

tanah keras pada lahan. Umumnya dibuat dengan kedalaman 1 sampai dengan 1,50 m dari permukaan tanah, atau lebih. Pondasi setempat ini juga dibuat untuk menahan kolom pada bangunan bertingkat. Jadi dia hanya menahan kolom, sedangkan beban untuk dinding-dinding bisa juga ditahan oleh balok, sloof pengikat ataupun pondasi menerus berbahan batu kali. Jadi untuk bangunan bertingkat, pondasi setempat ini adalah struktur utama. Semua beban dari bangunan yg diterima oleh kolom pendukung akan langsung ditumpukan pada pondasi setempat ini.

2. Pondasi Dalam

Pengertian Pondasi Dalam Pondasi dalam merupakan struktur bawah suatu konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan beban konstruksi ke lapisan keras yang berada jauh dari permukaan tanah .suatu pondasi dapat di kategorikan sebagai pondasi dalam apabila perbandingan antara dalam dengan lebar pondasi lebih sepuluh ($DF/B > 10$) . material pondasi dalam bisa terbuat dari kayu, baja dan beton bertulang dan beton pratekan .

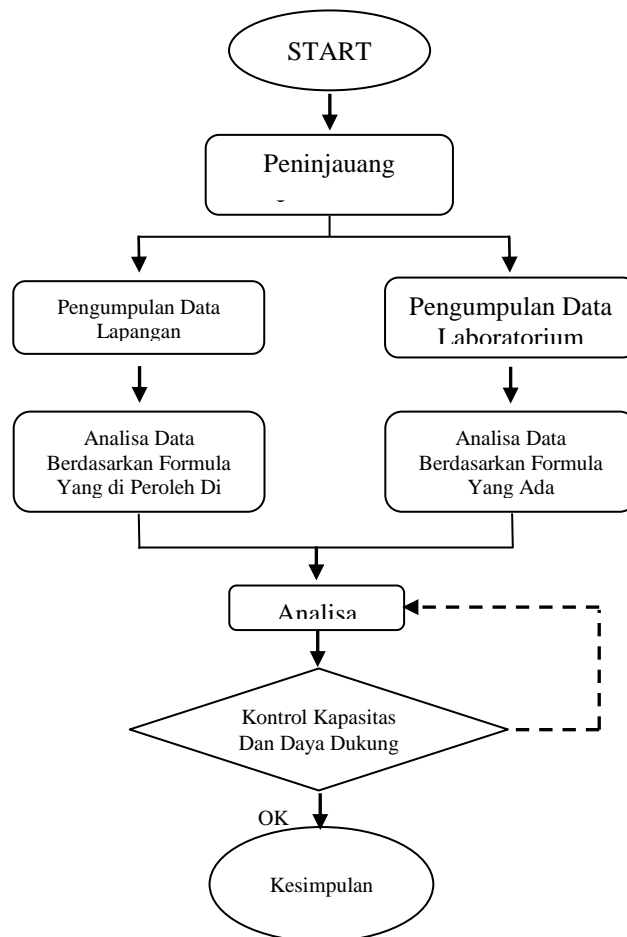
2.4 Analisa Beban

Pada Analisa Beban dapat dirumuskan pada persamaan :

- Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas, $PMS = 1/2 \cdot WMS$ Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi, $z_a = h_t + L_c + a + h_a/2$
- Berat Sendiri Struktur Bawah Berat beton, $w_c = kN/m^3$ Lebar, $B_y = m$ dan Lebar $B_x = m$
- Beban pada abutment akibat beban mati tambahan, $PMA = 1/2 WMA$

3. METODE KAJIAN

3.1 Diagram Alur Perencanaan



4. ANALISA DAN PEMBAHASAN

Tabel 4.3. Pembagian Perhitungan Berat Sendiri Struktur Bawah

No	Parameter Berat Bagian				BERAT (kN)	Lengan thd alas		Mom.stat (kNm)	
	b(m)	h(m)	L(m)	Shape		y	(m)		
1	0.25	0.94	11.00	1	62.04		2.38	147.655	
2	1.20	1.00	11.00	1	316.8		1.41	446.688	
3	3.00	0.90	11.00	1	712.8		0.46	327.888	
Berat abutment=					$W_a =$	1091.64		$M_a =$	922.231
Letak titik berat thd alas,						$y_h =$	0.84	m	
Letak titik berat thd dasar pondasi						$y_b =$	1.7	m	

1. BEBAN TOTAL AKIBAT BERAT SENDIRI (MS)

Tabel 4.4. Beban Total Akibat Berat Sendiri

4.2.2 Beban Mati Tambahan (MA)

Beban pada abutment akibat beban mati tambahan, $PMA = 1/2 WMA = 344.00 kN$

4.1. Tekanan Tanah (TA)

Pada bagaian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 1.9 m. Yang berupa beban merata ekuivalen beban kendaraan pada bagaian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (w_s), sudut gesek dalam (ϕ), dan kohesi c dengan:

$$w_s' = w_s \phi' = \tan^{-1}(K\phi \tan \phi)$$

dengan faktor reduksi untuk $\phi' = 0.7 c' = Kc \cdot c$ dengan faktor reduksi untuk c' , $Kc = 1$ Koefisien tekanan tanah aktif, $Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2)$ Berat tanah, $w_s = 18.9 \text{ kN/m}^3$ Sudut gesek dalam, $\phi = 32^\circ$ Kohesi, $c = 0 \text{ kPa}$ Tinggi total abutment, $H = 3.79 \text{ m}$ Lebar abutment, $B_y = 11.0 \text{ m}$

