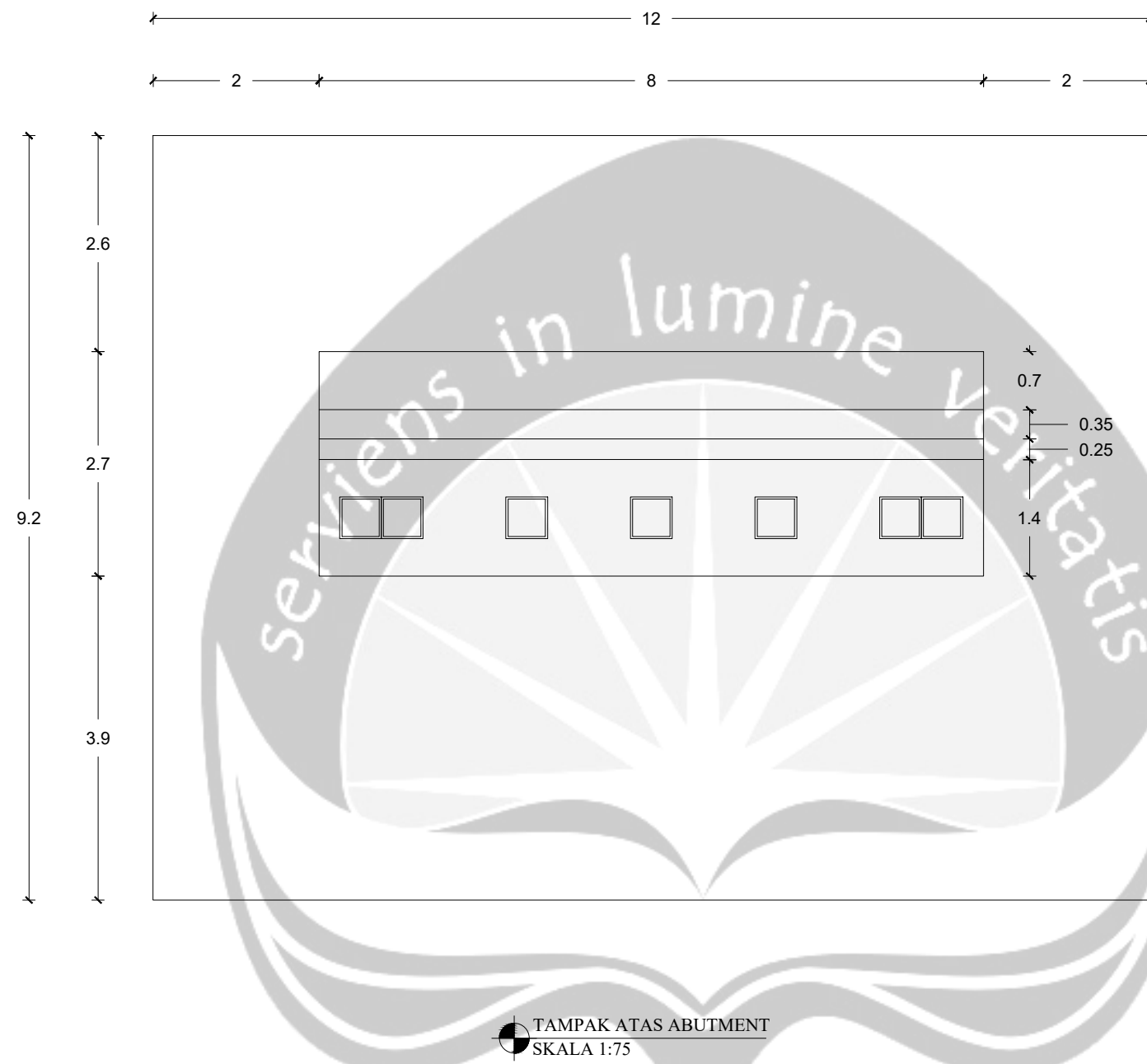
FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.

