

BAB V

ANALISIS PONDASI *BORED PILE*

5.1 Data Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah (Kppd), Kabupaten Bantul, Di. Yogyakarta

Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah (KPPD) adalah kantor yang mempunyai fungsi sebagai pelaksana operasional pemungutan pajak daerah. Kewenangannya antara lain menarik Pajak Kendaraan Bermotor (PKB) dan Bea Balik Nama Kendaraan Bermotor (BBNKB). Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah terletak di Jl. Urip Sumoharjo, Kabupaten Bantul, DI. Yogyakarta. Gedung ini terdiri dari 3 zona sebagai berikut ini.

1. Zona 1

Zona 1 terdiri dari:

- a. jumlah lantai : 4 lantai,
- b. struktur atas : kolom dan balok, dan
- c. struktur atap : struktur rangka baja ringan

2. Zona 2

Zona 2 terdiri dari:

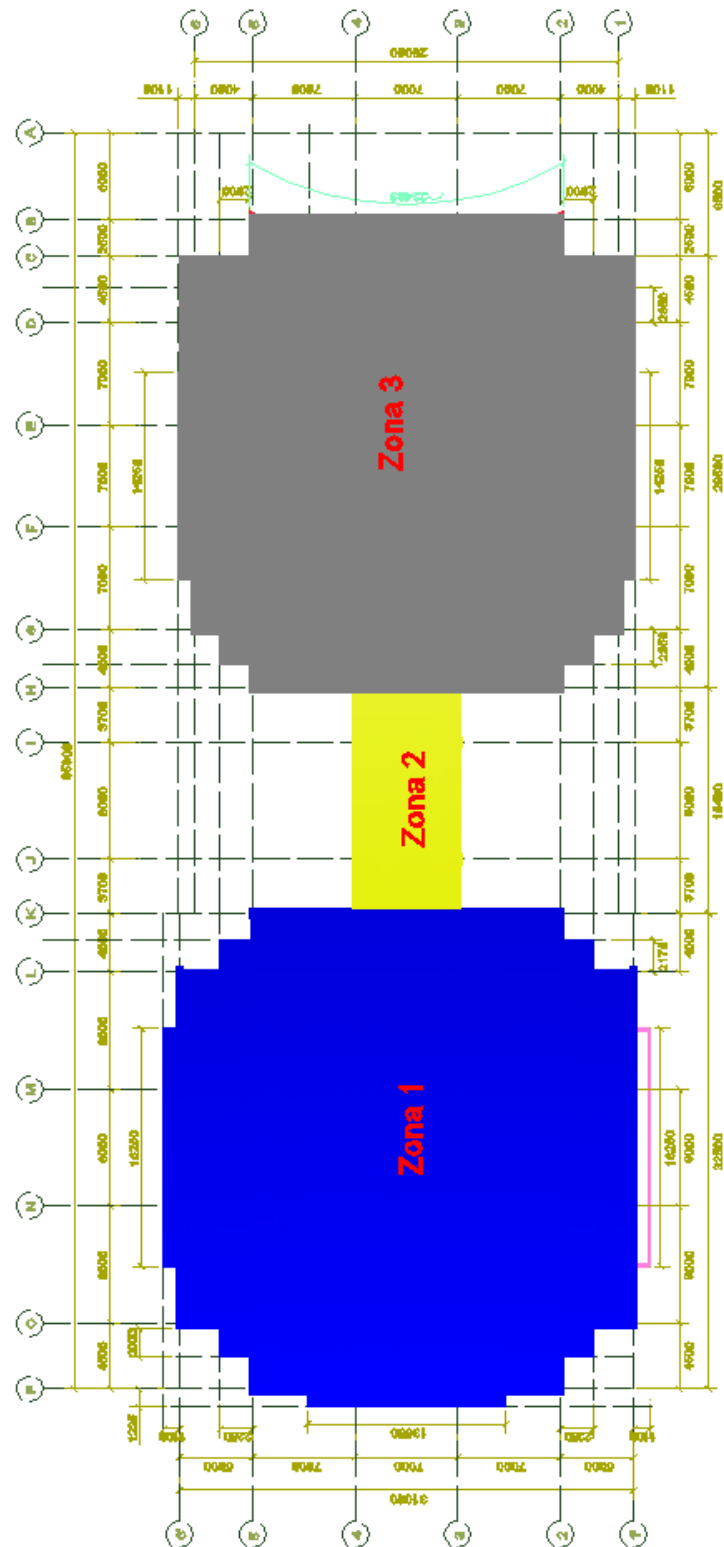
- a. jumlah lantai : 4 lantai,
- b. struktur atas : kolom dan balok, dan
- c. struktur atap : pelat atap