Gambar 4.6. Pembebanan Tanah Dibelakang Abutment tanah setinggi 1.9 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan $1.9 \cdot w_s = 32.87 \text{ kPa}$

$$\phi' = \tan^{-1}(K\phi \tan \phi) = 0.433 \text{ rad} = 24.83^\circ$$

$$Ka = \tan^2(45^\circ - \phi/2) = 0.408$$

Tabel 4.6. Perhitungan Beban Tanah Dibelakang Abutment

No.	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan (m)	y (m)	MTA (kNm)
1	$T_{TA} = (0.6 \cdot w_s) \cdot H \cdot Ka \cdot B_y$	611.804	$y = H/2$	1.895	1159.369
2	$T_{TA} = 1/2 \cdot H^2 \cdot w_s \cdot Ka \cdot B_y$	610.194	$y = H/3$	1.263	770.878
	$T_{TA} =$	1221.998		$M_{TA} =$	1930.247

Beban Lajur "D" (TD)

Beban kendaraan yang berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (uniformly Distributed Load), UDL dan beban garis (Knife Edge Load), KEL seperti pada Gambar 1. UDL mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu lintas seperti pada gambar 2 atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut:

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

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

Untuk panjang bentang, $L = 40.00 \text{ m}$ $q = 7.875 \text{ kPa}$ mempunyai intensitas $p = 49 \text{ kPa}$ Faktor beban

dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

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

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

$$DLA = 0.3 \text{ untuk } L > 90 \text{ m, untuk harga } L =$$

$$40.00 \text{ m, } b_1 = 4.50 \text{ m. } DLA = 0.4 \text{ Beban lajur "D":}$$

$$WTD = q \cdot L \cdot (5.5 + b) / 2 + p \cdot DLA \cdot (5.5 + b) / 2 = 1771 \text{ kN}$$

Gambar 4.7. Pembebanan Beban Lajur

4.2. Beban Pedestrian/Pejalan Kaki (TP)

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

$A =$ luas bidang trotoar yang dibebani pejalan kaki (m^2)

Beban hidup merata q : untuk $A < 10 \text{ m}^2$:

$$q = 5 \text{ kPa} \text{ untuk } 10 \text{ m}^2 < A < 100 \text{ m}^2, q = 5 -$$

$$0.033 \cdot (A - 10) \text{ kPa} \text{ untuk } A > 100 \text{ m}^2 q = 2 \text{ kPa}$$

Panjang bentang, $L = 40.00 \text{ m}$, Lebar trotoar =

$$b_2 = 1.20 \text{ m} \text{ jumlah trotoar } n = 2$$

Gambar 4.8. Pembebanan Beban Trotoar

Luas bidang trotoar yang didukung abutment, $A = b_2 \cdot L / 2 \cdot n = 40 \text{ m}^2$

Beban merata pada pedestrian, $q = 5 - 0.033 \cdot (A - 10) = 4.01 \text{ kPa}$

Beban pada abutment akibat pejalan kaki, $PTP = A \cdot q = 160.40 \text{ kN}$

4.3. Beban Rem Kendaraan (TB)

Pengaruh gaya pengereman dari lalu lintas diperhitungkan sebagai gaya dalam arah memanjang dan dianggap bekerja pada permukaan lantai jembatan.

Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung dari panjang jembatan (L), sebagai berikut:

$$\text{Gaya rem TTB} = 250 \text{ kN}$$

$$\text{untuk } L_t < 80 \text{ m}$$

$$\text{Gaya rem TTB} = 250 + 2.5 \cdot (L_t - 80) \text{ kN}$$

$$\text{untuk } 80 < L_t < 180 \text{ m}$$

Gaya rem TTB = 500 kN
 untuk $L_t > 180$ m

Gambar 4.9. Pembebanan Beban Rem

Untuk $L_t = L = 40.00$ m Gaya rem,
 TTB = 250 kN

Lengan terhadap pondasi akibat gaya rem
 YTB = 2.84 m

Momen pada pondasi akibat gaya rem
 MTB = 710 kN-m
 Lengan terhadap breast wall
 Y'TB = 1.94 m

Momen pada breast wall
 M'TB = 485 kN-m

4.4. Pengaruh Temperatur

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan temperatur maksimum rata-rata $T_{mak} 40^{\circ}$ temperatur minimum rata-rata $T_{min} 15^{\circ}C$

$dT = (T_{mak} - T_{min}) / 2$ perbedaan temperatur pada slab $dT = 12.5^{\circ}C$ koefisien muai panjang beton $\alpha = 1.00E-05$

