ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG PEMBANGUNAN JEMBATAN JALAN KIRONGGO KABUPATEN BONDOWOSO

Abdul Ghafur Dosen Pembimbing :

Ir. Pujo Priyono,MT.; Arief Alihudin.ST.,MT. Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Muhammadiyah Jember Jl. Karimata 49, Jember 68121, Indonesia aghafur29@gmail.com

ABSTRAK

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui bagaimana menganalisa tiang pancang pada pembangunan jembatan kironggo

Metode pengumpulan data untuk memperoleh data yaitu dengan cara observasi dan wawancara langsung dari tempat PKL

Pondasi merupakan suatu pekerjaan yang sangat penting dalam pembangunan konstuksi teknik sipil, karena pondasi berfungsi untuk menahan beban yang bekerja dari konstruksi atas (upper structure). Pada pelaksanaan penelitian ini struktur bangunan jembatan menggunakan tiang pancang dengan sistem jack hammer.

Perhitungan pembebanan pada struktur atas dilakukan dengan menggunakan Peraturan pembebanan jembatan tahun 2005 dan 2013. Perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang dengan menggunakan data sekunder yang berupa jack hammer, nilai standar penetration test (SPT), Data pile driving analyzer (PDA), gambar struktur proyek dan pembacaan pada masing-masing data.

Pada sisi utara di dapat nilai kapasitas daya dukung aksial ijin tiang $P_{ijin} = 1266.689$ 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. Berdasarkan pembebanan pada kelompok pondasi tiang, hasil yang diperoleh tidak melebihi daya dukung ultimit sehingga aman untuk digunakan.

Kata kunci: daya dukung, pondasi, tiang pancang.

1. PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Akibat dari usia dari jembatan yang sudah yang lebih dari 100 tahun dan sebagian besar pondasi sudah banyak yang rusak di akibat oleh hantaman banjir yang banyak membawa bebatuan dan kayu-kayu bekas yang di buang ke sungai, selain itu juga tergerus air dari bawah pondasi sehingga membuat jembatan banyak terjadi kerusakan di bagian pondasi jembatan dan lapisan tanah di bawah pondasi menjadi lapisan tanah yang lunak yang membuat tahanan geser tanah rendah dan daya dukung tanah yang semakin rendah.

Kondisi pada kejadian tersebut bertolak belakang meningkatnya dengan jumlah penduduk sehingga membuat jumlah pengendara meningkat volumenya, kendaraan ringan maupun kendarataan berat yang melewati jalan tersebut. Dimana jembatan tersebut merupakan salah satu penghubung antara dua kecamatan. Ketidak sesuaian antara kondisi jembatan dengan volume kendaraan yang menjadikan permasalahan di adakan perencanaan pembangunan jembatan, dimana kondisi tanah dan pondasi yang menjadi acuan utama untuk membangun jembatan baru di atasnya. Dari pihak perencana di gunakanlah tiang pancang sebagai salah satu alternatif pondasi untuk pembangunan jembatan dan cukup efisien jika di gunakan untuk mengatasi penurunan tanah.alasan lain di gunakannya tiang pancang sebagai pondasi yaitu dikarenakan proses pekerjaannya yang mudah, banyak pabrik yang memproduksi tiang pancang dan hal yang terpenting pemilihan tersebut sudah di perhitungankan dengan rumus-rumus yang ada (referensi pustaka).

Pondasi di haruskan mampu menahan beban sampai batas keamanan yang sudah di perhitungkan kapasitasnya. Termasuk juga harus menahan beban maksimum kemungkinan akan terjadi seperti yang kemacetan di atas jembatan. Setelah memperhatikan beberapa alasan-alasan dari kondisi pondasi, struktur pondasi dan volume kendaraan yang sudah mulai semakin tidak sesuai maka pembangunan jembatan kironggo di pilih tiang pancang sebagai pondasi utama..

