

ANALISA PERILAKU PONDASI KELOMPOK TIANG AKIBAT BEBAN GEMPA PADA GEDUNG KULIAH UMUM UNIVERSITAS HALU OLEO

¹Sulha, ²Masykur Kimsan, ³Wahyudin

Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Halu Oleo Kendari
sulha@uho.ac.id

ABSTRAK

Konstruksi beban berat yang biasanya menggunakan jenis pondasi dalam akan mengalami permasalahan yang lebih rumit. Dimana pondasi dalam, yang berupa tiang digabung dalam satu kelompok. Permasalahan makin rumit jika pondasi berada pada daerah tanah lunak dan rawan gempa sehingga pondasi mengalami perpindahan melebihi batas yang diizinkan.

Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui daya dukung aksial dan lateral pondasi kelompok tiang pancang pada Gedung Kuliah Umum Universitas Halu Oleo. Dengan mengubah jarak antar tiang dari 2d, 3d dan 4d pada konfigurasi P8 dan P8. Sehingga diketahui pengaruh penambahan jarak tiang terhadap daya dukung, penurunan dan defleksi pondasi. Pada penelitian ini menggunakan pula aplikasi bantu berupa Plaxis 3D Foundation dalam mensimulasikan kondisi pondasi akibat beban yang bekerja.

Berdasarkan hasil perhitungan dan simulasi pada Plaxis 3D Foundation penambahan jarak antar tiang memberikan daya dukung aksial dan lateral yang semakin besar, perubahan jarak antar tiang dapat pula mengurangi defleksi yang terjadi. Namun perubahan jarak antar tiang memberikan nilai penurunan yang semakin besar pada pondasi.

Kata Kunci: daya dukung, penurunan, defleksi, Plaxis 3D Foundation.

1. PENDAHULUAN

Konstruksi bangunan teknik sipil terdiri dari struktur bagian bawah (*sub structure*) dan struktur atas (*upper structure*). Beban struktur bagian atas akan dipikul oleh struktur bagian bawah. Pondasi merupakan struktur bagian bawah yang berfungsi mentransfer beban dari struktur bagian atas ke dalam tanah. Pondasi terbagi menjadi pondasi dangkal dan pondasi dalam. Untuk konstruksi dengan beban ringan dan kondisi lapisan permukaan yang cukup baik, umumnya digunakan pondasi dangkal. Tetapi untuk konstruksi beban berat (*high risk building*) biasanya jenis pondasi dalam menjadi pilihan utama, sehingga permasalahannya lebih rumit dibanding pondasi dangkal.

Pondasi dalam, berupa tiang pancang maupun tiang bor umumnya didesain dalam bentuk kelompok yang digabung dalam satu *pile cap*. Akibatnya permasalahan yang dihadapi dalam perencanaan dan desain makin kompleks. diantaranya beban yang dipikul melebihi kapasitas beban izin sehingga pondasi mengalami *displacement* lewat dari batas yang ditentukan. Terlebih lagi tanah tempat berdirinya pondasi terkategori tanah lunak dan masuk dalam daerah gempa. Oleh karena itu, dibutuhkan analisis untuk mengantisipasi kondisi – kondisi yang tidak diinginkan pada suatu konstruksi.

Salah satu cara mengatasi kondisi – kondisi yang tidak diinginkan adalah dengan memberikan jarak – jarak tertentu pada tiang. Sehingga pondasi mampu memberikan kapasitas izin yang memadai, dengan tetap memperhatikan faktor ekonomis

dalam mendesain pondasi. Mengingat *pile cap* yang dicor di kepala – kepala tiang harus cukup tebal jika jarak antar tiang besar.

Tugas akhir ini menguraikan tentang pondasi kelompok tiang pancang yang digunakan pada pembangunan Gedung Kuliah Umum Universitas Halu Oleo. Serta akan dibahas pengaruh perilaku jarak antar tiang pancang terhadap daya dukung, penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi. Digunakan pula aplikasi bantu berupa Plaxis 3D Foundation dalam mensimulasi kondisi pondasi akibat beban yang terjadi.

2. Landasan Teori

2.1. Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan bertingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya – gaya guling akibat angin maupun gempa.(Hardiyatmo.H.C.2010). Berdasarkan dari cara mendukung beban, tiang pancang terbagi dalam dua jenis yaitu :

- 1) Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan tahanan ujung tiang. Tiang – tiang yang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras, sehingga dapat mendukung beban yang diperkirakan dengan tidak mengakibatkan penurunan berlebih.
- 2) Tiang dukung gesek adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara sisi tiang dan tanah disekitarnya.

2.2. Pondasi Kelompok Tiang

Tiang yang dipasang dalam satu kelompok dapat dianggap sebagai satu tiang besar dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang. Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhan disebut keruntuhan blok.

Menurut Coduto (1983), efisiensi tiang dalam memberikan daya dukung sangat berpengaruh. Persamaan yang diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang semuanya masih bersifat pendekatan. Salah satunya *Converse-Labarre Formula*.

$$E_g = 1 - \Theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90 mn'} \quad (1)$$

Dengan :

- E_g = efisiensi kelompok tiang
- m = jumlah baris tiang
- n' = jumlah tiang dalam satu baris
- Θ = arc tg d/s , dalam derajat
- S = jarak pusat ke pusat tiang (m)
- d = diameter tiang (m)

$$Q_g = E_g n Q_u \quad (2)$$

Dengan :

- Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan (kN)
- Q_u = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan (kN)
- n = jumlah tiang dalam kelompok

Daya dukung beban aksial tiang pancang dalam tanah kohesif adalah jumlah gesek tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara sisi tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya.