Modulus elastisitas beton $E_c = 23452.95$ Mpa

Kekakuan geser untuk tumpuan berupa elastomeric $k = 1500$ kN/m Panjang girder

$L = 40.00$ m, Jumlah tumpuan elastomeric (jumlah girder) $n = 8$ buah

Gambar 4.10. Pembebanan Beban Temperature

Gaya pada abutment akibat pengaruh temperature TET = 275.28 kN

Lengan terhadap pondasi YET = 2.85 m

Momen pada pondasi MET = 784.548 kN-m

Lengan thd breast wall Y'ET = 1.95 m

M'ET = 536.80 kN-m

4.5. Beban Angin (EW)

4.5.1. Angin Yang Meniup Bidang Samping Jembatan

Gaya akibat angin dihitung dengan: $TEW = 0.0006 * C_w * V_w^2 * A_b$ kN dengan,

$C_w =$ koefisien seret = 1.25

$V_w =$ kecepatan angin = 35 m/det

Panjang bentang, $L = 40.00$ m

Tinggi bidang samping, $h_a = 1.80$ m, $A_b = 186$ m²

Gambar 4.11. Pembebanan Beban Angin Pada Samping Jembatan

Beban angin pada abutment

TEW1 = 5170.88 kn

Lengan thd pondasi

YEW = 4.28 m

Momen pd pondasi akibat beban angin:

MEW = 730.54 kn-m

Lengan thd breastwall

Y'EW = 3.38 m

Momen pada breastwall

M'EW = 576.75 kn-m

5.2. Angin Yang Meniup Abutment

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan dihitung dengan.

Tinggi = 2.85 m Lebar = 11.00 m

$A_b = 31.35$ m² $TEW2 = 0.0012 * C_w * (V_w)^2 * L / 2$

Dengan $C_w =$ koefisien seret 1.2

$V_w =$ kecepatan angin rencana 35 m/det

(PPJT-1992, Tabel 5)

TEW = $0.0012 * C_w * (V_w)^2$

= 1.764 kN/m

Beban angin pada abutment

TEW2 = 28.802 kn

Lengan thd pondasi YEW = 4.80 m

Momen pd pondasi akibat beban angin:

MEW = 138.25 kn-m

Lengan thd breastwall Y'EW = 3.90 m

Momen pada breastwall

M'EW = 112.33 kn-m

4.5.3. Beban Angin Total Pada Abutment

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban

angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan:

$$TEW = 0.0012 * C_w * V_w^2 \text{ kN/m} \quad \text{dengan}$$

$$C_w = 1.25 \text{ Total beban angin pada abutment}$$

$$TEW = 1.837 \text{ kN}$$

Total momen pada pondasi

$$MEW = 475.246 \text{ kN-m}$$

Total momen pada breast wall

$$M'EW = 380.983 \text{ kN-m}$$

Gambar 4.13. Transfer Beban Angin ke Lantai Kendaraan bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi 2.0 meter diatas lantai jembatan $h = 2.0$ m Jarak antar roda kendaraan $x = 1.75$ m Tranfer beban angin kelantai jembatan $PEW = 5.99$ kN

4.6. Beban Gempa

Beban Gempa Statik Ekuivalen Beban gempa rencana dihitung dengan rumus $TEQ = K_h * I * W_t$ Dengan $K_h = C * S$

K_h = Koefisien gempa horizontal.

I = Faktor kepentingan. C = Koefisien geser dasar untuk wilayah gempa, waktu getar dan kondisi tanah setempat. S = faktor tipe struktur yang berhubungan dengan kapasitas penyerapan energi gempa (daktilitas) dari struktur. waktugetar struktur dihitung dengan rumus:

$$T = 2 * \pi * \sqrt{(W_t / (g * K_p))}$$

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

K_p = kekakuan struktur yang merupakan gaya horizontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan.

$$g = \text{percepatan gravitasi bumi} = 9.8 \text{ m/det}^2$$

4.6.1. Beban Gempa Arah Memanjang Jembatan (Arah-X)

Tinggi breast wall $L_b = 1.000$ m

Ukuran penampang breast wall $b = 11.000$ m

$H = 1$ m Inertia penampang breast wall

$I_c = 0.917 \text{ m}^4$ Mutu beton, K-300

$f_c = 24.900$ MPa

Modulus elastisitas beton $E_c = 23452.953$

$Mpa E_c = 23452952.91$ kPa Nilai kekakuan,

$$K_p = 64495620.491$$

Percepatan gravitasi $g = 9.8 \text{ m/det}^2$

Berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS(\text{str atas})} = 6044.32 \text{ kN}$$