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dari penulisan tugas ahir ini adalah :

- Menganalisa stabilitas geser dan guling yang terjadi pada abutment Jembatan Kironggo Kabupaten Bondowoso.
- Menganalisa kapasitas daya dukung aksial dan lateral tiang pancang Jembatan Kironggo Kabupaten Bondowoso.
- Menganalisa control daya dukung ijin aksial dan lateral yang terjadi pada pondasi tiang pancang Jembatan Kironggo Kabupaten Bondowoso.

2. TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pengertian Jembatan

Pengertian Jembatan adalah suatu struktur kontruksi yang memungkinkan route transfortasi 1. melalui sungai, danau, kali, jalan raya, jal.... kereta api dan lain-lain. Jembatan adalah suatu struktur konstruksi yang berfungsi untuk

menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan-rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai saluran irigasi dan pembuang atau pada jalan ini yang melintang yang tidak sebidang dan lain-lain (Amriya Andayana, 2016).

1.2. Pengertian Pondasi

Pada sebuah bangunan tidak dapat berdiri begitu saja didirikan langsung di atas permukaan tanah, untuk itu diperlukan adanya struktur bangunan bawah yang disebut Pondasi. Pondasi adalah bangunan bagian dari yang berfungsi mendukung seluruh berat dari bangunan dan di meneruskannya ke tanah bawahnya. Pembuatan pondasi diperlukan pekerjaan galian tanah. Pada umumnya lapisan tanah dipermukaan setebal ± 50 cm adalah lapisan tanah humus yang sangat labil dan tidak mempunyai daya dukung yang baik. Oleh karena itu dasar pondasi tidak boleh diletakkan pada lapisan tanah humus ini. Untuk menjamin kestabilan pondasi dan memperoleh daya dukung tanah yang cukup besar, maka dasar pondasi harus diletakkan pada kedalaman lebih dari 50 cm dari permukaan tanah sampai mencapai lapisan tanah asli yang keras. Lebar galian tanah untuk memasang pondasi dibuat secukupnya saja asal sudah dapat untuk memasang pondasi, karena tanah yang sudah terusik sama sekali berubah akan baik sifatnya maupun kekuatannya.

1.3. Macam-macam Pondasi

Berdasarkan klasifikasi tentang pondasi.

Pondasi ada 2 jenis yaitu:

1. Pondasi Dangkal

Pada Pondasi setempat ini digunakan karena alasan-alasan seperti terdapat lapisan

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-dinging 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 .

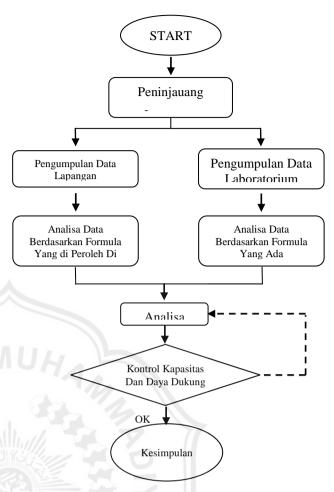
2.4 Analisa Beban

Pada Analisa Beban dapat dirumuskan pada persamaan :

- Beban pada abutment akibat berat sendiri struktur atas,PMS=1/2*WMS Letak titik berat struktur atas terhadap fondasi, za= ht+Lc+a+ha/2
- b. Berat Sendiri Struktur Bawah Berat beton, $wc = kN/m^3 \ Lebar, \ By= \ m \ dan \ Lebar \ Bx=$ m
- c. Beban pada abutment akibat beban mati tambahan, PMA =1/2WMA

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	Lengan thd alas		Momstat	
	b(m)	h(m)	L(m)	Shape	(kN)	у	(m)	(kNm)
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 abutm	ent=	W _h =	1091.64		M _h =	922.231
Letak titik berat thd alas,						y _h =	0.84	m
Letak titik berat thd dasar pondasi						Z _h =	1.7	m