JUDUL GAMBAR

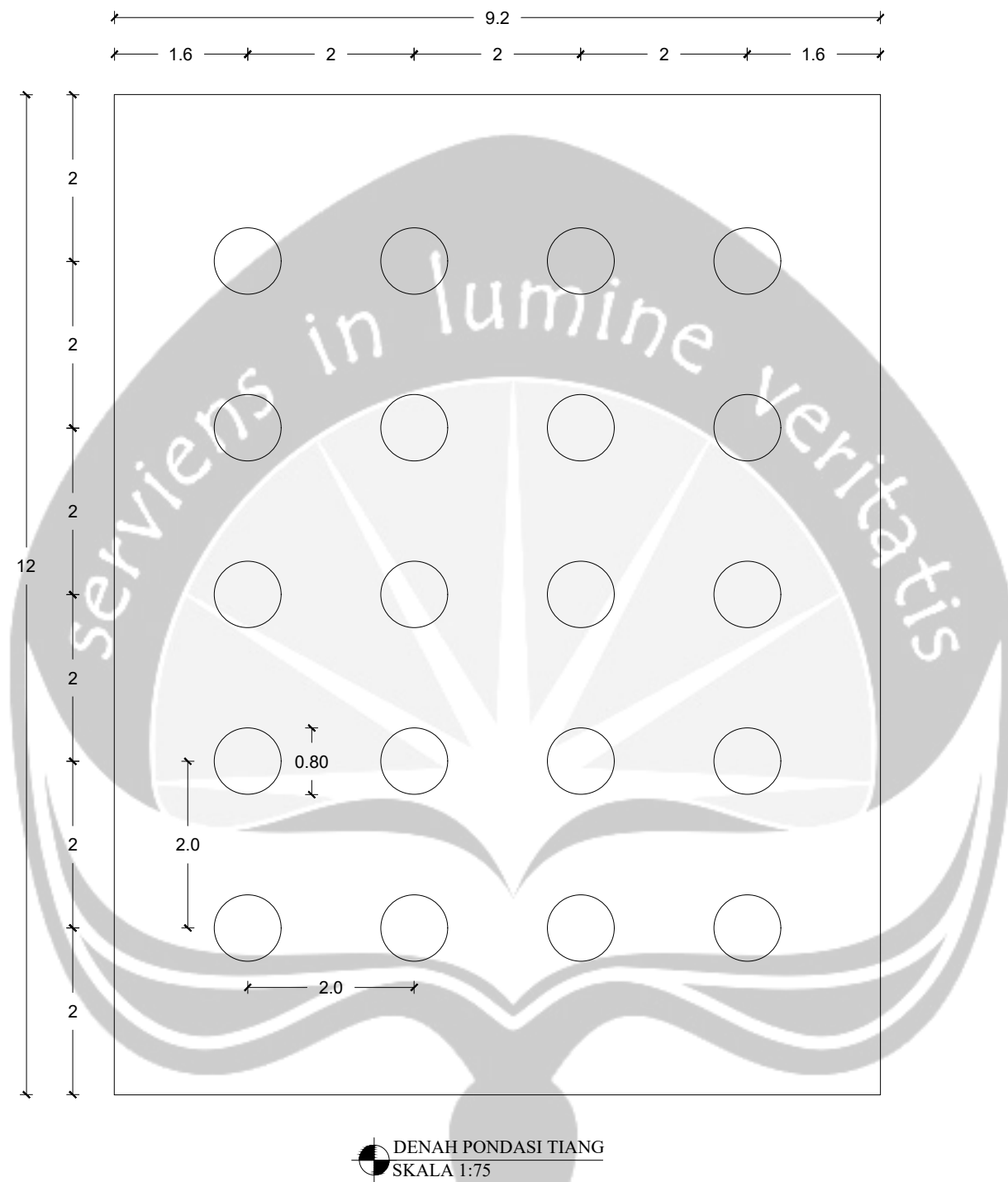
TAMPAK SAMPING ABUTMENT
TAMPAK DEPAN ABUTMENT

SKALA

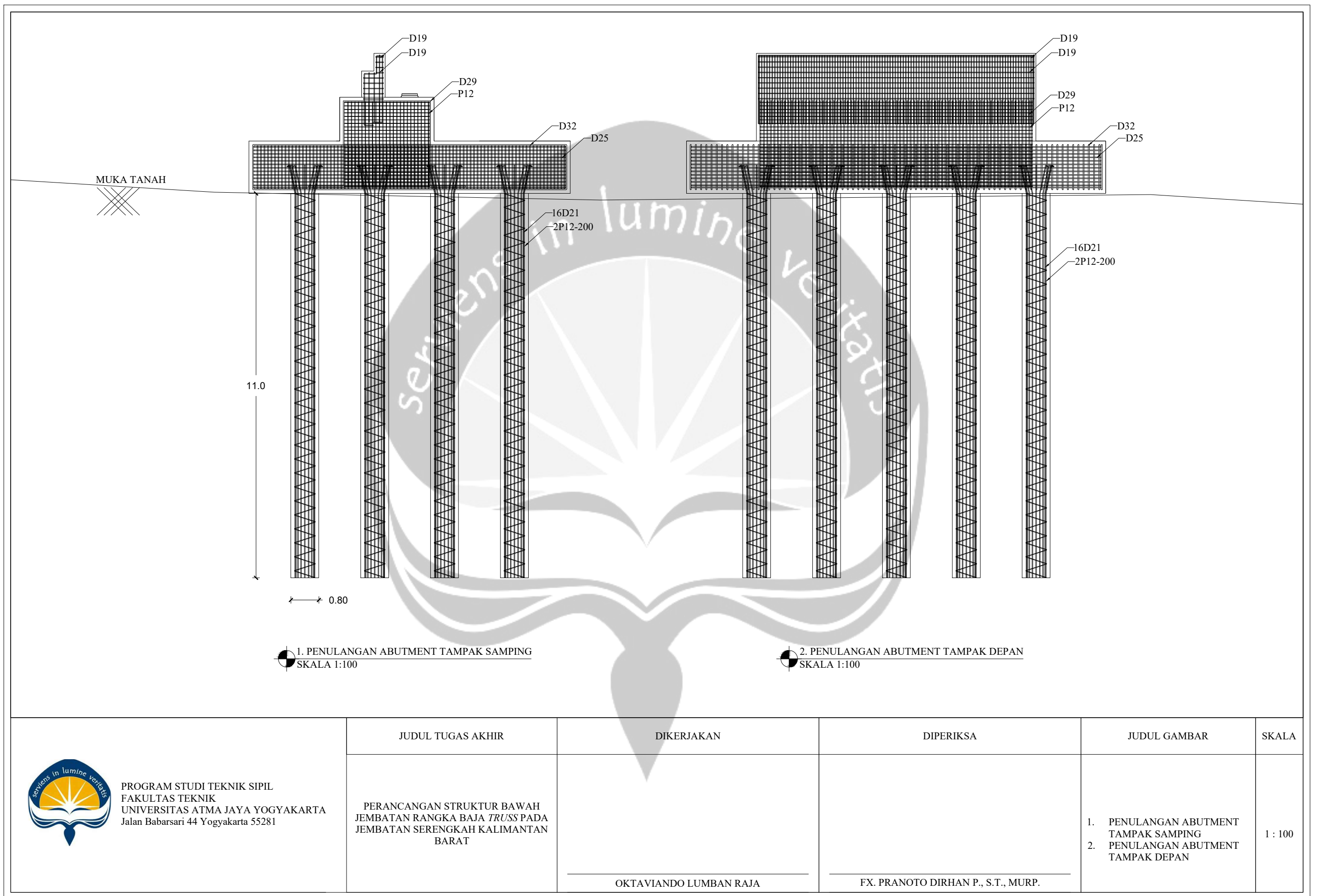
1 : 75

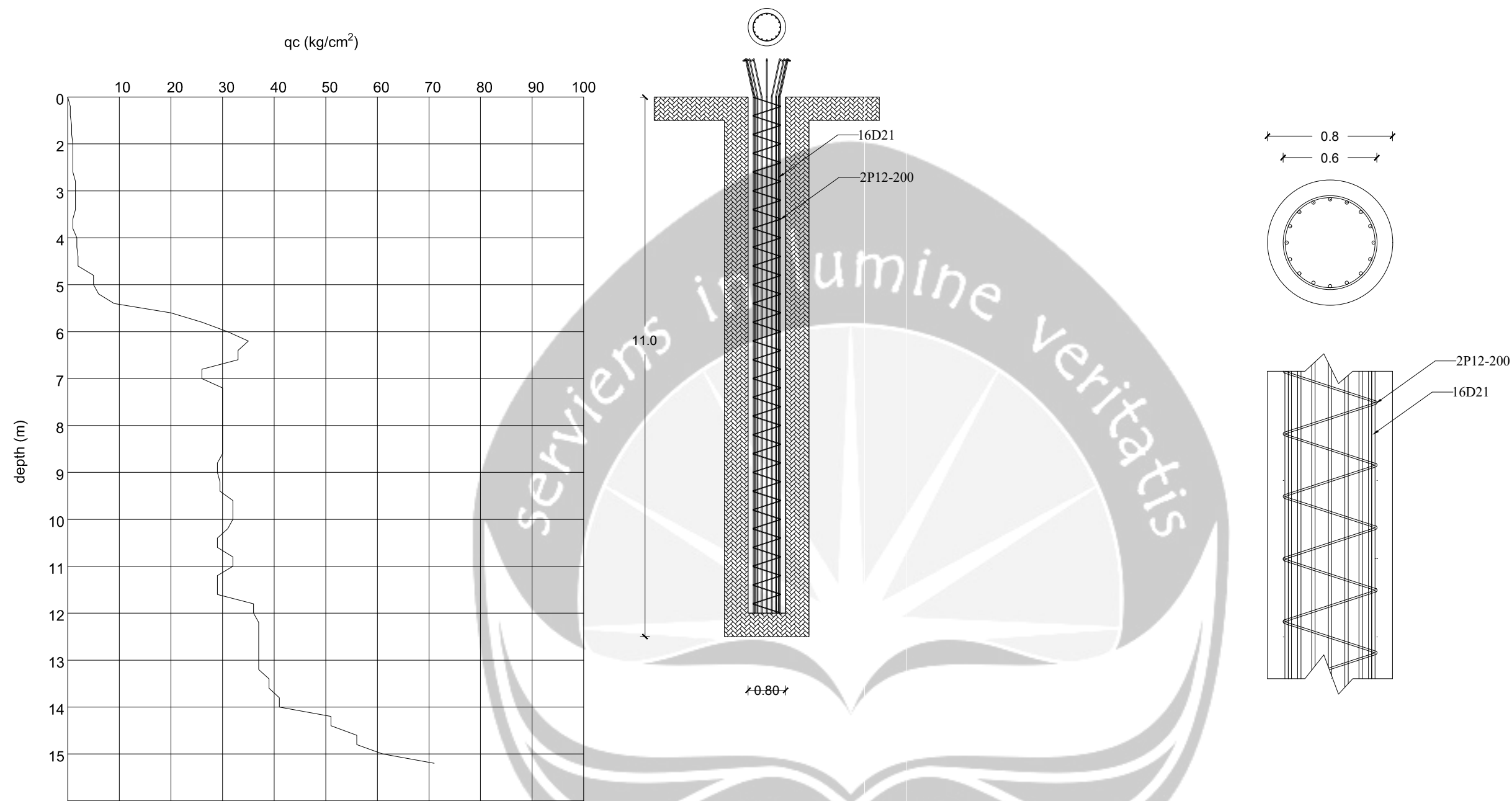


 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281	JUDUL TUGAS AKHIR	DIKERJAKAN	DIPERIKSA	JUDUL GAMBAR	SKALA
	PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN RANGKA BAJA <i>TRUSS</i> PADA JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN BARAT	OKTAVIANDO LUMBAN RAJA	FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.	TAMPAK ATAS ABUTMENT	1 : 75



 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281	JUDUL TUGAS AKHIR	DIKERJAKAN	DIPERIKSA	JUDUL GAMBAR	SKALA
	PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN RANGKA BAJA <i>TRUSS</i> PADA JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN BARAT	OKTAVIANDO LUMBAN RAJA	FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.	DENAH PONDASI TIANG	1 : 75

