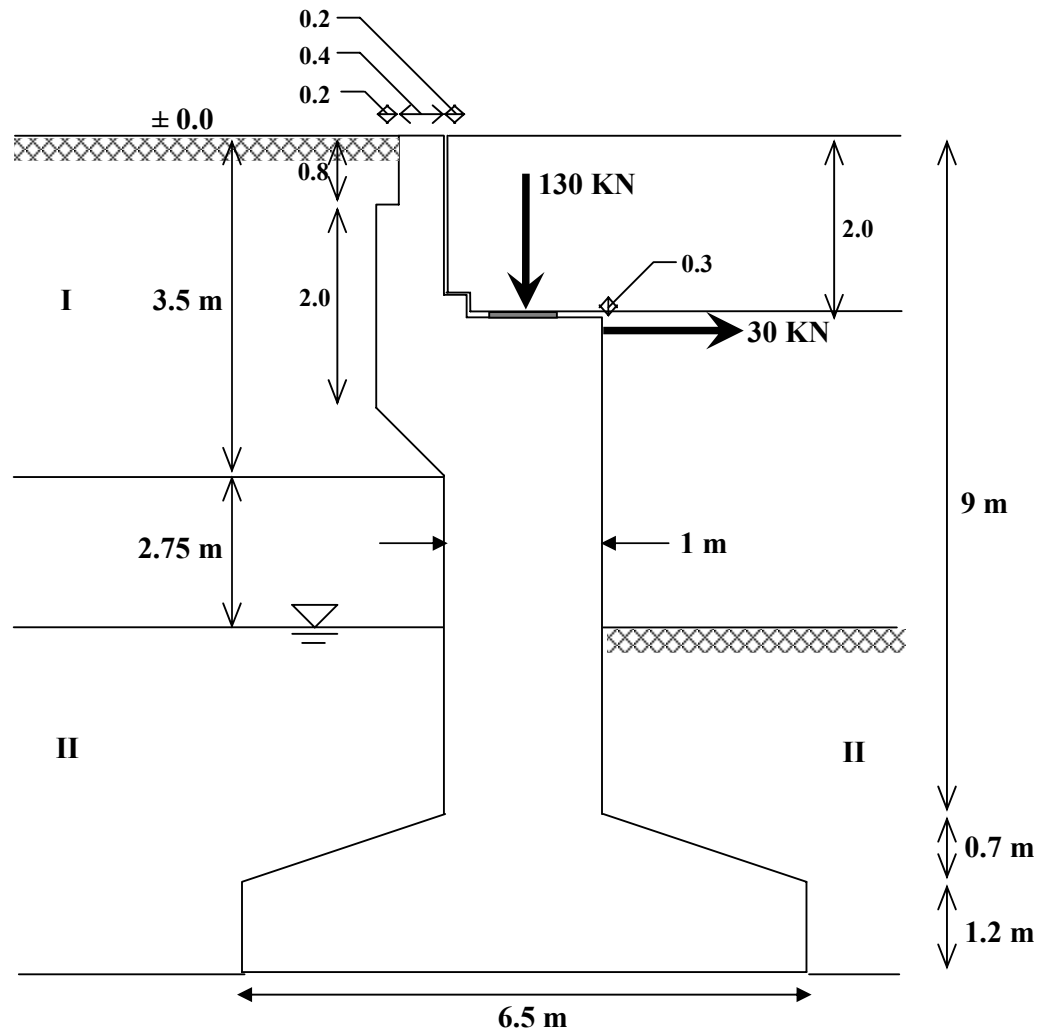


SOAL A:

PERENCANAAN PANGKAL JEMBATAN DENGAN PONDASI TIANG



- Panjang abutment tegak lurus bidang gambar = 10.5 m.
- Tiang pancang dari beton (berat volume beton = 25 KN/m³, fc' = 24 Mpa) dengan tampang lingkaran diameter 0.3 m.
- Tanah pada lapisan I dan II adalah jenis tanah urug pasir (granuler) homogen.
- Tanah I : $\gamma = 20.8 \text{ KN/m}^3$
 $\phi = 29.5^\circ$
- Tanah II : $\gamma = 16.5 \text{ KN/m}^3$
 $\gamma' = 7.8 \text{ KN/m}^3$
 $\phi = 31^\circ$