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 =1/2WMA= 344.00 kN 4.1. Tekanan Tanah (TA) Pada bagaian tanah di belakang dinding abutment yang dibebabi lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 1.9 m. Yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (ws) ,sudut gesek dalam (φ), dan kohesi © dengan :ws'=ws φ' =tan-1($K\varphi*tan\varphi$) dengan faktor reduksi umtuk $\varphi' = 0.7 c' = Kc*c$ dengan faktor reduksi untuk c',Kc= 1Koefisien tekanan tanah aktif, Ka= $tan^2(45^\circ-\phi'/2)$ Berat tanah, ws= 18.9 kN/m3 Susudut gesek dalam, $\phi=32^{\circ}$

Kohesi ,c=0k Pa Tinggi total abutment,H=3.79m Lebar abutment,By = 11.0 m

Gambar 4.6.Pembebanan Tanah Dibelakang Abutment tanah setinggi 1.9 m yang merupakan ekivalen beban kendaraan 1.9*ws= 32.87 kPa ϕ '= tan-1(K ϕ -tan ϕ) =0.433 rad =24.83°Ka= tan2(45°- ϕ '/2) = 0.408

Tabel 4.6. Perhitungan Beban Tanah Dibelakang Abutment

No.	Gaya akibat tekanan tanah	T _{TA}	Lengan	ý	MTA
	7	(kN)	(m)	(m)	(kNm)
1	T _{TA} =(0.6*w _a)*H*Ka*By	611.804	y=H/2	1.895	1159.369
2	T _{TA} = 1/2*H ² *w _s *Ka*By	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 kPa untuk L<30 m q = 9 *(0.5+15/L) kPa untuk L>30 m Untuk panjang bentang,L= 40.00m q= 7.875kPamempunyai intensitas p = 49 kPa Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut:

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 (m²)

Beban hidup merata q:untuk A < 10 m2:

q = 5kPa untuk 10 m2 < A < 100 m2, q = 5 - 0.033*(A-10) kPa untuk A>100 m2 q = 2kPa Panjang bentang, L=40.00m, Lebar trotaoar = b2=1.20 m jumlah trotoar n=2

Gambar 4.8. Pembebanan Beban Trotoar

Luas bidang trotaoar yang didukung abutment, $A = b2*L/2*n \qquad = 40 \qquad m^2 \label{eq:abutment}$

Beban merata pada pedestrian,q =5-0.033*(A-10) = 4.01 kPa

Beban pada abutment akibat pejalan kaki,PTP = A*q = 160.40 kN

4.3. Beban Rem Kendaraan (TB)

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

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

Gaya rem TTB = 250 kN untuk Lt <80 m Gaya rem TTB = 250 + 2.5*(Lt-80) kN untuk 80 < Lt < 180 m