Jika lempung dalam kondisi jenuh maka persamaan tahanan ujung ultimit menjadi :

$$Q_b = A_b C_u N_c \quad (3)$$

$$f_b = Q_b / A_b < 15000 \text{ kN/m}^2 \quad (4)$$

dengan :

- Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)
- A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
- C_u = kohesi pada kondisi tak terdrainase (*undrained*) tanah yang terletak di bawah ujung tiang yang nilainya diambil dari contoh tanah tak terganggu (kN/m^2).
- N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ)
- f_b = tekanan *overburden* ujung bawah tiang (kN/m^2)

N_c diambil sama dengan 9 (Skempton, 1959). Nilai ini digunakan jika rasio panjang atau kedalaman tiang terhadap diameter lebih besar dari 5.

Bila tiang di dalam tanah kohesif, persamaan tahanan gesek dinding ultimit berdasarkan persamaan berikut :

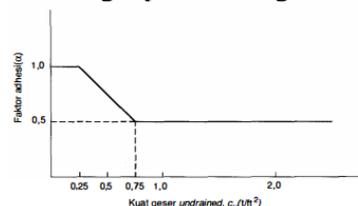
$$Q_s = A_s f_s \quad (5)$$

$$f_s = C_d = \alpha C_u \quad (6)$$

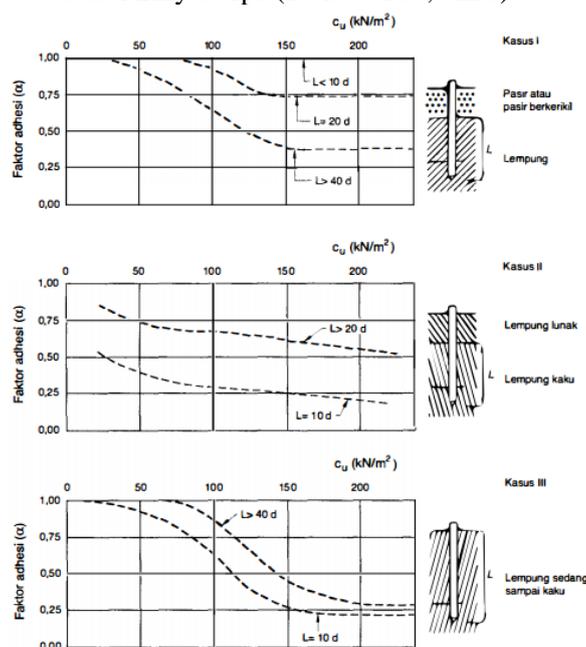
dengan :

- Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN)
- A_s = luas selimut tiang (m^2)
- C_d = adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)
- α = faktor adhesi
- C_u = kohesi tak terdrainase (kN/m^2)

Faktor adhesi α dapat diambil berdasarkan gambar 2.7 atau gambar 2.8 dimana mengikuti metode U.S. Army Corps. Atau dapat pula menggunakan gambar 2.9 yang mengacu pada metode Tomlinson dalam menghitung tahanan gesek ultimit sebagai pembanding.



Gambar 2.7 nilai α yang digunakan dalam metode U.S. Army Corps ($1 \text{ t/ft}^2 = 105,6 \text{ kPa}$)



Gambar 2.9 Hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang Pancang dalam tanah lempung (Tomlinson, 1977).

Untuk menghitung daya dukung izin (Qa) pada tiang, disarankan untuk menggunakan faktor aman sebesar 2,5 sampai 3. (Hardiyatmo, H. C., 2010).

Dalam analisa daya dukung aksial tiang pancang perlu pula diperhitungkan penurunan elastik tiang tunggal. Menurut Vesic (1977) penurunan tiang di bawah beban kerja vertikal disebabkan :

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \tag{7}$$

$$S_1 = \frac{(Qs + \alpha Qb)L}{A_b E_p} \tag{8}$$

$$S_2 = \frac{Qb d}{A_b E_s} (1 - \mu_s^2) I_p \tag{9}$$

$$S_3 = \left(\frac{Qs}{A_s L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \tag{10}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \tag{11}$$

Dengan :

- S = penurunan tiang total
- S₁ = penurunan batang tiang
- S₂ = penurunan tiang akibat beban titik
- S₃ = penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang tiang
- D = diameter tiang (m)
- L = Panjang tiang (m)
- E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m²)
- μ_s = angka poisson tanah
- I_p = faktor pengaruh (untuk tiang bulat dan persegi = 0,88)
- E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m²)

Untuk mengetahui penurunan secara kelompok vesic (1969) memberikan persamaan sederhana seperti berikut :

$$S_g = \sqrt{\frac{Bg}{Ds}} \tag{12}$$

Dengan :

- S_g = penurunan elastik tiang kelompok (cm)
- B_g = lebar kelompok tiang (cm)
- D = diameter satu tiang dalam kelompok (cm)
- S = penurunan total tiang tunggal (cm)

Daya dukung lateral tiang bergantung pada kekakuan dan tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam *pile cap*, sifat gaya – gaya dan besar defleksi. Dalam menghitung daya dukung lateral tiang digunakan persamaan yang disarankan oleh Broms (1964) sebagai berikut :

$$Hu = \frac{2My}{e + 2f/3} \tag{13}$$

$$f = 0,82 \sqrt{\frac{Hu}{dK_p \gamma}} \tag{14}$$

Dengan :