Nilai ϕ lapisan tanah I dan II diperoleh dari memplotkan nilai N rata-rata yg telah dikoreksi pada lapisan tanah I dan II pada gambar 3.28 (HCH-Teknik Fondasi I)

Tanah asli sepanjang kedalaman pengujian (bukan tanah urug pasir) memiliki nilai rerata $\gamma = 18.2 \text{ KN/m}^3$, $\gamma' = 10.2 \text{ KN/m}^3$, dan $\gamma_{\text{sat}} = 20 \text{ KN/m}^3$

I. INTERPRESTASI DATA STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

Dari grafik SPT (terlampir) diperoleh kedalaman pemancangan tiang adalah pada kedalaman 20 meter karena daya dukung tanah dianggap cukup kuat untuk mendukung beban yang ada.

1. Pengolahan Data SPT

Dengan melihat grafik SPT terlampir, diasumsikan sendiri tanah dibagi menjadi beberapa lapisan dimana dalam setiap lapisan memiliki kecenderungan nilai N yang sama. Semakin banyak pembagian lapisan maka ketelitian untuk mendapatkan nilai N rerata menjadi semakin akurat. Data SPT yang ada kemudian dikoreksi terhadap dua hal, meliputi:

a. koreksi overburden

Dianggap jenis pasir sepanjang kedalaman adalah jenis pasir halus *normally consolidated*, sehingga persamaan *koreksi overburden* yang digunakan adalah

$$C_N = \frac{2}{1 + \frac{p_o'}{p_r}}, \text{ dimana}$$

C_N = nilai koreksi *overburden*

p_o' = tekanan overburden efektif (KN/m²)

p_r = tegangan efektif referensi = 100 KN/m²

sehingga nilai N menjadi

$$N = C_N \cdot N'$$

dengan $N' = N$ yang diperoleh dari pembacaan grafik SPT terlampir

b. koreksi pada tanah pasir sangat halus atau pasir berlanau yang terendam air

Koreksi ini diberikan hanya pada kedalaman dari muka air sampai ke bawah pada kedalaman yang diinginkan. Sehingga untuk kedalaman diatas muka air tidak perlu dikoreksi terhadap kondisi ini. Untuk kedalaman dari muka air sampai ke bawah diberikan **dua kali** koreksi yaitu koreksi terhadap *overburden* dan koreksi terhadap kondisi ini.

Jika nilai N lebih besar dari 15, maka nilai N harus direduksi/dikoreksi menjadi N_1' dengan

$$N_1' = 15 + \frac{1}{2}(N' - 15)$$

setelah dikoreksi dengan persamaan diatas selanjutnya dikoreksi terhadap tekanan *overburden*.

Dari grafik SPT terlampir diasumsikan muka air pada kedalaman 6.25 m \approx 6 m, kemudian dapat dibuat tabel sebagai berikut.

Depth (m)	N'	N_1'	$\sigma_v' = p_o'$	C_N	$N = C_N \cdot N'$ atau $N = C_N \cdot N_1'$
2	8	-	41.6	1.41	11.30
3	5	-	62.4	1.23	6.16
4	2.5	-	81.05	1.10	2.76
5	9	-	97.55	1.01	9.11
6	14	-	114.05	0.93	13.08
7	12.5	-	121.85	0.90	11.27
8	10	-	129.65	0.87	8.71
9	12.5	-	137.45	0.84	10.53
10	15	-	145.25	0.82	12.23
11	25	20	153.05	0.79	15.81

Depth (m)	N	N' ₁	$\sigma_v' = p_o'$	C _N	N' = C _N · N atau N = C _N · N ₁ '
12	35	25	163.25	0.76	19.00
13	27.5	21.25	173.45	0.73	15.54
14	14	-	183.65	0.71	9.87
15	11	-	193.85	0.68	7.49
16	11	-	204.05	0.66	7.24
17	20	17.5	214.25	0.64	11.14
18	30	22.5	224.45	0.62	13.87
19	26	20.5	234.65	0.60	12.25
20	22	18.5	244.85	0.58	10.73
21	40	27.5	255.05	0.56	15.49
22	65	40	265.25	0.55	21.90