Gaya rem TTB = 500Gava akibat angin dihitung dengan: TEW= kN 0.0006*Cw*Vw2*Ab kN dengan, untuk Lt> 180 m Gambar 4.9. Pembebanan Beban Rem Cw = koefisien seret = 1.25Untuk Lt=L = 40.00 mVw= kecepatan angin= 35 m/det Gaya rem, TTB = 250kNPanjang bentang, L= 40.00m Tinggi bidang samping,ha = 1.80m, Ab=186m² Lengan terhadap pondasi akibat gaya rem YTB = 2.84Gambar 4.11. Pembebanan Beban Angin Pada Momen pada pondasi akibat gaya rem Samping Jembatan MTB =710Beban angin pada abutment kN-mLengan TEW1 = 5170.88terhadap breast wall kn Y'TB = 1.94Lengan thd pondasi m =4.28Momen pada breast wall YEW m M'TB = 485kN-m Momen pd pondasi akibat beban angin: MEW = 730.54 kn-m4.4. Pengaruh Temperatur Untuk memperhitungkan tegangan maupun Lengan thd breastwall Y'EW = 3.38deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh m temperatur, diambil perbedaan temperatur yang Momen pada breastwall M'EW = 576.75 kn-mbesarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-ra4a5.2. Angin Yang Meniup Abutment pada lantai jembatan temperatur maksimum rat-Beban garis merata tambahan arah horisontal rata Tmak40⁰ temperatur minimum rata-rata pada permukaan lantai jembatan akibat angin Tmin15°C yang meniup kendaraan dihitung dengan. dT= (Tmak-Tmin)/2 perbedaan temperatur pada Tinggi =2.85m Lebar = 11.00 m $Ab = 31.35 \text{ m}^2 \text{ TEW2} = 0.0012 \text{ *Cw*}(Vw)2 \text{ *L/2}$ slab dT = 12.5 °C koefisien muai panjang beton $\alpha = 1.00E-05$ Dengan Cw = koefisien seret 1.2Modulus elastisitas beton Ec=23452.95Mpa Vw = kecepatan angin rencana 35 m/det untuk tumpuan berupa (PPJT-1992, Tabel 5) Kekakuan geser elastomeric k =1500 kN/mPanjang girder TEW $= 0.0012*Cw*(Vw)^{2}$ L= 40.00m, Jumlah tumpuan elastomeric = 1.764 kN/m(jumlah girder) n = 8 buah Beban angin pada abutment Gambar 4.10. Pembebanan Beban Temperature TEW2 = 28.802 knGaya pada abutment akibat pengaruh Lengan thd pondasi YEW = 4.80 mtemperature TET = 275.28 kNMomen pd pondasi akibat beban angina: Lengan terhadap pondasi YET= 2.85m MEW = 138.25 kn-mMomen pada pondasiMET = 784.548kN-m Lengan thd breastwall Y'EW = 3.90 m Lengan thd breat wall Y'ET= 1.95m Momen pada breastwall M'ET = 536.80 kN-mM'EW = 112.33 kn-m Beban Angin (EW) 4.5.3. Beban Angin Total Pada Abutment 4.5.1. Angin Yang Meniup Bidang Samping Jembatan Beban garis merata tambahan arah horisontal

pada permukaan lantai jembatan akibat beban

4.5.

angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan:

TEW = 0.0012*Cw*Vw2 kN/m dengan

Cw = 1.25 Total beban angin pada abutment

TEW = 1.837 kN

Total momen pada pondasi

MEW = 475.246 kN-m

Total momnen pada breast wall

M'EW = 380.983 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 = 5.99kN

4.6. Beban Gempa

Beban Gempa Statik Ekivalen Beban gempa rencana dihitung dengan rumus TEQ= Kh*I*Wt Dengan Kh = C*S

Kh= 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:

$$T = 2*\pi*\sqrt{(Wt/(g*Kp))}$$

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

Kp = kekakuan struktur yang merupakan gaya horisontal yang diperlukan untuk menimbulkan satu satuan lendutan.

g= percepatan gravitasi bumi =9.8 m/det²

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

Tinggi breast wall Lb = 1.000 m

Ukuran penampang breast wall b = 11.000 m

H = 1 m Inertia penampang breast wall

Ic= 0.917 m⁴ Mutu beton, K-300

f'c= 24.900 MPa

Modulus elastisitas beton Ec=23452.953

MpaEc = 23452952.91 kPa Nilai kekakuan,

Kp = 64495620.491

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

Berat sendiri struktur atas,

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

Berat sendiri struktur bawah

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

Berat sendiri total struktur,

WTP = 4113.80 kN

Waktu getar alami struktur T=0.016 detik

Tp < T < Ts

Kondisi tanah dasar termasuk sedang lokasi di

wilayah Data gempa dari Puskim

Tabel 4.7.Nilai Spektra Puskim Kabupaten

BondowosoGambar 4.14.Arah Beban Gempa

Pada Abutment

Berdasarkan SNI-2833-2013 Koefisien geser dasar, Csm = 0.009 Faktor modifikasi respons

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

S= 0.80*F dengan,

F=1.25- 0.025*n dan F harus >1

F= faktor perangkaan

n= Jumlah sendi plastis yang menahan deformasi arah lateral

Untuk, n= n= 1 maka: F = 1.225 S= 0.98 Koefisien beban gempa horisontal, Kh=Csm/R*s = 0.00588, Untuk jembatan yang memeuta > 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 *Wt