- Hu = beban horizontal ultimit (kN)
- My = momen leleh tiang (kN.m)
- f = jarak terjadinya momen maksimum (m)

sebelum menghitung beban horizontal ultimit perlu dilakukan perhitungan titik jepit tiang pancang yang dipengaruhi oleh faktor kekakuan tiang sebagai berikut :

$$T = \sqrt[5]{E_p I_p / n_h} \tag{15}$$

$$Z_f = 1,8T \tag{16}$$

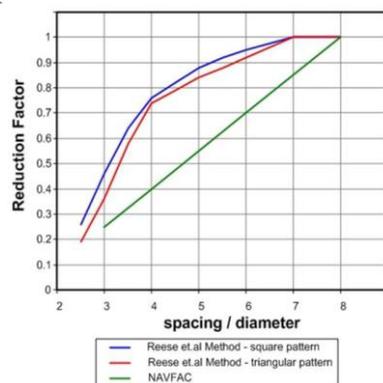
Jika telah diketahui titik jepit tiang maka besar defleksi tiang dapat diketahui dengan persamaan :

$$y = \frac{H(e + zf)^3}{12E_p I_p} \tag{17}$$

Dengan :

- T = faktor kekakuan
- E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m³)
- I_p = momen inersia tiang (m⁴)
- n_h = koefisien variasi modulus (kN/m³)
- Z_f = titik jepit tiang (m)
- L = Panjang tiang (m)
- y = defleksi tiang (m)

Dalam menghitung daya dukung lateral pondasi perlu dikalikan dengan nilai faktor reduksi yang disarankan oleh Reese et al dan NAVFAC seperti pada gambar 2.17. Karena dipengaruhi oleh pola pemancangan dan jarak antar tiang dalam satu kelompok.



Gambar 2.17 nilai faktor reduksi

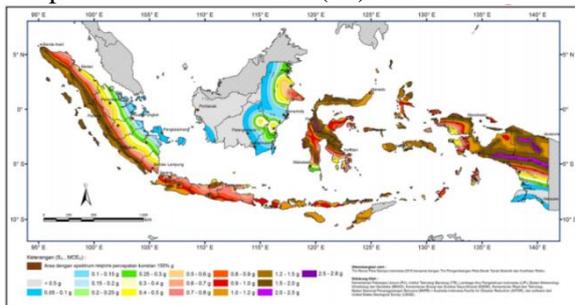
2.3. Penentuan Parameter Tanah Menggunakan Standard Penetration Test (SPT)

Penentuan parameter tanah merupakan tahapan yang paling penting dalam analisa pondasi. Salah satunya dengan menggunakan data uji N-SPT. Dengan memperoleh data N-SPT dapat ditentukan parameter tanah berupa kohesi (c), *undrained shear strength* (Cu), berat volume (γ_{dry} maupun γ_{sat}) dan besar sudut geser (φ). Maka penentuan parameter tanah dilakukan dengan mencari korelasi hasil uji N-SPT dengan parameter

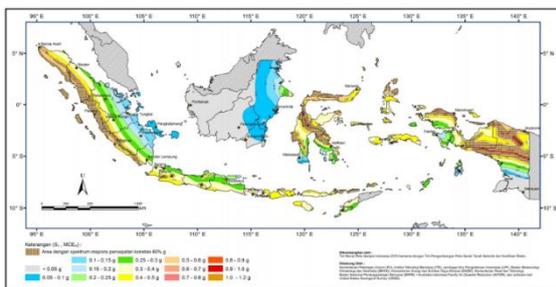
– parameter yang disarankan oleh Burt Look (2007) dan tabel korelasi dari Meyerhoff (1956).

2.4. Analisa Ragam Respon Spektra Gempa

Sesuai dengan SNI 1726:2012 respon spektra merupakan konsep yang digunakan untuk keperluan perencanaan bangunan. Definisi respon spektra adalah respon maksimum dari suatu sistem struktur *single degree of freedom* (SDOF) baik percepatan (a), kecepatan (v) dan perpindahan (d) terhadap suatu struktur yang ditinjau. Respon spektra akan menghasilkan kurva yang memperlihatkan simpangan relatif maksimum (Sd), kecepatan relatif maksimum (Sv) dan percepatan total maksimum (Sa)



Gambar 2.19 Ss, gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget.



Gambar 2.20 S1, gempa maksimum yang dipertimbangkan resiko tertarget.

Beban – beban di bawah struktur harus ditinjau dengan kombinasi – kombinasi berikut berdasarkan metode tegangan izin seperti berikut :

1. D
2. D + L
3. D + (Lr atau R)
4. D + 0,75L + 0,75(Lr atau R)
5. D + (0,6W atau 0,7E)
6. D + 0,75(0,6W atau 0,7E)+0,75L + 0,75(Lr atau R)
7. 0,6D+0,6W
8. 0,6D + 0,7E