Berat sendiri struktur bawah

$$P_{MS(\text{str bawah})} = 1091.64 \text{ kN}$$

Berat sendiri total struktur,

$$WTP = 4113.80 \text{ kN}$$

Waktu getar alami struktur $T = 0.016$ detik

$$T_p < T < T_s$$

Kondisi tanah dasar termasuk sedang lokasi di wilayah Data gempa dari Puskim

Tabel 4.7. Nilai Spektra Puskim Kabupaten

Bondowoso Gambar 4.14. Arah Beban Gempa

Pada Abutment

Berdasarkan SNI-2833-2013 Koefisien geser dasar, $C_{sm} = 0.009$ Faktor modifikasi respons

$R = 1.5$ $C/R = 0.006$ Untuk jembatan dengan sendi plastis beton bertulang, faktor jenis struktur dihitung dg rumus;

$$S = 0.80 * F \text{ dengan,}$$

$$F = 1.25 - 0.025 * n \text{ dan } F \text{ harus } > 1$$

F = faktor perangkaan

n = Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

$$\text{Untuk, } n = 1 \text{ maka: } F = 1.225 \quad S = 0.98$$

Koefisien beban gempa horisontal, $K_h = C_{sm} / R * S = 0.00588$, Untuk jembatan yang memenua > 2000 kendaraan /hari, jembatan pada jalan raya utama atau arteri, dan jembatan dimana terdapat route alternatif, maka diambil faktor kepentingan: $I = 1.0$ Gaya gempa $TEQ =$

$$0.00588 * W_t$$

Lengan thd pondasi:

$$YEQ = 3.91 \text{ m Lengan thd Pierwall}$$

$$Y'EQ = 3.01 \text{ m}$$

Momen pada Pierwall akibat bebn gempa

$$MEQ = 132.199 \text{ kNm}$$

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan
 (Arah-Y) Tinggi breast wall $L_b = 1.000$ m
 Ukuran penampang breast wall $b = 11.000$ m
 $H = 1$ m Inertia penampang breast wall
 $I_c = 110.92$ m⁴ Mutu beton, K-300
 $f'_c = 24.900$ MPa Modulus elastisitas beton
 $E_c = 23452.95$ Mpa
 $E_c = 23452952.91$ kPa
 Nilai kekakuan $K_p = 7803970079.4$ Percepatan gravitasi $g = 9.8$ m/det² Berat sendiri struktur atas, $P_{MS(str\ atas)} = 6044.32$ kN Berat sendiri struktur bawah $P_{MS(str\ bawah)} = 1091.64$ kN Berat sendiri total struktur, $WTP = 6590.14$ kN Waktu getar alami struktur $T = 0.0018$ detik Kondisi tanah dasar termasuk lunak lokasi di wilayah Data gempa dari Puskim
 Berdasarkan SNI-2833-2013
 Inertia penampang Pierwall $I_c = 2.75$ m⁴
 Nilai kekakuan $K_p = 193486861.5$ kN/m
 Waktu getar alami struktur $T = 0.0117076$ detik dari kurva koefisien geser dasar pada Gbr diperoleh:
 Koefisien gempa dasar $C_{sm} = 0.006$
 faktor tipe struktur $S = 0.980$
 Faktor modifikasi respons $R = 1.5$
 Koefisien beban gempa horizontal
 $K_h = 0.003987$
 Faktor kepentingan $I = 1.000$ Gaya gempa
 $TEQ = 0.004 \times W_t$
 Tabel 4.10. Distribusi Beban Gempa Pada Abutment Tanah Lunak
 Lengan thd pondasi: $YEQ = 3.906$ m
 Lengan thd Pierwall $Y'EQ = 3.906$ m
 Momen pada Pierwall akibat beban gempa
 $M'EQ = 116.476$ kNm
 4.7. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa
 Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔKaG) sebagai berikut:
 $\theta = \tan^{-1}(K_h)$

$KaG = \cos^2(\phi'/\theta) / [\cos 2\theta \{1 + \sqrt{(\sin(\phi' - \theta)) / \cos \theta}\}] \Delta KaG = KaG - Ka$
 tekanan tanah dinamis $p = H * w_s * \Delta KaG$ kN/m²
 $H = 3.79$ m $By = 11.0$ m $K_h = 0.0045$
 $\phi' = 0.433$ rad $Ka = 0.4086$ $W_s = 18.9$ kN/m³
 $\Theta = 0.0045$ rad $\cos 2(\phi' - \theta) = 0.827$
 $[\cos 2\theta \{1 + \sqrt{(\sin(\phi' - \theta)) / \cos \theta}\}] = 1.417842$
 $KaG = 0.583$ $\Delta KaG = 0.175$
 gaya gempa lateral $TEQ = 1/28H^2 * w_s * \Delta KaG * By = 260.832$ kN
 lengan terhadap fondasi $EQ = 2/3 * H = 2.5$ m
 Momen akibat beban gempa
 $MEQ = 603.252$ kN-m
 4.7.1. Stabilitas Guling Arah-X
 Pondasi tiang tidak diperhitungkan dalam analisis stabilitas terhadap guling, sehingga $SF = 2.2$ Letak titik guling A (ujung pondasi) thd pusat pondasi: $B_x/2 = 1.5$ m $K =$ persen kelebihan beban yang diijinkan (%) $M_x =$ momen penyebab guling arah x Momen penahan guling: $M_{px} = P * (B_x/2) * (1+k)$ Angka aman terhadap guling: $SF = M_{px} / M_x$ harus ≥ 2.2
 Tabel 4.13. Stabilitas Guling Arah X
 4.7.2. STABILITAS GULING ARAH Y
 Letak titik guling A (ujung pondasi) thd pusat pondasi $By/2 = 5.5$ m
 Parameter tanah dasar pile cap: sudut gesek dalam, $\phi = 32^\circ$ Kohesic = 11 kPa
 Ukuran pile cap $B_x = 3.0$ m $By = 11.0$ m
 $K =$ persen kelebihan beban yang diijinkan (%)
 $T_x =$ gaya penyebab geser Gaya penahan geser: $H = (c * B_x * By + P * \tan \phi) * (1+k)$ harus > 1.1
 4.7.3. STABILITAS GESER ARAH -Y
 Parameter tanah dasar pile cap: sudut gesek dalam, $\phi = 32^\circ$ Kohesi $c = 11$ kPa Ukuran pile cap $B_x = 3.0$ m $By = 11.0$ m $K =$ persen kelebihan beban yang diijinkan (%) $T_x =$ gaya penyebab geser Gaya penahan geser: $H = (c * B_x * By + P * \tan \phi) * (1+k)$ harus > 1.1
 Gambar 4.19. Stabilitas Geser Arah Y