Dengan mengamati grafik SPT terlampir, maka sampai kedalaman 22 m tanah dapat dibagi menjadi lima lapisan, yaitu:

- Kedalaman 2-10 m = Lapisan Tanah I;
- Kedalaman 10-14 m = Lapisan Tanah II;
- Kedalaman 14-16 m = Lapisan Tanah III;
- Kedalaman 16-20 m = Lapisan Tanah IV;
- Kedalaman 20-22 m = Lapisan Tanah V;

untuk lebih jelasnya dibuat tabel sebagai berikut:

Lapisan	Kedalaman (m)	Nilai N' rerata	Kepadatan	Sudut Gesek (ϕ')
1	0 s/d 10	9.46	Tidak Padat	29.8°
2	10 s/d 14	14.49	Sedang	31.5°
3	14 s/d 16	8.20	Tidak Padat	29°
4	16 s/d 20	11.04	Sedang	30.2°
5	20 s/d 22	16.04	Sedang	32.5°

Jenis kepadatan tanah dan sudut gesek (ϕ') diperoleh dari **gambar 3.28** (HCH-Teknik Fondasi I) yang didasarkan pada nilai N. Dari tabel diatas dapat diperoleh nilai N' rerata dari kedalaman dibawah poer sampai ujung tiang (tiang dipancang pada kedalaman 20 m atau 9.1 m dari dasar *pilecap*) adalah 12.29, maka sudut gesek (ϕ') rerata sepanjang kedalaman yang ditinjau adalah 30.6°.

2. Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak (Q_a)

Perhitungan kapasitas dukung tiang terhadap gaya desak didasarkan pada metode *Brom* yang didasarkan pada nilai-nilai pendekatan dari δ dan K_d yang diperoleh dari **tabel 2.2** dan **2.3** (HCH-Teknik Fondasi II). Dalam pembahasan ini dipilih cara *Brom* karena hasil yang diperoleh dilapangan secara umum lebih representatif. Tahanan terhadap desak terdiri dari tahanan ujung ultimit dan tahanan gesek ultimit.

a. Tahanan Gesek Ultimit(Q_s)

Menurut Vesic (1967) dan Kerisel (1961) dianggap tekanan *overburden* $p_o' = \gamma \cdot h$ adalah konstan pada kedalaman kritis (z_c) antara 10d – 20d. Dalam hal ini z_c diambil 20d. Sehingga dengan diameter (d) = 0.3 m, kedalaman kritis = 20 x 0.3 = 6 m. Jadi setelah kedalaman 6 m, p_o' bernilai konstan sebesar $p_o' = \bar{p}_o = 3.5 \times 20.8 + 2.5 \times 16.5 = 114.05 \text{ KN/m}^2$. Rumus tahanan gesek tiang adalah

$$Q_s = \sum A_s \cdot K_d \cdot tg \delta \cdot \bar{p}_o$$

dimana

A_s = luas selimut tiang

K_d = koefisien tekanan tanah yang bergantung pada kondisi tanah

$\delta = \varphi_d'$ = sudut gesek dinding efektif antara dinding tiang dan tanah

\bar{p}_o = tekanan vertikal efektif merata di sepanjang tiang yang besarnya sama dengan tekanan overburden efektif untuk $z \leq z_c$, dan sama dengan tekanan vertikal kritis untuk $z \geq z_c$.