Lengan thd pondasi:

YEQ=3.91m Lengan thd Pierwall

Y'EQ=3.01m

Momen pada Pierwalll akibat bebn gempa

MEQ= 132.199 kNm

Beban Gempa Arah Melintang Jembatan (Arah-Y) Tinggi breast wall Lb= 1.000 m Ukuran penampang breast wall b =11.000 m H= 1 m Inertia penampang breast wall Ic=110.92 m⁴ Mutu beton, K-300 f'c=24.900 MPa Modulus elastisitas beton

Ec= 23452.95Mpa

Ec= 23452952.91 kPa

Nilai kekakuan ,Kp=7803970079.4 Percepatan gravitasi g = 9.8 m/det² Berat sendiri struktur atas, $P_{MS(str~atas)} = 6044.32$ kN Berat sendiri struktur bawah $P_{MS(strbawah)} = 1091.64 \text{ kN Berat}$ sendiri total struktur, WTP = 6590.14kN 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 Ic = 2.75 m4

Nilai kekakuan Kp = 193486861.5 kN/m

Waktu getar alami struktur T = 0.0117076 detik dari kurva kofisien geser dasar pada Gbr diperoleh:

Koefisien gempa dasar Csm = 0.006faktor tipe struktur S = 0.980Faktor modifikasi respons R= 1.5

Koefisien beban gempa horizontal

Kh = 0.003987

Faktor kepentingan I = 1.000 Gaya gempa

TEQ = 0.004 x Wt

Tabel 4.10.Distribusi Beban Gempa Pada Abutment Tanah Lunak

Lengan thd pondasi: YEQ= 3.906 m

Lengan thd Pierwall Y'EQ= 3.906m

Momen pada Pierwalll akibat bebn gempa

M'EO = 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: θ = tan-1(Kh)

 $KaG = cos2(\phi'\theta)/[cos2\theta\{1+\sqrt{(sin(\phi'-\theta))/cos}\}]$ θ }] Δ KaG= KaG-Ka tekanan tanah dinamis p=H*ws*ΔKaG kN/m² H= 3.79 m By = 11.0 m Kh = 0.0045 $\phi' = 0.433 \text{ rad } Ka = 0.4086 \text{ Ws} = 18.9 \text{ kN/m3}$ 0.0045 rad $\cos 2(\phi' - \theta)$ 0.827 $[\cos 2\theta \{1+\sqrt{(\sin(\varphi'-\theta))/\cos\theta}\}] = 1.417842$ $KaG = 0.583 \Delta KaG = 0.175$ gaya gempa lateral TEQ=1/28H2*ws*ΔKaG*By

= 260.832kN

lengan tehadap fondasiy EQ=2/3*H= 2.5 m

Momen akibat beban gempa

MEO = 603.252kN-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: Bx/2= 1.5m K = peersenkelebihan beban yang dijinkan (%) Mx = momen penyebab guling arah x Momen penahan guling: Mpx = P*(Bx/2)*(1+k) Angka aman terhadap guling: SF = MPx/Mx harus ≥ 2.2

Tabel 4.13. Stabilitas Guling Arah X

STABILITAS GULING ARAH Y 4.7.2.

Letak titik guling A (ujung pondasi) thd pusat pondasi By/2 =5.5m

Parameter tanah dasar pile cap: sudut gesek dalam, $\varphi = 32$ ° Kohesic = 11kPa

Ukuran pile cap Bx = 3.0 m By = 11.0 m

K= persen kelebihan beban yang diijinkan (%) Tx=gaya penyebab geser Gaya penahan geser: $H=(c*Bx*By+P*tan\phi)*(1+k) harus > 1.1$

4.7.3. STABILITAS GESER ARAH –Y

Parameter tanah dasar pile cap: sudut gesek dalam, $\varphi = 32$ ° Kohesi c = 11 kPa Ukuran pile cap Bx = 3.0 m By =11.0m K=persen kelebihan beban yang diijinkan (%) Tx=gaya penyebab geser Gaya penahan geser: $H=(c*Bx*By+P*tan\varphi)*(1+k)$