3. Zona 3

Zona 3 terdiri dari:

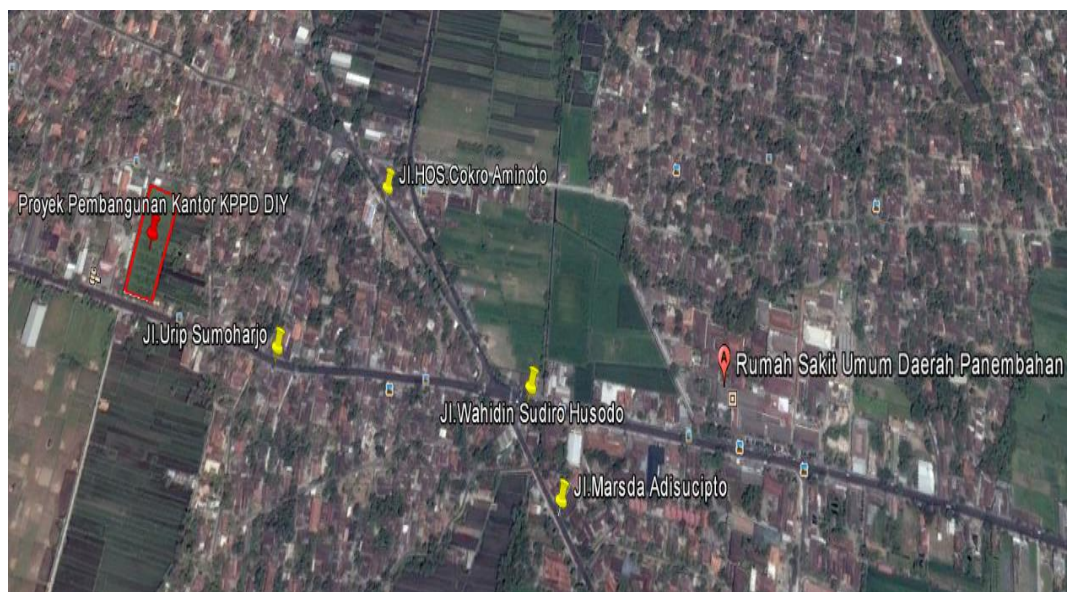
- a. jumlah lantai : 4 lantai,
- b. struktur atas : kolom dan balok, dan
- c. struktur atap : struktur rangka baja ringan

Gedung yang akan direncanakan pondasi *bored pile* adalah gedung pada zona 1. Untuk lebih jelas dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2.



Gambar 5.1 Site Plan Gedung Kantor Pelayanan Pajak

(Sumber : Untung, 2014)



Gambar 5.2 Denah Lokasi Proyek Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah, Kabupaten Bantul, DI. Yogyakarta

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan gedung kantor KPPD DIY adalah sebagai berikut:

1. nama proyek : pembangunan Gedung Kantor KPPD Provinsi DIY di Kabupaten Bantul
2. pemilik proyek : KPPD Provinsi DIY
3. kontraktor : PT. GALA KARYA
4. perencana : CV. TRI MATRA
5. konsultan pengawas : CV. MULTI CITRA GRAHA
6. lokasi proyek : Jl. Urip Sumoharjo, Kabupaten Bantul, DI. Yogyakarta
7. konstruksi bagian atas : struktur beton bertulang
8. konstruksi bagian bawah : tiang pancang
9. biaya proyek : ± Rp 17.432.906.000,-
10. rencana waktu penyelesaian : 240 hari kalender