3 Metodologi Penelitian

3.1 Deskripsi Lokasi dan Waktu Penelitian

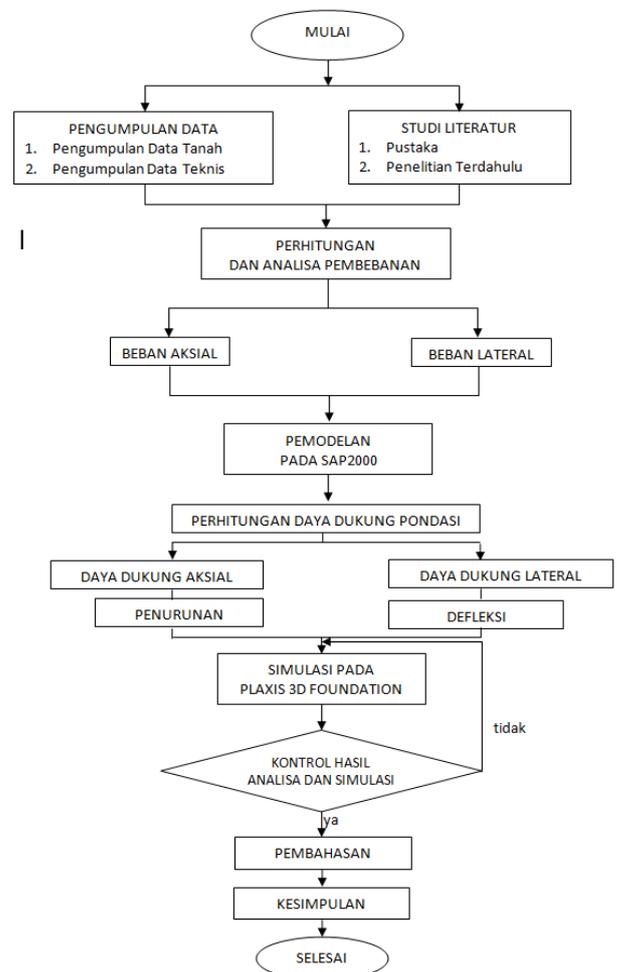
Penelitian ini dilakukan di lokasi pembangunan Gedung Kuliah Umum Universitas

Halu Oleo Kampus Hijau Bumi Tri Dharma, di jalan H.E.A Mokodompit. Penelitian ini dilaksanakan pada bulan Desember 2015 hingga bulan April 2016.

3.2 Pengumpulan Data

Data yang digunakan adalah data desain pembangunan Gedung Kuliah Umum Universitas Halu Oelo. Data yang dikumpulkan berupa data hasil investigasi geoteknik berupa SPT yang telah dilakukan sebelumnya. Data lainnya berupa gambar desain struktural dan data resiko kegempaan yang berpengaruh terhadap kapasitas pondasi terhadap arah lateral.

3.3 Bagan Alir Penelitian



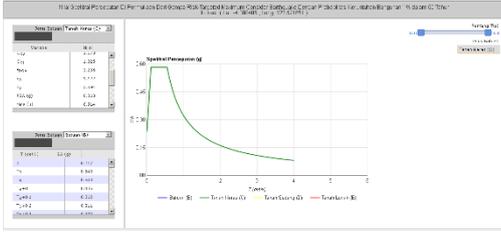
Gambar 3.1 Bagan alir penelitian

4. Hasil dan Pembahasan

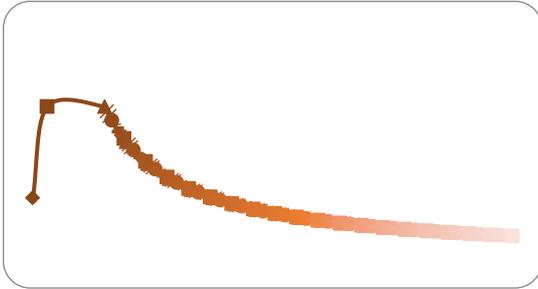
Berdasarkan penelitian dan analisa yang telah dilakukan didapatkan hasil sebagai berikut:

4.1 Analisis Respon Spektra

Dalam desain respon spektra dilakukan secara manual dan dengan bantuan situs puskim.pu.go.id telah memberikan nilai – nilai parameter desain respon spektra yang lebih akurat.



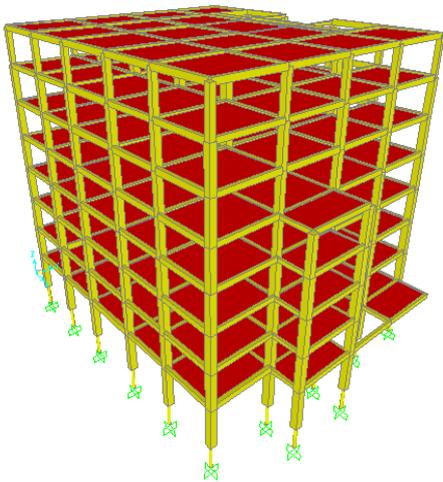
Gambar 4.2 respon spektra hasil puskim



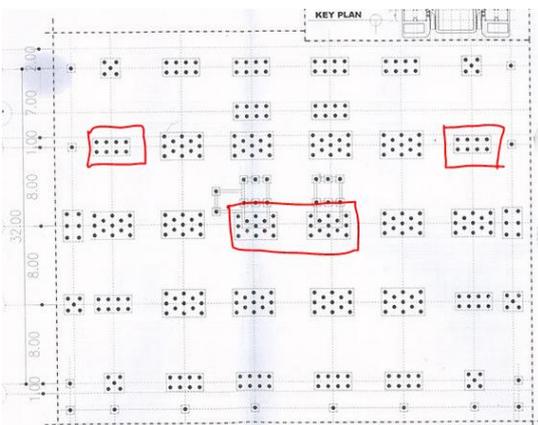
Gambar 4.3 grafik respon spektra

4.2 Analisa pada SAP2000

Berdasarkan hasil pemodelan pada SAP2000 dengan berbagai kombinasi beban didapatkan gaya – gaya yang bekerja pada pondasi.