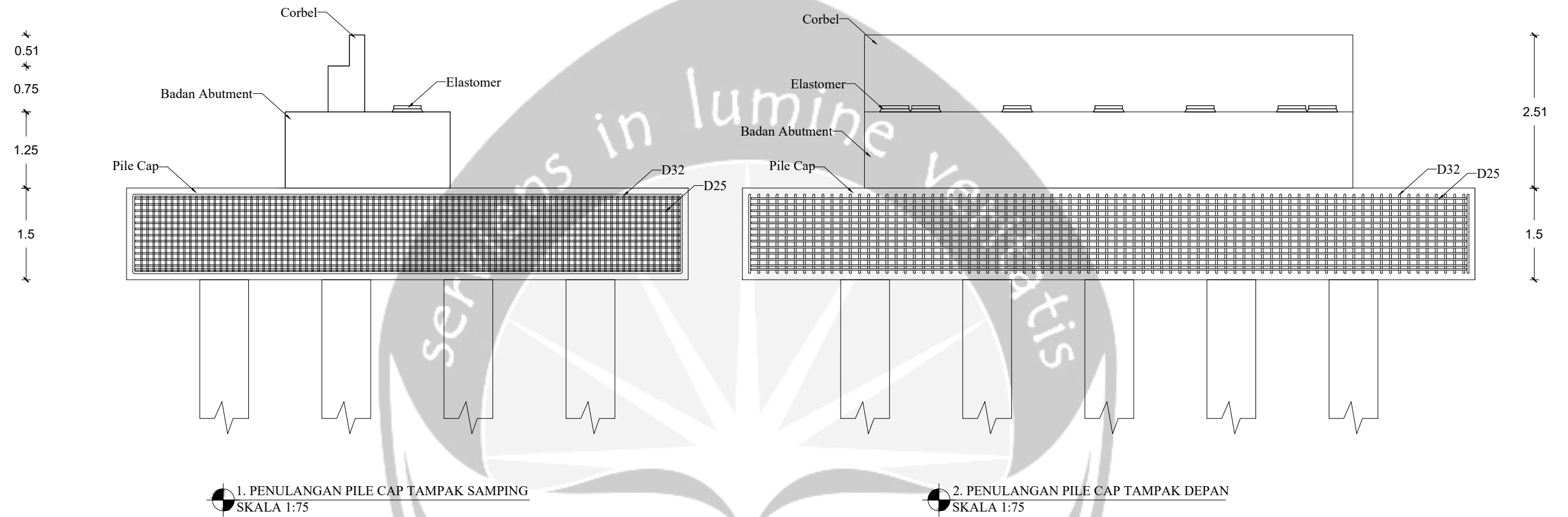




1. PENULANGAN TIANG PANCANG
SKALA 1:100

2. DETAIL PENULANGAN TIANG PANCANG
SKALA 1:30

 PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281	JUDUL TUGAS AKHIR	DIKERJAKAN	DIPERIKSA	JUDUL GAMBAR	SKALA
	PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH JEMBATAN RANGKA BAJA <i>TRUSS</i> PADA JEMBATAN SERENGAH KALIMANTAN BARAT	OKTAVIANDO LUMBAN RAJA	FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.	1. PENULANGAN TIANG PANCANG 2. DETAIL PENULANGAN TIANG PANCANG	1 : 75 1 : 30



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281

JUDUL TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN RANGKA BAJA *TRUSS* PADA
JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN
BARAT

DIKERJAKAN

OKTAVIANDO LUMBAN RAJA

DIPERIKSA

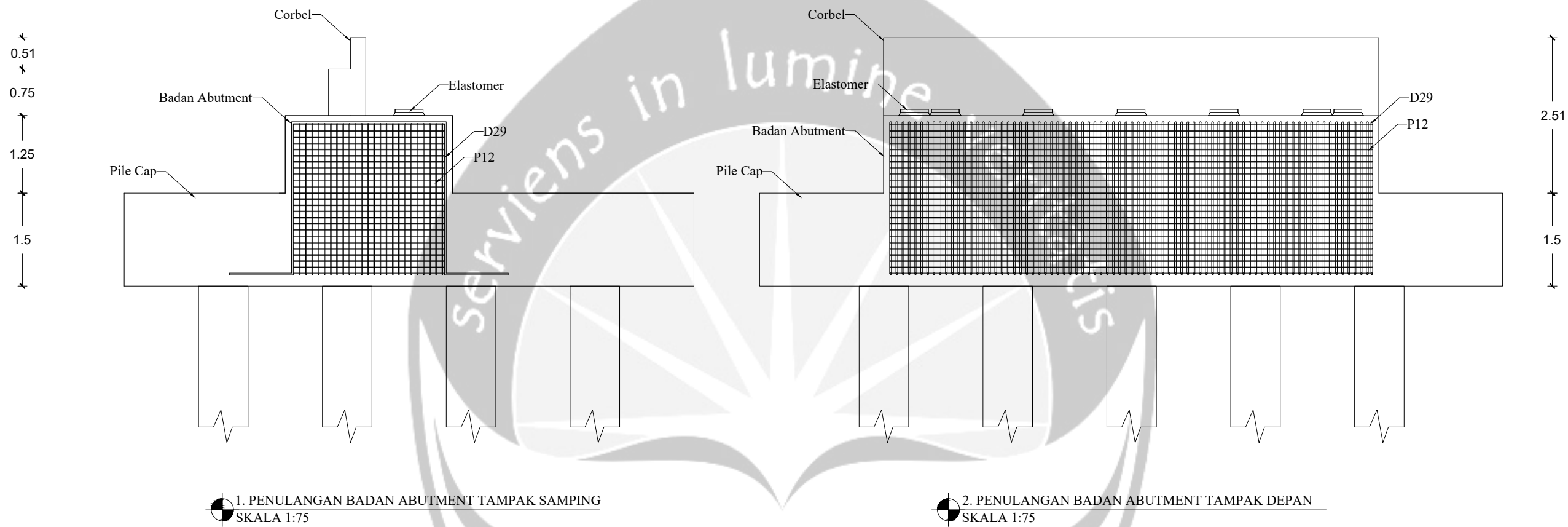
FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.