Tabel 4.16. Stabilitas Geser Arah Y

4.13. Analisis Pondasi Abutment Pada Sisi Utara

Data Pondasi Tiang Pancang Bahan. Material
Pondasi Pondasi End Bearing Dan Friction Mutu
beton K- 600.00 Berat volume tanah
 $w_s = 17.7 \text{ kN/m}^3$

Kuat tekan beton $f'_c = 52 \text{ Mpa}$

Sudut gesek dalam $\phi = 32^\circ$

Mutu baja tulangan U- 39.00

Kohesi tanah, $c = 11 \text{ k}$

Tegangan leleh baja $f_y = 390.00 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton

$E_c = 33892.18 \text{ MPa}$

Berat beton bertulang $w_c = 24.00 \text{ kN/m}^3$

DIMENSI PILE CAP

Lebar arah x, $B_x = 3.0 \text{ m}$ Tebal, $h_p = 0.90 \text{ m}$

Lebar arah y, $B_y = 11.0 \text{ m}$ Tebal, $h_t = 0.90 \text{ m}$

Depan, $L_1 = 1.00 \text{ m}$ Belakang, $L_2 = 1.50 \text{ m}$

DIMENSI TIANG PANCANG

Diameter luar $D_o = 0.400 \text{ m}$ Panjang,

$L = 13.0 \text{ m}$ Diameter dalam $D_i = 0.250 \text{ m}$

Jarak pusat tiang pancang terluar terhadap sisi
luar Pile cap $a = 0.55 \text{ m}$

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG

Jumlah baris tiang $n_y = 7$

Jumlah tiang dalam satu baris $n_x = 2$

Jarak antara tiang dalam arah x $X = 1.50 \text{ m}$ Jarak
antara tiang dalam arah y $Y = 1.58 \text{ m}$

4.14. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang

4.14.1. Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kekuatan batas digunakan *Allowable
Compression* dari Tabel Spun Pile *Wika
Brochure* untuk tiang pancang D=40 Class C di
dapat Pijin = 1115 kN Tabel 4.17. Specification
Spun Pie Wika Beton

4.14.2. Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut Meyerhoff (Data Pengujian Spt)

$$P_{ult} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sum \Delta L \cdot \tau + A_p q_p$$

(daya dukung end bearing dan dukung friksi)
dimana $\tau = 0,2 N_{qp} = 40 \cdot < 1600 \text{ t/m}^2$ dimana
 $N_1 =$ Nilai rata-rata N sepanjang 10 D diatas
ujung tiang $N_2 =$ Nilai rata-rata N sepanjang 4
D dibawah ujung tiang

Tabel 4.18 SPT Dari Data Pengujian Tanah Nilai
 q_c rata rata sepanjang 10D di atas ujung tiang
Mulai kedalaman 9 sampai 13.0 $N_1 = 41.5$ Nilai
 q_c rata rata sepanjang 4D di bawah ujung tiang
mulai kedalaman 13.0 sampai 14.6 $N_2 = 30.5$
 $N = (30.5 + 41.5) / 2 = 36$ $q_p = D \cdot N = 1440 \text{ t/m}^2 <$
 1600 t/m^2 (OK)