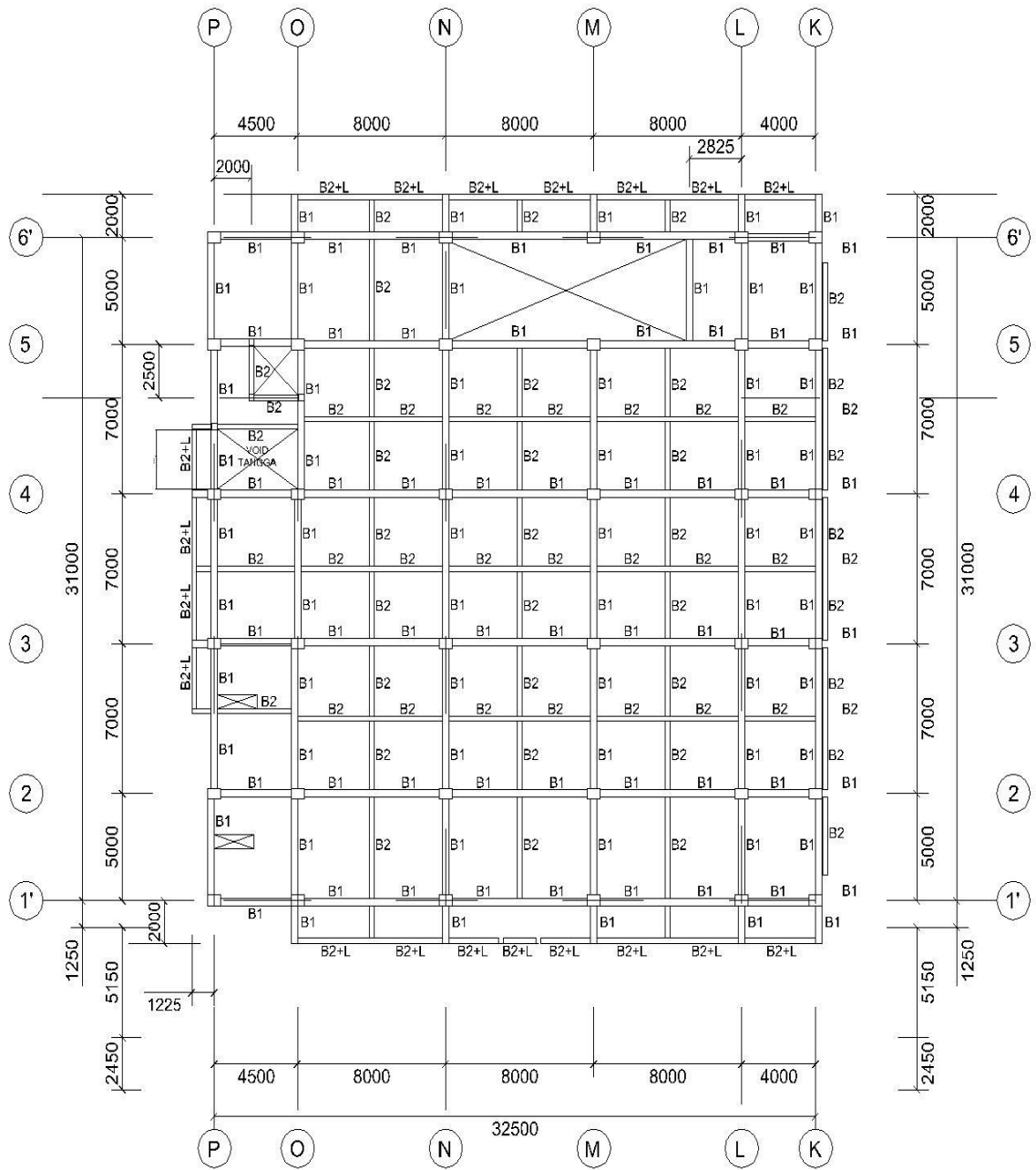
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah, yakni sebagai berikut:

1. beton dengan mutu f_c' sebesar 27,5 MPa, dan
2. tulangan dengan mutu baja (f_y) sebesar 220 MPa