Gambar 4.19. Stabilitas Geser Arah Y

harus >1.1

14.6N2=30.5

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

 $ws = 17.7 kN/m^3$

Kuat tekan beton f'c= 52 Mpa

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

Mutu baja tulangan U- 39.00

Kohesi tanah, c = 11 k

Tegangan leleh baja fy = 390.00 MPa

Modulus elastisitas beton

Ec = 33892.18 MPa

Berat beton bertulang wc = 24.00 kN/m3

DIMENSI PILE CAP

Lebar arah x, Bx = 3.0 m Tebal, hp= 0.90 m

Lebar arah y,By=11.0m Tebal,ht = 0.90m

Depan, L1 = 1.00 m Belakang, L2 = 1.50 m

DIMENSI TIANG PANCANG

Diameter luar Do = 0.400 m Panjang,

L = 13.0 m Diameter dalam Di = 0.250 m

Jarak pusat tiang pancang terluar terhadap sisi

luar Pile cap a = 0.55 m

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG

Jumlah baris tiang ny = 7

Jumlah tiang dalam satu baris nx = 2

Jarak antara tiang dalam arah x X = 1.50 mJarak

antara tiang dalam arah y Y = 1.58 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 =1115kN Tabel 4.17.Specification

Spun Pie WikaBeton

4.14.2. Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut Meyerhoff (Data PengujianSpt)

 $Pult = 2*\pi*r*\sum \Delta L*\tau + Apqp$

(daya dukung end bearing dan dukung friksi)

dimana $\tau~=0.2~N~qp=40*<1600~t/m2~dimana$

N1 = Nilai rata-rata N sepanjang 10 D diatas

ujung tiang N2 = Nilai rata-rata N sepanjang 4

D dibawah ujung tiang

Tabel 4.18 SPT Dari Data Pengujian TanahNilai

qc rata rata sepanjang 10D di atas ujung tiang

Mulai kedalaman 9 sampai 13.0 N1= 41.5 Nilai

qc rata rata sepanjang 4D di bawah ujung tiang

N=(30.5 +41.5)/2=36 qp = DxN=1440t/m²<

1600 t/m2 (OK)

Pujung = $0.25 \times \pi \times D \times qp = 181.029ton$

Pfriksi= 219.246 ton

Pult= 400.274 ton = 4002.743 kN

Pijin=1334.248kN (SF = 3.0)

mulai kedalaman13.0 sampai

4.14.3. Rekap Daya Dukung Aksial Tiang

No. Uraian Daya Dukung Aksial Tiang PkN

1. Berdsarkan kekuatan bahan = 1115.00 kN

2. Pengujian SPT (Meyerhoff)= 1334.25kN

3. HasilTes PDA = 1612.00 kN Daya dukung

aksial, P=1612.00 Kn Jumlah baris tiang,

ny=7 Jumlah tiang dalam satu baris, nx=2

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

Jarak antara tiang terkecil, S= 1.58 m,

harus> 0.6 Jarak antar tiang terbesar

Sb= 1.58 m ,harus< 1.256

Diameter tiang, D = 0.4 m(Not OK)

Efisiensi kelompok tiang (menurut BDM)

Eff= 0.7858 Pijin = 1266.698 kN

Diambil daya dukung aksial ijin tiang:

Pijin= 1266.698 kN

4.15. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang

Kedalaman ujung tiang,La = hp= 0.9m

Sudut gesek, ϕ = 32 °

Panjang tiang ,L= 13.0m

Panjang jepitan tiang, Ld= 4.33m By=11.0m

Ws= 1.77kN/m³, Koefisien tekanan tanah

pasif, Kp = 3.2562

Gambar20.Penampang Momen Yang Terjadi Pada Tiang Pancang

Tabel 4.19.Diagram tekanan tanah pasif efektif

L2=M/F=2.716m

Jumlah momen terhadap titik S: ∑Ms=0 maka

F*(2*L2)=H*(L2+Ld+La)