$$P_{ujung} = 0.25 \cdot \pi \cdot D \cdot q_p = 181.029 \text{ ton}$$

$$P_{friksi} = 219.246 \text{ ton}$$

$$P_{ult} = 400.274 \text{ ton} = 4002.743 \text{ kN}$$

$$P_{ijin} = 1334.248 \text{ kN} \text{ (SF} = 3.0)$$

4.14.3. Rekap Daya Dukung Aksial Tiang

No. Uraian Daya Dukung Aksial Tiang P kN

1. Berdasarkan kekuatan bahan = 1115.00 kN

2. Pengujian SPT (Meyerhoff) = 1334.25 kN

3. Hasil Tes PDA = 1612.00 kN Daya dukung
aksial, $P = 1612.00 \text{ Kn}$ Jumlah baris tiang ,

$n_y = 7$ Jumlah tiang dalam satu baris, $n_x = 2$

Jarak antara tiang, $X(m) = 1.50$ $Y(m) = 1.58$

Jarak antara tiang terkecil, $S = 1.58 \text{ m}$,

harus > 0.6 Jarak antar tiang terbesar

$S_b = 1.58 \text{ m}$, harus < 1.256

Diameter tiang, $D = 0.4 \text{ m}$ (Not OK)

Efisiensi kelompok tiang (menurut BDM)

$$Eff = 0.7858 \text{ Pijin} = 1266.698 \text{ kN}$$

Diambil daya dukung aksial ijin tiang :