Lapisan	Kedalaman (m)	K_d	δ (tiang beton)	$K_d \text{ tg } \delta$
1	0 s/d 10	1	22.35	0.411
2	10 s/d 14	1.5	23.625	0.656
3	14 s/d 16	1	21.75	0.399
4	16 s/d 20	1.5	22.65	0.626
5	20 s/d 22	1.5	24.375	0.68

nilai K_d diperoleh dari **tabel 2.2** (HCH-Teknik Fondasi II), sedangkan nilai δ untuk tiang beton, Mayerhof mengusulkan $\delta = 0.75 \varphi'$ atau dapat dilihat pada **tabel 2.3** (HCH-Teknik Fondasi II). Dari data diatas dapat dibuat tabel sebagai berikut:

Kedalaman (m)	A_s (m^2)	$K_d \cdot \text{tg } \delta$	\bar{p}_o (KN/m^2)	$A_s K_d \cdot \text{tg } \delta \cdot \bar{p}_o$ (KN)	f_s (KN/m^2)
11 – 14	$3 \times 0.94 = 2.82$	0.656	114.05	210.98	74.82
14 – 16	$2 \times 0.94 = 1.88$	0.399	114.05	85.55	45.51
16 – 20	$4 \times 0.94 = 3.76$	0.626	114.05	268.45	71.40

maka $Q_s = 210.98 + 85.55 + 268.45 = 564.98 \text{ KN}$,

dengan $f_s = \frac{A_s K_d \text{tg } \delta \bar{p}_o}{A_s} = K_d \text{tg } \delta \bar{p}_o$. Dari tabel dapat diketahui f_s maksimum = 74.82

KN/m^2 . Dalam pengamatan *Vesic* menunjukkan bahwa tahanan gesek dinding akan mencapai maksimum pada penetrasi tiang yang berkisar antara 10d - 20d, sehingga nilai f_s maksimum kemungkinan tidak akan aman jika kedalaman tiang lebih besar dari 20d. Oleh sebab itu, tahanan gesek yang digunakan pada tiang dibatasi maksimum 107 KN/m^2 (Tomlinson, 1977). Dari perhitungan diatas f_s maksimum terjadi $\leq 107 \text{ KN/m}^2$. Jadi OK!

b. Tahanan Ujung Ultimit (Q_b)

Persamaan tahanan ujung ultimit untuk tiang pancang yang terletak di dalam tanah pasir jenuh menurut *Brom* adalah

$$Q_b = A_b p_b N_q, \text{ dengan}$$

Q_b = tahanan ujung ultimit (KN)

p_b = tekanan vertikal efektif pada ujung tiang (KN/m^2)

N_q = faktor kapasitas dukung, diperoleh dari **gambar 2.14** (HCH-Teknik Fondasi II)

A_b = luas dasar tiang (m^2)

dengan $\varphi' = 32.5$ (φ' pada ujung tiang) dan $L/d = (20-10.9)/0.3 = 9.1/0.3 = 30.3$, maka dari gambar 2.14 diperoleh nilai $N_q = 32$ sehingga

$$Q_b = 0.25 \times \pi \times 0.3^2 \times 114.05 \times 32 = 257.98 \text{ KN}$$

Tahanan ujung maksimum yang terjadi (f_b maksimum) = $Q_b/A_b = 282.29/0.071 = 3633.45 \text{ KN/m}^2$. Dengan alasan yang sama dengan f_s maksimum yang

dijinkan pada tahanan gesek, maka f_b maksimum yang diijinkan pada tahanan ujung = 10700 KN/m². Dapat disimpulkan f_b maksimum yang terjadi < f_b maksimum ijin. Jadi OK!

Kemudian kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak adalah dengan menggunakan rumus dibawah ini.

$$Q_a = \frac{Q_b}{SF_1} + \frac{Q_s}{SF_2} - W_{tiang}, \text{ dimana}$$

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya desak (KN)

W_{tiang} = berat tiang yang tertanam dalam tanah (KN)

SF = angka aman ($SF_1 = 3$ dan $SF_2 = 1.5$),

penggunaan SF_1 lebih besar dari SF_2 karena nilai puncak dari tahanan gesek dinding tiang tercapai bila tiang mengalami penurunan 2 sampai 7 mm, sedangkan tahanan ujung membutuhkan penurunan yang lebih besar agar tahanan ujungnya bekerja secara penuh.

$$W_{tiang} = 25 \times 0.25 \times \pi \times 0.3^2 \times 9.1 = 16 \text{ KN}$$