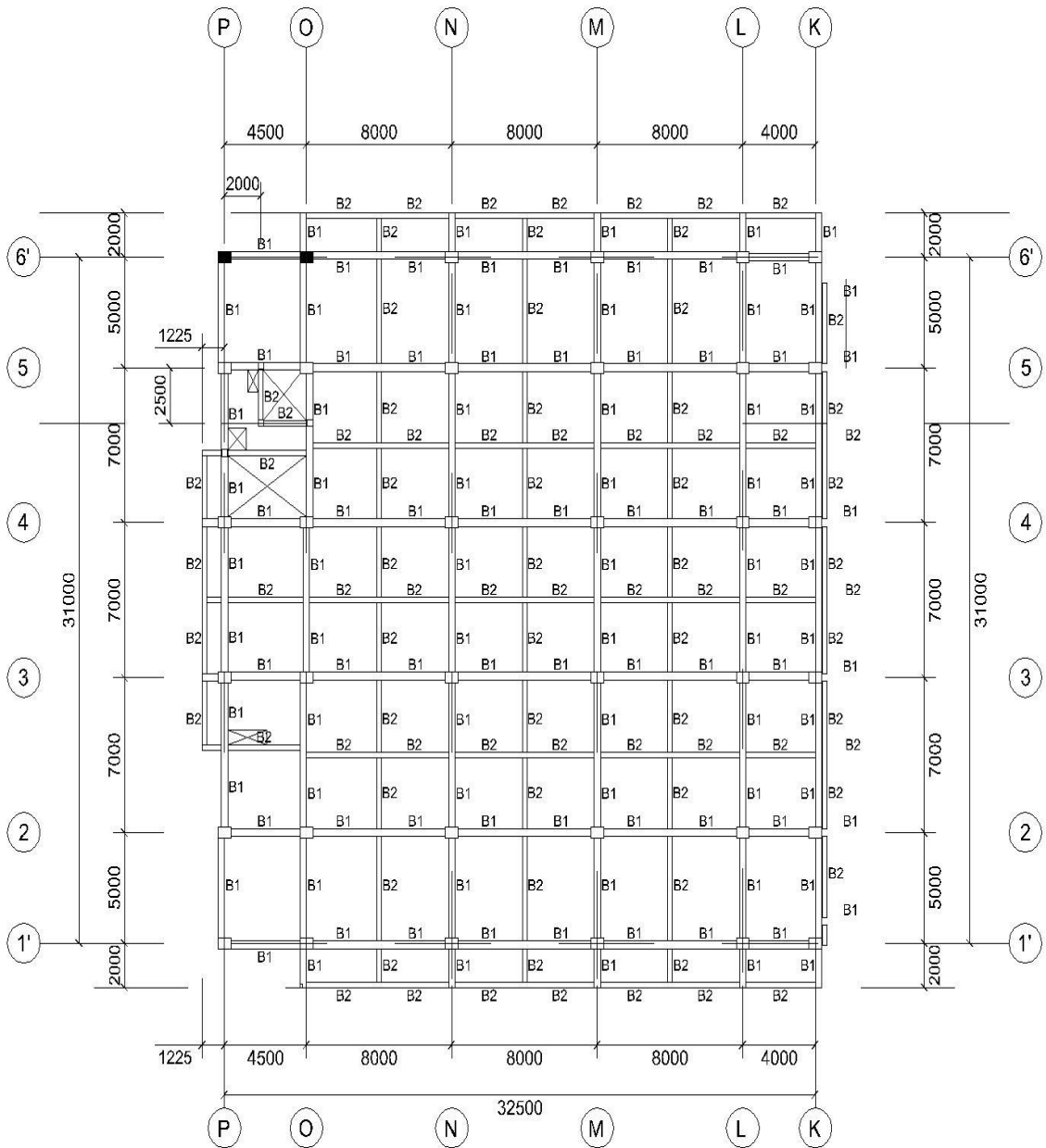
5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi dapat dilihat pada gambar 5.3 hingga 5.8.