Gaya lateral ,H= 2285.62 kN

Jumlah baristiang,ny= 7

Jumlah tiang per baris,nx=2

Gaya lateral satu tiang ,h= 163.26 kN

Stiffness Factor T= 1.92 m

Letak titik jepit tanah Zf = 3.45 m

Mbreak= 820.00 kNm, Hbreak = 475.36

SF= 1.10 Diambil daya dukung lateral ijin tiang,

hijin = 432.15 kN

4.16. Momen Pada Tiang Pancang Akibat Gaya Lateral

Perhitungan Dengan Cara Bending Moment

Diagram Hi = jarak gaya lateral H terhadap gaya

Fi yang ditinjau Yi = jarak gaya Fi terhadap titik

yang ditinjau Momen akibat gaya lateral H,

Mhi= H*hi Besarnya momen di suatu titik,

 $Mi = Mhi - \sum (Fi*yi)$

Tabel 4.20.Momen Akibat Gaya Lateral

Momen terbesar, M= 4320.14kNm

Jumlah baris tiang ny = 7 Jumlah tiang per

barisnx= 2 Angka aman,SF= 3.0 Momen

maksimum yang diijinkan untuk satu tiang

Mmaks = 102.86 kN-m M break didapat dari

Tabel Spun Pille Wika untuk Class

C = 180.000 kN-m

Mmax < M break = 102.86 kN-

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

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

=1.85kN/m³ Kuat tekan beton f'c= 52 Mpa

Sudut gesek dalam φ =38° Mutu baja tulangan

U- 39.00 Kohesi tanah, c = 18 k Tegangan leleh

baja fy =390.00 MPa Modulus elastisitas beton

Ec = 33892.18 MPa Berat beton bertulang

wc = 24.00 kN/m3

DIMENSI PILE CAP

Lebararah x, Bx = 3.0 m Tebal,hp = 0.90 m

Lebar arah y,By = 11.0 m Tebal,ht = 0.90 m

Depan,L1 = 1.00 m Belakang, L2 = 1.50 m

DIMENSI TIANG PANCANG

Diameter luar Do = 0.400 m Panjang,L= 25.0 m

Diameter dalam Di = 0.250 m Jarak pusat tiang

pancang terluar terhadap sisi luar Pile cap

a = 0.55 m

DATA SUSUNAN TIANG PANCANG

Jumlah baris tiang ny = 10

Jumlah tiang dalam satu baris nx=2

Jarak antara tiang dalam arah x X=1.50 m

Jarak antara tiang dalam arah y Y= 1.06 m

4.17. Daya Dukung Aksial IjinTiang

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 =1115kN

Tabel 28. Specification Spun Pie WikaBeton

4.17.2. Berdasarkan Kekuatan Tanah

Menurut Meyerhoff (Data PengujianSpt)

Pult= $2*\pi*r*\sum\Delta L*\tau + Apqp$

(daya dukung end bearing dan dukung friksi)

dimana $\tau = 0.2 \text{ N qp} = 40 * < 1600 \text{ t/m}2$

dimana N1 = Nilai rata-rata N sepanjang 10 D

diatas ujung tiang N2 = Nilai rata-rata N

sepanjang 4 D dibawah ujung tiang

Tabel 29. SPT dari data pengujian tanah

Nilai qc rata rata sepanjang 10D di atas ujung

tiang Mulai kedalaman 21 sampai 25 N1= 16

Nilai qc rata rata sepanjang 4D di bawah ujung

tiang Mulai kedalaman 25 sampai 26.6

N2=20.5 N=(16+20.5) / 2=25

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

Pujung = $0.25 \times \pi \times D \times qp = 103.086 \text{ ton}$

Pfriksi = 69.897 ton

Pult = 172.983 ton = 1729.83 kN

Pijin = 576.610 kN (SF= 3.0)