Maka;

$$Q_a = \frac{257.98}{3} + \frac{564.98}{1.5} - 16 = 446.65 \text{ KN/tiang}$$

3. Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya tarik (T_a)

Untuk menghitung kapasitas tarik tiang digunakan metode Coyle dan Castello (1981).

$$T_a = \frac{Q_s}{5} + 0.9.W_{tiang}$$

$$T_a = \frac{564.98}{5} + 0.9.16 = 127.40 \text{ KN/tiang}$$

4. Kapasitas dukung ijin tiang terhadap gaya lateral (H_a)

Kapasitas momen tiang didasarkan dari momen pengangkatan tiang. Sedangkan kapasitas tanah pendukung didasarkan pada rumus berikut ini:

$$M_{max} = \gamma' \times d \times l^3 \times Kp$$

dengan: γ' : Berat volume tanah (saturated) lapisan tanah asli = 10.2 KN/m³

d : Diameter tiang pancang

l : Panjang tiang dibawah pile cap

Kp : Koefisien tekanan tanah pasif

$$k_p = tg^2 \left(45 + \frac{\theta}{2} \right)$$

$$k_p = tg^2 \left(45 + \frac{30.6}{2} \right) = 3.07$$

Maka;

$$M_{max} = 10.2 \times 0.3 \times 9.1^3 \times 3.07 = 7079.20 \text{ KNm.}$$

Berat sendiri tiang (W)

$$\begin{aligned} W = q &= A \cdot \hat{\rho}_{beton} \\ &= 0.25 \times \pi \times D^2 \times \hat{\rho}_{beton} \\ &= 0.25 \times \pi \times 0.3^2 \times 25 \\ &= 1.77 \text{ KN/m} \end{aligned}$$

Diasumsikan kepala tiang yang terjepit (tertanam) sedalam 60 cm, maka panjang tiang pancang = $20-10.9+0.6 = 9.7$ m. Digunakan pengangkatan satu ujung tiang dengan momen maksimum (M_y) = $\frac{1}{8}.q.l^2 = \frac{1}{8} \times 1.77 \times 9.7^2 = 20.82$ KNm.

Karena $M_{max} > M_y$ sehingga tiang mengalami keruntuhan terlebih dahulu daripada tanahnya maka tiang yang digunakan diasumsikan sebagai tiang panjang dengan ujung terjepit.

$$Hu = \frac{2 \cdot M_u}{e + 0.55 \sqrt{\frac{Hu}{\gamma \cdot d \cdot k_p}}}$$

$$Hu = \frac{2 \times 20.82}{0 + 0.55 \sqrt{\frac{Hu}{10.2 \times 0.3 \times 3.07}}}$$

Didapat nilai $Hu = 37.756$ KN

Maka $H_a = Hu/SF_1 = 37.756/1.5 = 25.2$ KN/tiang

II. PERENCANAAN FONDASI TIANG

Dari hasil perhitungan, didapat:

$Q_a = 446.65$ KN/tiang

$T_a = 127.40$ KN/tiang

$H_a = 25.2$ KN/tiang

Koefisien tekanan tanah aktif (K_a):

Tanah I

$$K_{a1} = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)^\circ = \text{tg}^2 (45 - 29.5/2)^\circ = 0.34$$

Tanah II

$$K_{a2} = \text{tg}^2 (45 - \phi/2)^\circ = \text{tg}^2 (45 - 31/2)^\circ = 0.32$$

Koefisien tekanan tanah pasif (K_p):

Tanah II

$$K_{p2} = \text{tg}^2 (45 + \phi/2)^\circ = \text{tg}^2 (45 + 31/2)^\circ = 3.12$$

Dari perhitungan **beban vertikal dan momen**, ditinjau sepanjang bentang 10.25 meter diperoleh:

➤ Beban total yang bekerja akibat beban tetap dan berat sendiri abutment (ΣV) = 11908.5 KN.

➤ Momen total yang bekerja akibat beban tetap dan berat sendiri abutment = -788 KNm.