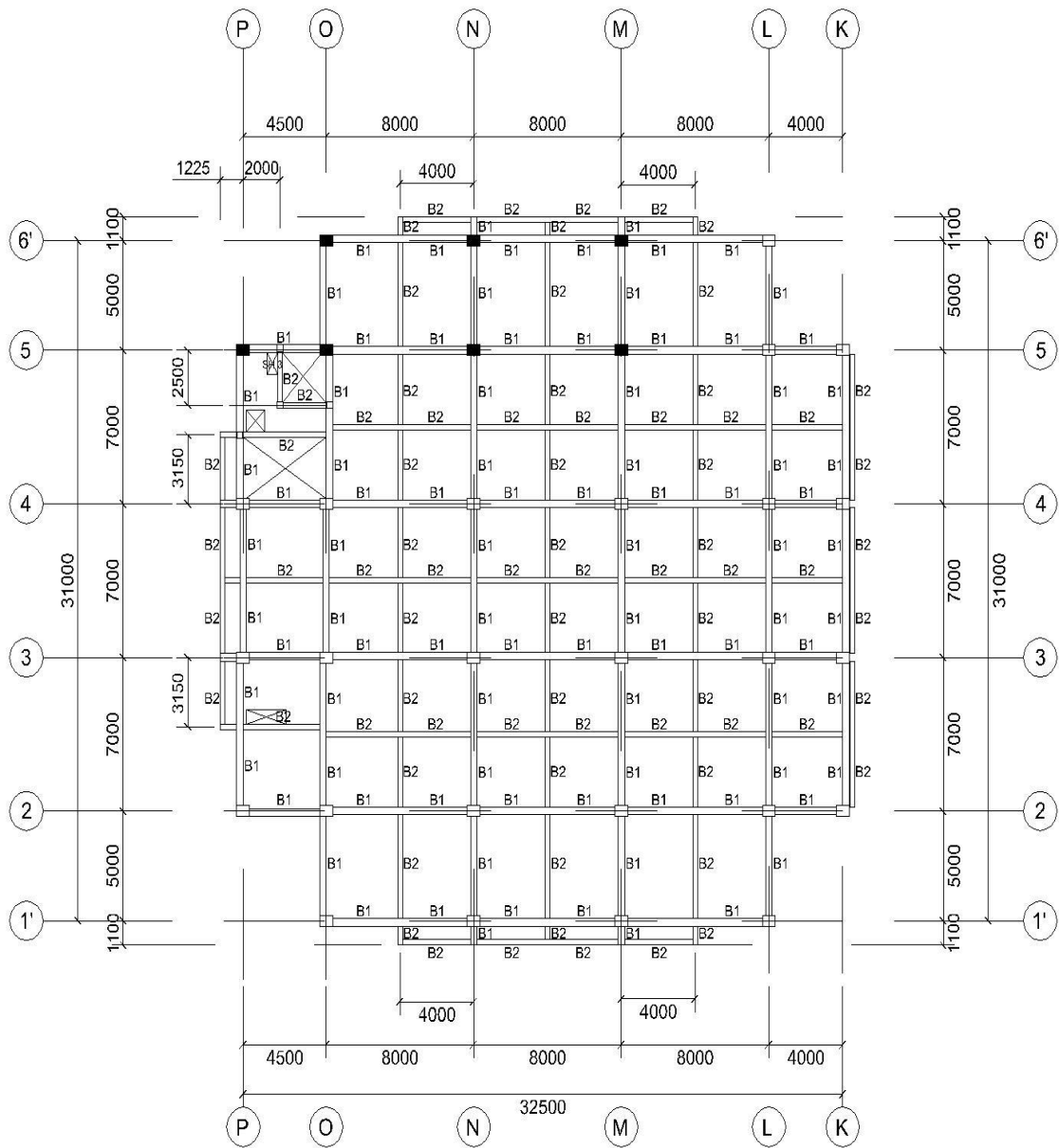
Gambar 5.3 Denah Lantai 1

(Sumber : Untung, 2014)