Gambar 4.5 pemodelan struktur pada SAP2000



Gambar 4.6 titik gaya maksimum P8 dan P9

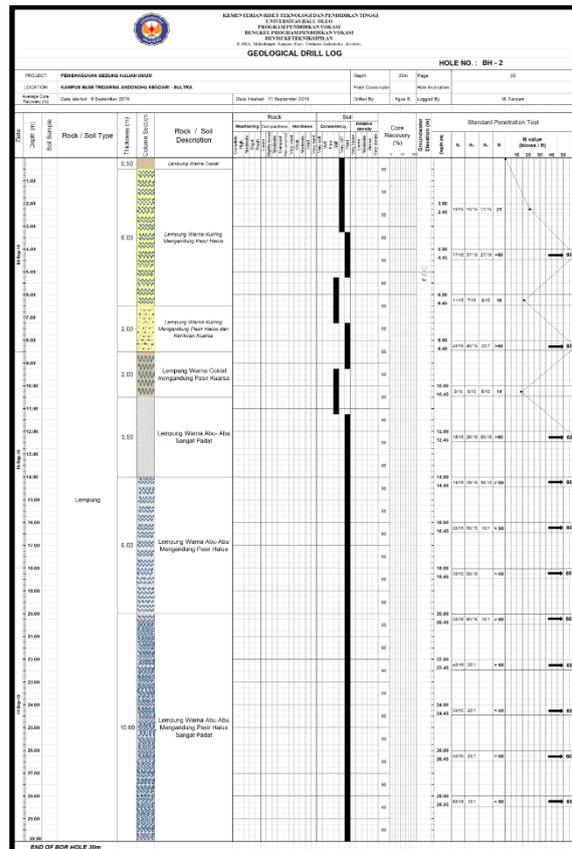
Dengan menggunakan fungsi envelope pada SAP2000 didapatkan gaya – gaya maksimum berupa aksial dan lateral. Kemudian akan dianalisa pengaruh kedua pondasi setelah jarak antar tiang diubah menjadi 2d, 3d, dan 4d (d = 40 cm).

Tabel 4.3 gaya maksimum pada pondasi

| Konfigurasi Pondasi | Aksial (kN) | Lateral (kN) | Jumlah Tiang | Ket. Gambar |
|---------------------|-------------|--------------|--------------|-------------|
| P8 | 2111,47 | 43,331 | 8 | |
| P9 | 3700,408 | | 13 | |

Sumber : Hasil perhitungan, 2016

4.3 Analisa Daya Dukung Aksial



Gambar 4.7 data tanah bore hole 2

Tabel 4.5 daya dukung aksial konfigurasi P8

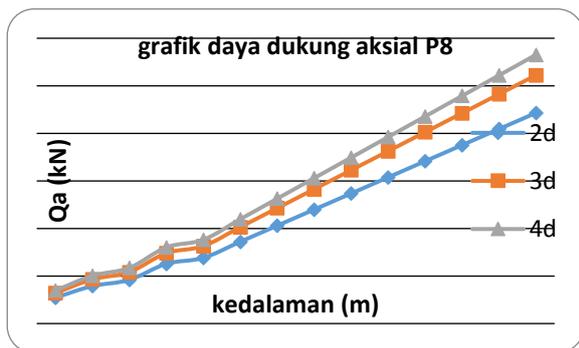
| depth (m) | P8 | | | | | | | | |
|-----------|---------|----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 2D | | | 3D | | | 4D | | |
| | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) |
| 2 | 2716,19 | 1086,478 | | 3202,28 | 1280,91 | | 3465,35 | 1386,14 | |
| 4 | 3941,51 | 1576,604 | | 4646,87 | 1858,75 | | 5028,61 | 2011,44 | |
| 6 | 4588,32 | 1835,327 | | 5409,43 | 2163,77 | | 5853,82 | 2341,53 | |
| 8 | 6282,95 | 2513,179 | | 7407,32 | 2962,93 | | 8015,84 | 3206,34 | |
| 10 | 6904,39 | 2761,758 | | 8139,98 | 3255,99 | | 8808,69 | 3523,48 | |
| 12 | 8599,02 | 3439,610 | | 10137,9 | 4055,15 | | 10970,7 | 4388,28 | |
| 14 | 10293,7 | 4117,461 | | 12135,8 | 4854,31 | | 13132,7 | 5253,09 | |
| 16 | 11988,3 | 4795,313 | 0,74 | 14133,7 | 5653,47 | | 15294,8 | 6117,9 | 0,81 |
| 18 | 13682,9 | 5473,165 | | 16131,6 | 6452,62 | | 17456,8 | 6982,71 | |
| 20 | 15377,5 | 6151,016 | | 18129,5 | 7251,78 | | 19618,8 | 7847,52 | |
| 22 | 17072,2 | 6828,868 | | 20127,3 | 8050,94 | | 21780,8 | 8712,33 | |
| 24 | 18766,8 | 7506,72 | | 22125,2 | 8850,1 | | 23942,9 | 9577,14 | |
| 26 | 20461,4 | 8184,571 | | 24123,1 | 9649,25 | | 26104,9 | 10441,9 | |
| 28 | 22156,1 | 8862,423 | | 26121 | 10448,4 | | 28266,9 | 11306,8 | |

Sumber : hasil perhitungan, 2016.