Dari perhitungan **tekanan tanah lateral**, ditinjau sepanjang bentang 10.25 meter diperoleh:

➤ Tekanan tanah aktif yang bekerja = 3474.61 KN.

➤ Momen yang terjadi akibat tekanan tanah aktif ditinjau dari dasar poer = 13156.32 KNm.

➤ Tekanan tanah pasif yang bekerja = 5843.91 KN.

➤ Momen yang terjadi akibat tekanan tanah pasif ditinjau dari dasar poer = 9058.06 KNm.

$$\Sigma E_{lateral} = 3474.61 - 5843.91 = -2369.3 \text{ (gaya yang bekerja lebih dominan gaya pasif)}$$

$$\Sigma M_{total} = 13156.32 - 9058.06 - 788 = 3310.26 \text{ KNm}$$

Jumlah tiang yang digunakan atau dibutuhkan:

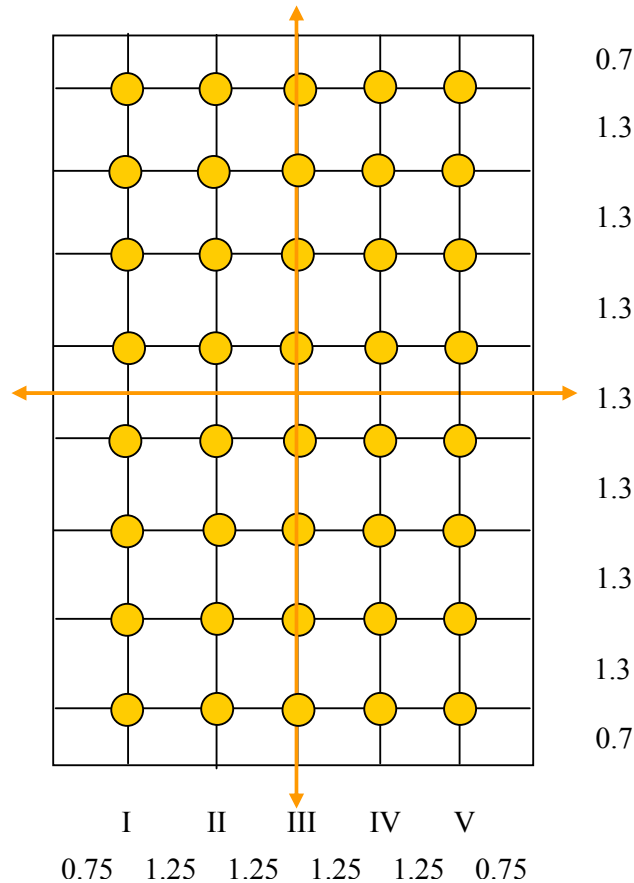
$$n = \Sigma V / Q_a$$

$$= 11908.5 / 446.65$$

$$= 26.66 \approx 27 \text{ tiang}$$

Dalam perencanaan digunakan 40 tiang, dengan ketentuan :

- Jarak antar tiang diambil minimal $2.5D - 3D$. Pengambilan rentang ini bertujuan untuk menghindari *pile heave* (terangkatnya tiang karena pemancangan tiang yang lain).
- Jarak tiang ke tepi poer diambil antara 0.5 m – 0.75 m.
Dari ketentuan diatas dipakai :
 - Jarak antar tiang p.k.p ($S_{\text{horizontal}}$) = 1.25 meter.
 - Jarak antar tiang p.k.p (S_{vertikal}) = 1.3 meter.
 - Jarak tiang ke tepi poer (horizontal) = 0.75 meter.
 - Jarak tiang ke tepi poer (vertikal) = 0.70 meter.