$$P_{ijin} = 1266.698 \text{ kN}$$

4.15. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang

Kedalaman ujung tiang, $L_a = h_p = 0.9 \text{ m}$

Sudut gesek, $\phi = 32^\circ$

Panjang tiang, $L = 13.0 \text{ m}$

Panjang jepitan tiang, $L_d = 4.33 \text{ m}$ $B_y = 11.0 \text{ m}$

$W_s = 1.77 \text{ kN/m}^3$ Koefisien tekanan tanah
pasif, $K_p = 3.2562$

Gambar 20. Penampang Momen Yang Terjadi Pada Tiang Pancang

Tabel 4.19. Diagram tekanan tanah pasif efektif

$$L_2 = M/F = 2.716 \text{ m}$$

Jumlah momen terhadap titik S: $\sum M_s = 0$ maka

$$F \cdot (2 \cdot L_2) = H \cdot (L_2 + L_d + L_a)$$

Gaya lateral, $H = 2285.62 \text{ kN}$

Jumlah baris tiang, $n_y = 7$

Jumlah tiang per baris, $n_x = 2$

Gaya lateral satu tiang, $h = 163.26 \text{ kN}$

Stiffness Factor $T = 1.92 \text{ m}$

Letak titik jepit tanah $Z_f = 3.45 \text{ m}$

$M_{break} = 820.00 \text{ kNm}$, $H_{break} = 475.36$

$SF = 1.10$ Diambil daya dukung lateral ijin tiang,

$h_{ijin} = 432.15 \text{ kN}$

4.16. Momen Pada Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral

Perhitungan Dengan Cara Bending Moment

Diagram $H_i =$ jarak gaya lateral H terhadap gaya

F_i yang ditinjau $Y_i =$ jarak gaya F_i terhadap titik

yang ditinjau Momen akibat gaya lateral H ,

$M_{hi} = H \cdot h_i$ Besarnya momen di suatu titik,

$$M_i = M_{hi} - \sum (F_i \cdot y_i)$$

Tabel 4.20. Momen Akibat Gaya Lateral

Momen terbesar, $M = 4320.14 \text{ kNm}$

Jumlah baris tiang $n_y = 7$ Jumlah tiang per

baris $n_x = 2$ Angka aman, $SF = 3.0$ Momen

maksimum yang diijinkan untuk satu tiang

$M_{maks} = 102.86 \text{ kN-m}$ M_{break} didapat dari

Tabel Spun Pille Wika untuk Class

$C = 180.000 \text{ kN-m}$

$M_{max} < M_{break} = 102.86 \text{ kN-m}$

$m < 180.000 \text{ kN-m OK!}$

4.16.1. Tinjauan Terhadap Beban Arah Y

4.16.2. Gaya Lateral Pada Tiang

Data Pondasi Tiang Pancang Bahan. Material

Pondasi Pondasi End Bearing Dan Friction

Mutu beton $K = 600.00$ Berat volume tanahws

$= 1.85 \text{ kN/m}^3$ Kuat tekan beton $f'_c = 52 \text{ Mpa}$

Sudut gesek dalam $\phi = 38^\circ$ Mutu baja tulangan

U- 39.00 Kohesi tanah, $c = 18 \text{ k}$ Tegangan leleh

baja $f_y = 390.00 \text{ MPa}$ Modulus elastisitas beton

$E_c = 33892.18 \text{ MPa}$ Berat beton bertulang

$w_c = 24.00 \text{ kN/m}^3$

DIMENSI PILE CAP

Lebar arah x, $B_x = 3.0 \text{ m}$ Tebal, $h_p = 0.90 \text{ m}$

Lebar arah y, $B_y = 11.0 \text{ m}$ Tebal, $h_t = 0.90 \text{ m}$

Depan, $L_1 = 1.00 \text{ m}$ Belakang, $L_2 = 1.50 \text{ m}$

DIMENSI TIANG PANCANG

Diameter luar $D_o = 0.400 \text{ m}$ Panjang, $L = 25.0 \text{ m}$

Diameter dalam $D_i = 0.250 \text{ m}$ Jarak pusat tiang

pancang terluar terhadap sisi luar Pile cap

$a = 0.55 \text{ m}$

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG

Jumlah baris tiang $n_y = 10$

Jumlah tiang dalam satu baris $n_x = 2$

Jarak antara tiang dalam arah x $X = 1.50 \text{ m}$

Jarak antara tiang dalam arah y $Y = 1.06 \text{ m}$

4.17. Daya Dukung Aksial Ijin Tiang

4.17.1. Berdasarkan Kekuatan Bahan

Kekuatan batas digunakan *Allowable*

Compression dari Tabel Spun Pile *Wika*

Brochure untuk tiang pancang $D=40$ Class C di

dapat Pijin $= 1115 \text{ kN}$

Tabel 28. Specification Spun Pie Wika Beton

4.17.2. Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut Meyerhoff (Data Pengujian Spt)

$$P_{ult} = 2 \cdot \pi \cdot r \cdot \sum \Delta L \cdot \tau + A_p q_p$$

(daya dukung end bearing dan dukung friksi)

dimana $\tau = 0,2 N_{qp} = 40 \cdot < 1600 \text{ t/m}^2$

dimana $N_1 =$ Nilai rata-rata N sepanjang $10 D$

diatas ujung tiang $N_2 =$ Nilai rata-rata N

sepanjang $4 D$ dibawah ujung tiang

Tabel 29. SPT dari data pengujian tanah

Nilai q_c rata rata sepanjang $10D$ di atas ujung

tiang Mulai kedalaman 21 sampai 25 $N_1 = 16$

Nilai q_c rata rata sepanjang $4D$ di bawah ujung

tiang Mulai kedalaman 25 sampai 26.6

$$N_2 = 20.5 \text{ N} = (16 + 20.5) / 2 = 25$$

$$q_p = D \times N = 820 \text{ t/m}^2 < 1600 \text{ t/m}^2 \text{ (OK)}$$

$$P_{ujung} = 0.25 \times \pi \times D \times q_p = 103.086 \text{ ton}$$

$$P_{friksi} = 69.897 \text{ ton}$$

$$P_{ult} = 172.983 \text{ ton} = 1729.83 \text{ kN}$$

$$P_{ijin} = 576.610 \text{ kN} (SF= 3.0)$$

4.17.3. Rekap Daya Adukung Aksial Tiang

No. Uraian Daya Dukung Aksial Tiang

P kN

1. Berdasarkan kekuatan bahan = 1115.00 kN

2. Pengujian SPT (Meyerhoff) = 576.61 kN

3. Hasil Tes PDA = 1391.00 kN

Daya dukung aksial, $P = 1391.00 \text{ kN}$

Jumlah baris tiang, $n_y = 10$

Jumlah tiang dalam satu baris, $n_x = 2$

Jarak antara tiang, $X(m) = 1.06$ $Y(m) = 1.06$

Jarak antara tiang terkecil, $S = 1.06 \text{ m}$, harus > 0.6

Jarak antar tiang terbesar $S_b = 1.06 \text{ m}$,

harus < 1.256 Diameter tiang, $D = 0.4 \text{ m}$ (OK)

Efisiensi kelompok tiang (menurut BDM)

$$Eff = 0.6784 \quad P_{ijin} = 943.697 \text{ kN}$$

Diambil daya dukung aksial ijin tiang :

$$P_{ijin} = 943.697 \text{ kN}$$

4.18. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang

Kedalaman ujung tiang, $L_a = h_p = 0.9 \text{ m}$

Sudut gesek, $\phi = 38^\circ$ Panjang tiang ,

$$L = 25.0 \text{ m} \quad \text{Panjang jepitan tiang, } L_d = 8.33 \text{ m}$$

$$B_y = 11.0 \text{ m} \quad W_s = 1.85 \text{ kN/m}^3 \quad \text{Koefisien}$$

$$\text{tekanan tanah pasif, } K_p = 4.2062$$

Gambar 4.21. Penampang momen yang terjadi

pada tiang pancang

$$L_2 = M/F = 5.329 \text{ m}$$

Jumlah momen terhadap titik S: $\sum M_s = 0$

maka, $F \cdot (2 \cdot L_2) = H \cdot (L_2 + L_d + L_a)$

Gaya lateral, $H = 907.115 \text{ kN}$

Jumlah baris tiang, $n_y = 10$ Jumlah tiang per baris, $n_x = 2$ Gaya lateral satu tiang ,