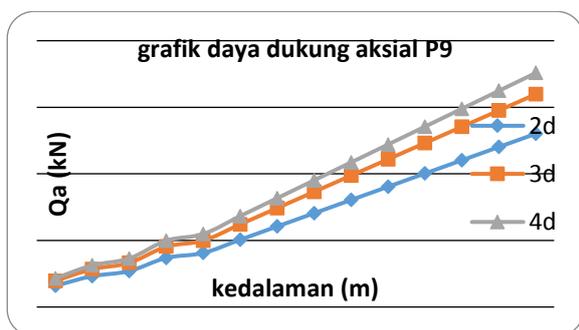
Tabel 4.6 daya dukung aksial konfigurasi P9

| depth (m) | P9 | | | | | | | | |
|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|---------|
| | 2D | | | 3D | | | 4D | | |
| | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) | Eg | Qu (Kn) | Qa (kN) |
| 2 | 3987,3 | 1594,92 | | 4896,68 | 1958,67 | | 5386,35 | 2154,54 | |
| 4 | 5786,03 | 2314,41 | | 7105,65 | 2842,26 | | 7816,21 | 3126,49 | |
| 6 | 6735,52 | 2694,21 | | 8271,7 | 3308,68 | | 9098,87 | 3639,55 | |
| 8 | 9223,19 | 3689,28 | | 11326,7 | 4530,69 | | 12459,4 | 4983,76 | |
| 10 | 10135,5 | 4054,19 | | 12447,1 | 4978,82 | | 13691,8 | 5476,71 | |
| 12 | 12623,1 | 5049,25 | | 15502,1 | 6200,84 | | 17052,3 | 6820,92 | |
| 14 | 15110,8 | 6044,32 | | 18557,1 | 7422,85 | | 20412,8 | 8165,14 | |
| 16 | 17598,5 | 7039,39 | 0,57 | 21612,2 | 8644,86 | | 23773,4 | 9509,35 | 0,77 |
| 18 | 20086,1 | 8034,46 | | 24667,2 | 9866,88 | | 27133,9 | 10853,6 | |
| 20 | 22573,8 | 9029,52 | | 27722,2 | 11088,9 | | 30494,4 | 12197,8 | |
| 22 | 25061,5 | 10024,6 | | 30777,3 | 12310,9 | | 33855 | 13542 | |
| 24 | 27549,1 | 11019,7 | | 33832,3 | 13532,9 | | 37215,5 | 14886,2 | |
| 26 | 30036,8 | 12014,7 | | 36887,3 | 14754,9 | | 40576,1 | 16230,4 | |
| 28 | 32524,5 | 13009,8 | | 39942,4 | 15976,9 | | 43936,6 | 17574,6 | |

Sumber : hasil perhitungan, 2016.



Gambar 4.8 grafik daya dukung aksial P8



Gambar 4.9 grafik daya dukung aksial P9

Berdasarkan hasil analisa daya dukung Tomlinson dan U.S. Army Corps. Diketahui bahwa seiring dengan bertambahnya jarak antar tiang bertambah pula daya dukung pondasi kelompok tiang. Pada kedalaman 12 meter memberikan daya dukung izin pada konfigurasi P8 dengan jarak 2d sebesar 3439,610 kN, 3d sebesar 4055,15 kN dan 4d sebesar 4388,28 kN dimana masih lebih besar

dibanding nilai Q_{work} sebesar 2111,47 kN. Sedangkan daya dukung izin pada konfigurasi P9 dengan jarak 2d sebesar 5049,25 kN, 3d sebesar 6200,84 kN dan 4d sebesar 6820,92 kN dimana masih lebih besar dibanding Q_{work} sebesar 3700,408 kN. Hal ini disebabkan perubahan jarak antar tiang memperbesar pula nilai efisiensi pada pondasi dalam memberikan daya dukung aksial.

4.4 Daya Dukung lateral



Gambar 4.10 grafik daya dukung lateral

Dari hasil perhitungan daya dukung lateral pondasi secara kelompok terlihat bahwa seiring dengan bertambahnya jarak antar tiang, bertambah pula daya dukung pondasi dalam menahan gaya lateral. Untuk jarak antar tiang terkecil yaitu 2d pada konfigurasi pondasi P8 memberikan daya dukung lateral izin sebesar 189,8405 kN yang masih lebih besar dibanding H_{work} maksimum hasil analisa SAP2000 sebesar 43,331 kN. Hal ini disebabkan bertambahnya jarak antar tiang mempengaruhi nilai faktor reduksi dalam menganalisa daya dukung lateral.

4.5 Penurunan



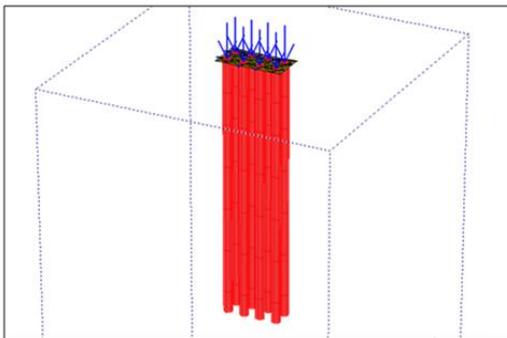
Gambar 4.11 grafik penurunan pondasi

akibat perubahan jarak antar tiang memberikan kecenderungan meningkatnya penurunan pada pondasi. Pada konfigurasi P8 dengan jarak antar tiang 2d terjadi penurunan sebesar 3,053 cm, 3d sebesar 3.649 cm dan 4d sebesar 4.161 cm. Sedang

untuk konfigurasi P9 pada jarak antar tiang 2d penurunan sebesar 2.580 cm, 3d sebesar 3.053 cm dan 4d sebesar 3.462 cm. Hal ini disebabkan penambahan jarak antar tiang menambah pula bidang keruntuhan dalam satu blok pondasi kelompok tiang.