Absis tiang terhadap pusat poer :

Baris I	= -2.5 m	$\Sigma x^2 = 8x(-2.5)^2 + 8x(-1.25)^2 + 8x(1.25)^2 + 8x(2.5)^2$ $= 125$
Baris II	= -1.25 m	
Baris III	= 1.25 m	
Baris IV	= 2.5 m	

1. Kontrol Terhadap Beban Tetap

$$V = 11908.5 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_{\text{total}} = 3310.26 \text{ KNm}$$

Untuk Baris I

$$V1 = P1 = \frac{V}{n} + \frac{\sum M_y \cdot x_1}{\sum x^2}$$

$$V1 = P1 = \frac{11908.5}{40} + \frac{3310.26 \times (-2.5)}{125}$$

$$= 231.71 \text{ KN/tiang} < 446.65 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

dengan cara yang sama diperoleh :

$$\text{Baris II, } V2 = P2 = 264.61 \text{ KN/tiang} < 446.65 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\text{Baris III, } V3 = P3 = 330.8 \text{ KN/tiang} < 446.65 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\text{Baris IV, } V4 = P4 = 363.91 \text{ KN/tiang} < 446.65 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

H pasif = $\Sigma E_{\text{lateral}} = E_a - E_p = -2369.3 \text{ KN}$ (tanda negatif menunjukkan arah ke sumbu x negatif)

$$H \text{ yang terjadi} = \Sigma E_{\text{lateral}}/n = 2369.3/40 = 59.23 \text{ KN/tiang} < H_a = 25.2 \text{ KN/tiang.}$$

Karena H yang terjadi lebih besar dari H_a maka diperlukan tiang miring. Apabila sebaliknya maka perlu tiang miring dengan kemiringan 1 : 2.5 sampai 1 : 4. Dalam menghitung H yang terjadi setelah digunakan tiang miring, H yang terjadi adalah $\Sigma E_{\text{lateral}}$ dibagi dengan jumlah tiang yang tegak karena gaya yang tersisa dilimpahkan pada tiang yang tegak.

Digunakan tiang miring dengan kemiringan $m : 1 = 3 : 1$. Gaya desak terbesar pada deret tiang IV dan dicoba digunakan 8 tiang miring pada masing-masing baris I dan II.

$$P4_v = 363.91 \text{ KN, maka } P4_h = P4_v/m = 363.91/3 = 121.3 \text{ KN}$$

$$H \text{ pasif} = -2369.3 + 16 \times 121.3 = -428.5 \text{ KN}$$

$$H \text{ yang terjadi} = -428.5/24 = -17.85 \text{ KN} < H_a = 25.2 \text{ KN/tiang} \dots\dots \text{OK!}$$

2. Kontrol Terhadap Beban Sementara

$$V = 11908.5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{sementara}} &= H \times \text{panjang abutment tegak lurus bidang gambar} \times \text{lengan momen terhadap} \\ &\quad \text{dasar poer} \\ &= 30 \times 10.5 \times 8.9 \\ &= 2803.5 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\Sigma M_{\text{sementara}} = 3310.26 + 2803.5 = 6113.76 \text{ KNm}$$

Untuk baris I

$$V1 = P1 = \frac{V}{n} + \frac{\sum M_y \cdot x_1}{\sum x^2}$$

$$V1 = P1 = \frac{11908.5}{40} + \frac{6113.76 \cdot (-2.25)}{125}$$

$$= 175.43 \text{ KN/tiang} < 3/2 Q_a = 669.98 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

dengan cara yang sama diperoleh:

$$\text{Baris II, } V2 = 236.57 \text{ KN/tiang} < 3/2 Q_a = 669.98 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\text{Baris III, } V3 = 358.85 \text{ KN/tiang} < 3/2 Q_a = 669.98 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

$$\text{Baris IV, } V4 = 419.98 \text{ KN/tiang} < 3/2 Q_a = 669.98 \text{ KN/tiang} \dots\dots\dots\text{OK!}$$

Gaya Lateral yang Diterima Tiap Tiang

$$\begin{aligned}\Sigma h_{\text{total}} &= \Sigma E_{\text{lateral}} + H \times \text{bentang abutment} \\ &= -2369.3 + 30 \times 10.5 \\ &= -2054.3 \text{ KN}\end{aligned}$$

$$H_{\text{terjadi}} = \Sigma h_{\text{total}} / n = 2054.3 / 40 = 51.36 \text{ KN/tiang} > 3/2 H_a = 37.8 \text{ KN/tiang}$$