$$h = 453.56 \text{ kN} \quad \text{Stiffness Factor } T = 1.92 \text{ m}$$

Letak titik jepit tanah $Z_f = 3.45 \text{ m}$

$$M_{break} = 820.00 \text{ kNm}, \quad H_{break} = 475.36$$

$$SF = 1.10 \quad \text{Diambil daya dukung lateral ijin tiang,}$$

$$P_{ijin} = 432.15 \text{ kN}$$

Perhitungan Dengan Cara Bending Moment Diagram

H_i = jarak gaya lateral H terhadap gaya F_i yang ditinjau

Y_i = jarak gaya F_i terhadap titik yang ditinjau

$$\text{Momen akibat gaya lateral H, } M_{hi} = H \cdot h_i$$

Besarnya momen di suatu titik,

$$M_i = M_{hi} - \sum (F_i \cdot y_i)$$

Tabel 4.31. Momen pada tiang pancang Momen terbesar, $M = 2670.289 \text{ kNm}$

Jumlah baris tiang $n_y = 10$

Jumlah tiang per baris $n_x = 2$

Angka aman, $SF = 3.0$

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang $M_{maks} = 44.505 \text{ kN-m}$ M_{break}

didapat dari Tabel Spun Pille Wika untuk Class C = 180.000 kN-m $M_{maks} <$

$$M_{break} = 44.504 \text{ kN-m} < 180.000 \text{ kN-m OK!}$$

5. PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa keseluruhan dapat di simpulkan.

1. Hasil analisa abutmen di dapat nilai SF stabilitas guling arah X pada kombinasi *service 1* = 3.22, *service 2* = 3.08, *service 4* = 4.41 sudah melebihi nilai angka aman terhadap guling $SF \geq 2.2$. Untuk arah Y nilai SF kombinasi *service 1* = 353.10, *service 2* = 357.29, *service 4* = 311.49 sudah melebihi nilai angka aman terhadap guling $SF \geq 2.2$. Kontrol stabilitas geser yang terjadi pad arah X nilai SF kombinasi *service 1* = 2.96, *service 2* = 4.59, *service 4* = 23.08 sudah melebihi nilai angka aman terhadap geser $SF \geq 1.1$. Untuk arah Y nilai SF kombinasi *service 1* = 34.58, *service 2* = 194.69, *service 4* = 786.44 sudah melebihi nilai angka aman terhadap geser $SF \geq 1.1$.
2. Pada sisi **utara** di dapat nilai kapasitas daya dukung aksial ijin tiang $P_{ijin} = 1266.68 \text{ kN}$.

Untuk kapasitas daya dukung lateral ijin tiang $H_{ijin} = 432.15$ kN. Pada sisi selatan di dapat nilai kapasitas daya dukung aksial ijin tiang $P_{ijin} = 943.697$ kN. Untuk kapasitas daya dukung lateral ijin tiang $H_{ijin} = 432.15$ kN. Hasil analisa kontrol kapasitas daya dukung aksial tiang pancang sisi utara sebagai berikut: Terhadap Beban Arah X, dimana $P_{ijin} = 100\%$, $P_{max} = 554,03$ kN, Kontrol Daya dukung tanah = 100% , $P_{ijin} = 943,7$ kN (aman). Untuk Terhadap Beban Arah Y : $P_{ijin} = 100\%$, $P_{max} = 554,03$ kN, Kontrol Daya dukung tanah $< 100\%$, $P_{ijin} = 943$ kN (aman). Prosen ijin = 100% , $P_{max} = 534,785$ kN, Kontrol Daya dukung tanah = $< 100\%$, $P_{ijin} = 943,7$ kN (aman). Kontrol Gaya lateral yang terjadi : $P_{ijin} < 100\%$, $h_{mak} = 96,95$, Dukung tanah = $432,15$ (aman).

- a. Hasil analisa kontrol kapasitas daya dukung aksial tiang pancang sisi **selatan** sebagai berikut: Terhadap Beban Arah X : $P_{ijin} = 100\%$, $P_{max} = 552,69$ kN, Kontrol Daya dukung tanah = 100% , $P_{ijin} = 943,7$ kN (aman). Terhadap beban arah Y : $P_{ijin} = 100\%$, $P_{max} = 550,21$ kN, Kontrol Daya dukung tanah $< 100\%$, $P_{ijin} = 943$ kN (aman). Kontrol Gaya lateral yang terjadi : $P_{ijin} < 100\%$, $h_{mak} = 124,01$, Dukung tanah = $432,15$ (aman).

5.1 Saran – saran

Dari hasil kesimpulan diatas, untuk pemasangan tiang pancang Jembatan Ki Ronggo Kabupaten Bondowoso walaupun dalam kondisi sekarang aman, tetapi perlu adanya penelitian lebih lanjut pada meningkatnya pembenanan kendaraan dan gerusan air sungai saat musim penghujan.

DAFTAR PUSTAKA

- SNI (Standard Nasional Indonesia) 1725:2016,2016,*Pembebanan Jembatan*. Jakarta:Badan Standard Nasional.
- SNI (Standard Nasional Indonesia) T-02-2005,2015,*Standard Penbebanan Jembatan*.
- Faqih Ma'arif, M.Eng.2012. *Modul Pembelajaran Analisa Struktur Jembatan*. Yogyakarta: Universitas Negeri Yogyakarta.
- Ramadani Simbolon Irma.2009.*Analisa Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang (Mini Pile) Pada Proyek Pembangunan RSIA STELLA MARISS Jalan Samanhudi – Medan*. Medan : Universitas Sumatra Utara