4.6 Simulasi pada Plaxis 3D Foundation

Simulasi pada plaxis 3D foundation bertujuan untuk memodelkan pondasi secara utuh dengan memperhatikan secara utuh defleksi pada tiang dan penurunan yang terjadi pada pondasi.



Gambar 4.12 pemodelan 3 dimensi

Dalam simulasi ini diperlukan input parameter – parameter material yang didapatkan dari data tanah dan struktur berupa material pancang dan *pile cap*.

Tabel 4.11 Input material pada Plaxis 3D Foundation

| parameter | lapisan 1 | lapisan 2 | lapisan 3 | lapisan 4 | lapisan 5 | lapisan 6 | pile | Pile cap |
|-------------------------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|-----------------------|-----------------------|
| model material | mole- condomb | mole- condomb | mole- condomb | mole- condomb | mole- condomb | mole- condomb | linear elastic | linear elastic |
| Perilaku | drained | Drained | undrained | undrained | undrained | undrained | non- porous | non- porous |
| γ_{sat} (kN/m ³) | 18 | 20 | 18 | 20 | 18 | 20 | 24 | 24 |
| γ (kN/m ³) | 17 | 19 | 17 | 19 | 17 | 19 | - | - |
| E (kN/m ²) | 10350 | 20000 | 5180 | 20000 | 5180 | 20000 | $3,317 \cdot 10^{-7}$ | $2,345 \cdot 10^{-7}$ |
| ν | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,3 | 0,2 | 0,2 |
| Φ | 25 | 30 | 25 | 30 | 25 | 30 | - | - |
| C (kN/m ²) | 50 | 75 | 50 | 75 | 50 | 75 | - | - |

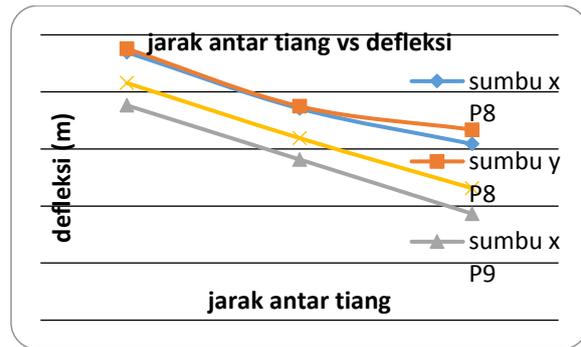
Sumber : hasil korelasi, 2016.

Setelah dilakukan simulasi didapatkan hasil sebagai berikut.

Tabel 4.12 rekapitulasi hasil plaxis 3D Foundation

| Hasil simulasi plaxis | P8 | | | P9 | | |
|-------------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|------------------------|
| | 2d | 3d | 4d | 2d | 3d | 4d |
| Defleksi x (m) | $469,46 \cdot 10^{-6}$ | $370,93 \cdot 10^{-6}$ | $308,77 \cdot 10^{-6}$ | $376,43 \cdot 10^{-6}$ | $281,65 \cdot 10^{-6}$ | $186,51 \cdot 10^{-6}$ |
| Defleksi y (m) | $475,76 \cdot 10^{-6}$ | $374,76 \cdot 10^{-6}$ | $333,81 \cdot 10^{-6}$ | $415,60 \cdot 10^{-6}$ | $319,06 \cdot 10^{-6}$ | $231,27 \cdot 10^{-6}$ |
| penurunan (m) | 0,0039 | 0,00503 | 0,00832 | 0,00294 | 0,00374 | 0,00502 |
| Tegangan (kN/m ²) | 8400 | 8540 | 8960 | 7810 | 7840 | 8050 |

Sumber : hasil simulasi, 2016.



Gambar 4.38 jarak antar tiang vs defleksi

Dari hasil simulasi menunjukkan bahwa penambahan jarak antar tiang dari 2d, 3d dan 4d memberikan nilai defleksi yang semakin kecil akibat beban lateral yang bekerja. Dengan nilai beban lateral yang sama hasil simulasi menunjukkan defleksi cenderung lebih besar terjadi terhadap sumbu y di banding sumbu x pada pemodelan pondasi.



Gambar 4.39 jarak antar tiang vs penurunan

Hasil simulasi menunjukkan akibat penambahan jarak antar tiang bertambah besar pula nilai penurunan yang terjadi pada pondasi. Nilai penurunan dari plaxis lebih kecil dibanding analisa manual akibat perbedaan metode dalam perhitungan, dimana Plaxis 3D Foundation menggunakan metode *finite element method* dalam melakukan iterasi matriks.