JUDUL GAMBAR

1. PENULANGAN PILE CAP
TAMPAK SAMPING
2. PENULANGAN PILE CAP
TAMPAK DEPAN

SKALA

1 : 75



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281

JUDUL TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN RANGKA BAJA *TRUSS* PADA
JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN
BARAT

DIKERJAKAN

OKTAVIANDO LUMBAN RAJA

DIPERIKSA

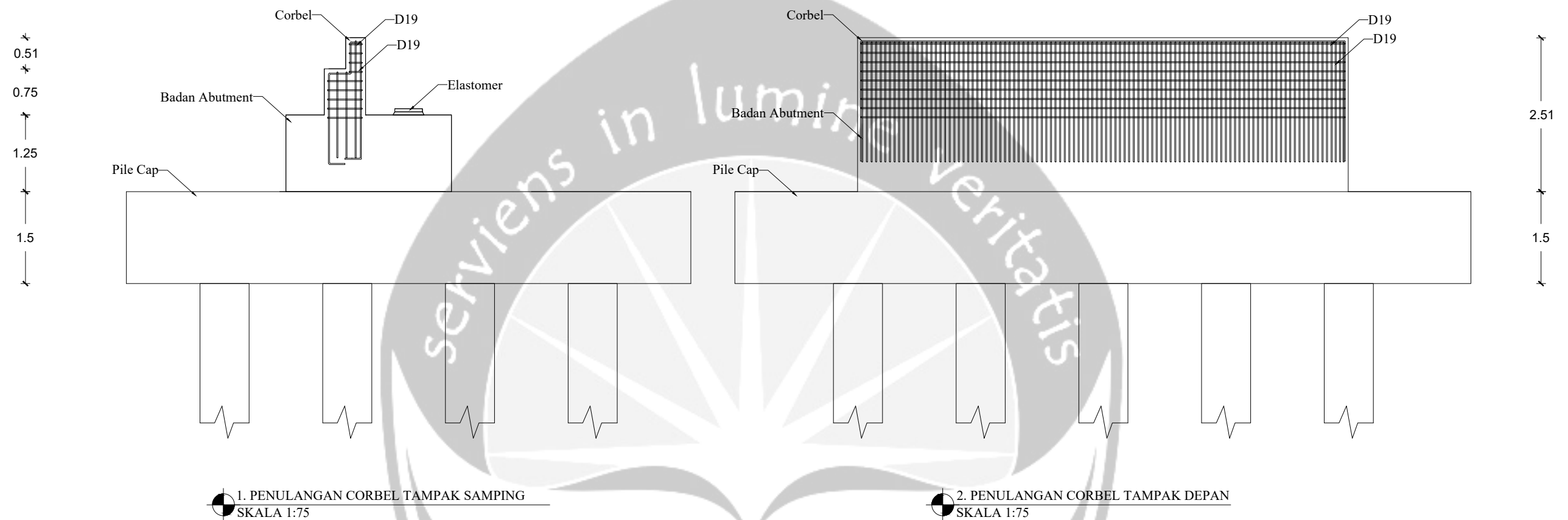
FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.

JUDUL GAMBAR

1. PENULANGAN BADAN ABUTMENT TAMPAK SAMPING
2. PENULANGAN BADAN ABUTMENT TAMPAK DEPAN

SKALA

1 : 75



PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ATMA JAYA YOGYAKARTA
Jalan Babarsari 44 Yogyakarta 55281

JUDUL TUGAS AKHIR

PERANCANGAN STRUKTUR BAWAH
JEMBATAN RANGKA BAJA *TRUSS* PADA
JEMBATAN SERENGKAH KALIMANTAN
BARAT

DIKERJAKAN

OKTAVIANDO LUMBAN RAJA

DIPERIKSA

FX. PRANOTO DIRHAN P., S.T., MURP.

JUDUL GAMBAR

1. PENULANGAN CORBEL
TAMPAK SAMPING
2. PENULANGAN CORBEL
TAMPAK DEPAN

SKALA

1 : 75