4.17.3. Rekap Daya Adukung Aksial Tiang

No. Uraian Daya Dukung Aksial Tiang

P kN

1.Berdsarkan kekuatan bahan =1115.00kN

2. Pengujian SPT (Meyerhoff) = 576.61kN

3. Hasil Tes PDA = 1391.00 kN

Daya dukung aksial,P= 1391.00Kn

Jumlah baris tiang ,ny= 10

Jumlah tiang dalam satu baris,nx= 2

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

Jarak antara tiang terkecil, S= 1.06 m,harus> 0.6

Jarak antar tiang terbesar Sb = 1.06 m,

harus< 1.256 Diameter tiang, D= 0.4 m (OK)

Efisiensi kelompok tiang (menurut BDM)

Eff = 0.6784 Pijin = 943.697 kN

Diambil daya dukung aksial ijin tiang:

Pijin= 943.697kN

4.18. Daya Dukung Lateral Ijin Tiang

Kedalaman ujung tiang, La= hp= 0.9m

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

L= 25.0 m Panjang jepitan tiang, Ld = 8.33 m

By =11.0 m Ws = 1.85 kN/m^3 Koefisien

tekanan tanah pasif,Kp = 4.2062

Gambar 4.21.Penampang momen yang terjadi

pada tiang pancang

L2=M/F=5.329 m

Jumlah momen terhadap titk S:∑Ms=0

maka,F*(2*L2)=H*(L2+Ld+La)

Gaya lateral, H= 907.115 kN

Jumlah baris tiang, ny= 10 Jumlah tiang per

baris, nx = 2 Gaya lateral satu tiang,

h = 453.56kN Stiffness Factor T = 1.92m

Letak titik jepit tanah Zf = 3.45 m

Mbreak= 820.00 kNm, Hbreak = 475.36

SF = 1.10 Diambil daya dukung lateral ijin tiang,

hijin = 432.15 kN

Perhitungan Dengan Cara Bending Moment Diagram

Hi = jarak gaya lateral H terhadap gaya Fi yang ditinjau

Yi = jarak gaya Fi terhadap titik yang ditinjau Momen akibat gaya lateral H,Mhi = H*hi Besarnya momen di suatu titik,

 $Mi = Mhi - \sum (Fi * yi)$

Tabel4.31.Momen pada tiang pancangMomen

terbesar, M = 2670.289 kNm

Jumlah baris tiang ny = 10

Jumlah tiang per baris nx = 2

Angka aman, SF= 3.0

Momen maksimum yang diijinkan untuk satu tiang Mmaks = 44.505kN-m M break didapat dari Tabel Spun Pille Wika untuk Class

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

M break = 44.504kN-m<180.000 kN-m OK!

5. PENUTUP

5.1. Kesimpulan

Dari hasil analisa keseluruhan dapat di simpulkan.

- 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 ≥1.1.Untukarah Y nilai SF kombinasiservice 1 = 34.58, service 2 =194.69, service 4= 786.44 sudah melebihi nilai angka aman terhadap geser SF >1.1.
- 2. Pada sisi **utara** di dapat nilai kapasitas daya dukung aksial ijin tiang $P_{ijin} = 1266.68$ kN.

Untuk kapasitas daya dukung lateral ijin tiang H_{iiin} = 432.15 kN. Pada sisi selatan di dapat nilai kapasitas daya dukung aksial ijin tiang P_{iiin} = 943.697kN. Untuk kapasitas daya dukung lateral ijin tiang Hijin = 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%, Pmax = 554,03 kN, Kontrol Daya dukung tanah < 100%, P ijin= 943 kN (aman). Prosen ijin = 100%, Pmax = 534,785 kN, Kontrol Daya dukung tanah = < 100%, P ijin= 943,7 kN (aman). Kontrol Gaya terjadi : P ijin=<100%, lateral yang hmak=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%, Pmax = 550,21 kN, Kontrol Daya dukung tanah < 100%, P ijin= 943 kN (aman). Kontrol Gaya lateral yang terjadi : P ijin=<100%, hmak=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