5. Penutup

5.1. Kesimpulan

1. Pondasi dengan kedalaman benaman sebesar 12 meter memberikan daya dukung aksial izin pada konfigurasi P8 dengan jarak atar tiang 2d sebesar 3439,61 kN, 3d sebesar 4055,15 kN dan 4d sebesar 4388,28 kN. Sedangkan untuk konfigurasi P9 didapatkan daya dukung izin untuk jarak antar tiang 2d sebesar 5049,25 kN, 3d sebesar 6200,84 kN dan 4d sebesar 6820,92 kN. Akibat penambahan jarak antar tiang memberikan daya dukung aksial yang besar ini

- dipengaruhi oleh bertambahnya pula nilai efisiensi.
2. Berdasarkan hasil analisa didapatkan bahwa pondasi memberikan daya dukung lateral izin pada konfigurasi P8 dengan jarak antar tiang 2d sebesar 189,8405 kN, 3d sebesar 341,7129 kN dan 4d sebesar 592,3023. Sedang untuk konfigurasi P9 dengan jarak antar tiang 2d sebesar 246,7926 kN, 3d sebesar 431,8871 kN dan 4d sebesar 925,4724 kN. Dengan bertambahnya jarak antar tiang daya dukung lateral pondasi pun ikut meningkat karena nilai faktor reduksi semakin meningkat.
 3. Akibat perubahan jarak antar tiang penurunan pada konfigurasi P8 dengan jarak antar tiang 2d sebesar 3,053 cm, 3d sebesar 3,649 cm dan 4d sebesar 4,161 cm. sedang untuk konfigurasi P9 dengan jarak antar tiang 2d sebesar 2,58 cm, 3d 3,053 cm dan 4d sebesar 3,462 cm. Untuk hasil dari Plaxis 3D Foundation pada konfigurasi P8 dengan jarak tiang 2d sebesar 0,0039 m, 3d sebesar 0,00503 m, dan 4d sebesar 0,00832 m. Sedangkan konfigurasi P9 dengan jarak tiang 2d sebesar 0,00294 m, 3d sebesar 0,00374 m dan 4d sebesar 0,00502 m. Bertambahnya jarak antar tiang memberikan penurunan elastik yang meningkat disebabkan bidang keruntuhan tiang semakin besar.
 4. Berdasarkan analisa defleksi yang terjadi pada tiang tunggal dengan konfigurasi P8 sebesar 0,29 mm dan konfigurasi P9 sebesar 0,18 mm. Untuk hasil simulasi kelompok tiang di plaxis 3D Foundation didapatkan defleksi pada konfigurasi P8 terhadap sumbu x pada jarak antar tiang 2d sebesar $469,46 \cdot 10^{-6}$ m, 3d sebesar $370,93 \cdot 10^{-6}$ m dan 4d sebesar $308,77 \cdot 10^{-6}$ m. Terhadap sumbu y defleksi pada jarak antar tiang 2d sebesar $475,76 \cdot 10^{-6}$ m, 3d sebesar $374,76 \cdot 10^{-6}$ m dan 4d sebesar $333,81 \cdot 10^{-6}$ m. Sedang untuk konfigurasi P9 terhadap sumbu x pada jarak antar tiang 2d sebesar $376,43 \cdot 10^{-6}$ m, 3d sebesar $281,65 \cdot 10^{-6}$ m dan 4d sebesar $186,51 \cdot 10^{-6}$ m. Terhadap sumbu y pada jarak antar tiang 2d sebesar $415,60 \cdot 10^{-6}$ m, 3d sebesar $319,06 \cdot 10^{-6}$ m dan 4d sebesar $231,27 \cdot 10^{-6}$ m. Dengan bertambahnya jarak antar tiang dari 2d, 3d dan 4d memberikan reduksi defleksi yang terhadap beban lateral yang bekerja pada pondasi disebabkan bidang tahanan lateral tiang pun ikut bertambah.

5.2. Saran

1. Perlu dilakukan analisa gaya – gaya dalam yang terjadi pada *pile cap* akibat penambahan jarak antar tiang pancang.
2. Perlu dilakukan analisa penurunan pondasi kelompok tiang akibat konsolidasi yang terjadi.
3. Karena penelitian ini menganalisa struktur atas dan struktur bawah secara terpisah. Maka, perlu analisa interaksi struktur dengan tanah agar memberikan nilai yang lebih akurat dan realistis.

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, J.E. 1984. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta : Penerbit Erlangga.
- Coduto, D.P. 2001. *Foundation Design Principles and Practices*. New Jersey : Prentice Hall.
- Das, Braja M., 2011. *Principles of Foundation Engineering*. USA : Cengage Learning.
- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Analisis dan Perencanaan Pondasi 2*. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Ko Ko Thiri, Dr. Kay Thwe Tun. 2014. *Study on Behavior of Group Pile Foundation with Soil-Pile-Structure Interaction Effect*. International Journal of Scientific Engineering and Technology Research.
- Look, Burt. 2007. *handbook of geotechnical investigation and design tables*, UK : Taylor & Francis Group.
- Parinduri, Indra Pardamean. Ir. Rudi Iskandar, MT. 2014. *Analisis daya dukung pondasi dan penurunan tiang pancang pada proyek pengembangan gedung pendidikan dan prasarana serta sarana pendukung Politeknik Negeri Medan*. Universtas Sumatera Utara
- Plaxis 3D Foundation, 2004. *Tutorial Manual version 1.6*. Plaxis bv.
- PPPURG 1987. *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*.
- SNI 1726:2012. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Badan Standar Nasional.
- Tomlinson, M. J. 1994. *Pile Design and Construction Practice*. UK : E & FN SPON.