Karena h yang terjadi lebih besar dari $3/2 H_a$ maka diperlukan tiang miring. Digunakan tiang miring dengan kemiringan $m : 1 = 3 : 1$. Gaya desak terbesar pada deret tiang IV dan dicoba digunakan 6 tiang miring pada masing-masing baris I saja.

$$P_{4v} = 419.98 \text{ KN}, \text{ maka } P_{4h} = P_{4v} / m = 419.98 / 3 = 139.99 \text{ KN}$$

$$H_{\text{pasif}} = -2369.3 + 6 \times 139.99 = -1214.36 \text{ KN}$$

$$H \text{ yang terjadi} = -1214.36 / 34 = 35.72 \text{ KN} < 3/2 H_a = 37.8 \text{ KN/tiang} \dots \text{ OK!}$$

3. Defleksi Tiang Vertikal Gaya Lateral

Menentukan kategori tiang pada tanah granuler dengan ujung tiang dianggap jepit.

$$F_c' = 24 \text{ MPa}$$

$$\begin{aligned}E_p &= \text{Modulus elastisitas tiang beton} \\ &= 4700 (\sqrt{F_c'}) \\ &= 4700 \sqrt{24} = 23025.203 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}I_p &= \text{Momen inersia penampang tiang} \\ &= (1/64) \cdot \pi \cdot d^4 = (1/64) \cdot \pi \cdot 0.3^4 = 3.976 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4.\end{aligned}$$

Nilai nh yang digunakan adalah nilai nh rata-rata dari lima lapisan tanah. Nilai nh dapat dilihat pada **tabel 2.19** (HCH-Teknik Fondasi II).

Lapisan	Kedalaman (m)	Kepadatan	Nh (KN/m ³)
1	0 s/d 10	Tidak Padat	1905.5
2	10 s/d 14	Sedang	4850
3	14 s/d 16	Tidak Padat	1386
4	16 s/d 20	Sedang	4850
5	20 s/d 22	Sedang	4850

Panjang tiang yang masuk ke dalam tanah adalah dari kedalaman 10.9 m \approx 11 m sampai 20 m. Maka nh yang dirata-rata adalah dari kedalaman 11-20 m, sehingga

$$nh = \frac{\sum_{i=1}^n l_i \times nh_i}{\sum_{i=1}^n l_i}, \text{ dimana}$$

l_i = tebal tanah pada lapisan ke-i

nh_i = nilai nh pada lapisan ke-i

$$nh = \frac{3 \times 4850 + 2 \times 1386 + 4 \times 4850}{3 + 2 + 4} = 4080.22 \text{ KN/m}^3$$

$$\alpha = \left[\frac{nh}{E_p \times I_p} \right]^{1/5} = \left[\frac{4080.22}{23.03 \times 10^6 \times 3.976 \times 10^{-4}} \right]^{1/5} = 0.85$$

$$\alpha L = 0.85 \times 9.1$$

$$= 7.74 > 4 \dots \dots \text{OK!}, \text{ termasuk tiang panjang.}$$

Defleksi maximum yang terjadi :

$$Y_o = \frac{0.93Ha}{nh^{3/5} \cdot (Ep \cdot Ip)^{2/5}} = \frac{0.93 \times 25.2}{4080.22^{3/5} \times (23.03 \times 10^6 \times 3.976 \times 10^{-4})^{2/5}}$$

$$= 0.0042 \text{ m} = 0.42 \text{ cm} < 1 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{OK!}$$

4. Efisiensi Kelompok Tiang Dalam Tanah Granuler

Efisiensi kelompok tiang diperhitungkan jika tiang dianggap sebagai tiang blok/pondasi rakit dimana apabila kelompok tiang ini dibebani, tiang-tiang dan tanah yang terletak diantaranya akan bergerak bersama-sama sebagai satu kesatuan.

Menurut Vesic (1976), pada tiang yang dipancang pada tanah granuler, kapasitas kelompok tiang lebih besar daripada jumlah kapasitas masing-masing tiang didalam kelompoknya. Keadaan ini menyebabkan efisiensi kelompok tiang cenderung lebih besar dari 1 (>100%).