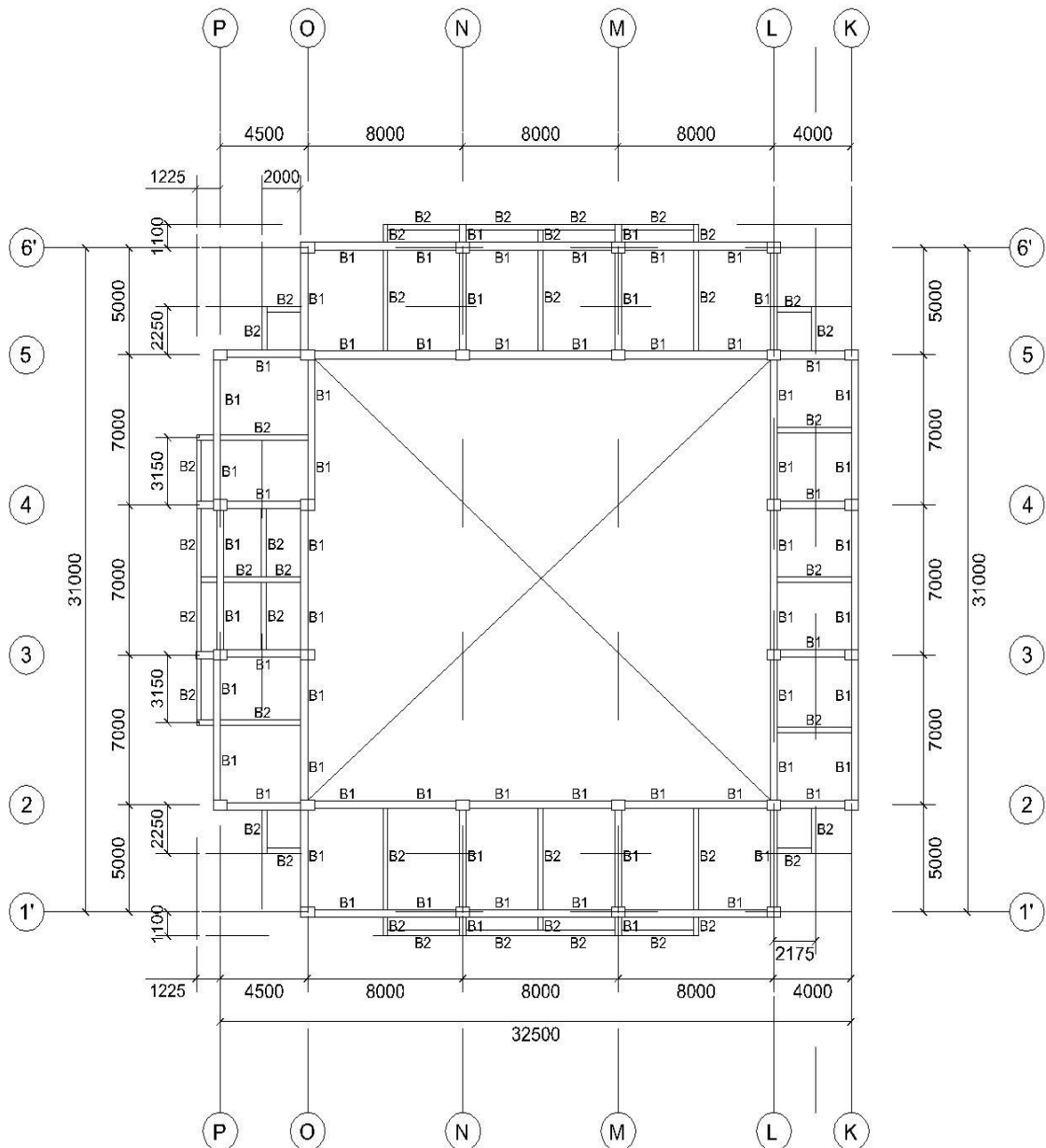
Gambar 5.4 Denah Lantai 2

(Sumber : Untung, 2014)



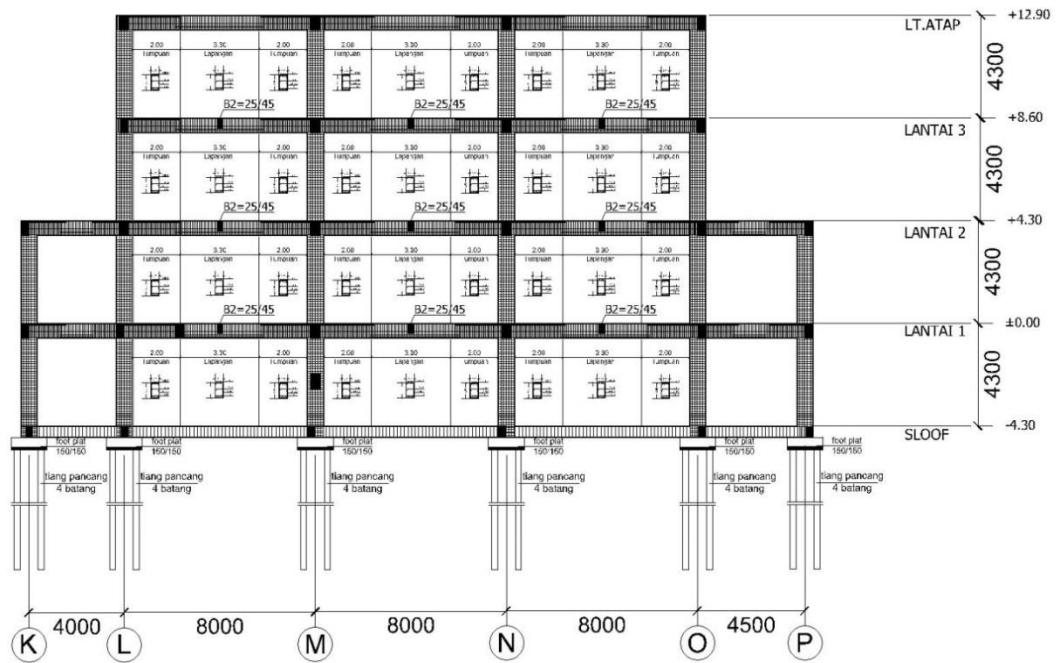
Gambar 5.5 Denah Lantai 3

(Sumber : Untung, 2014)



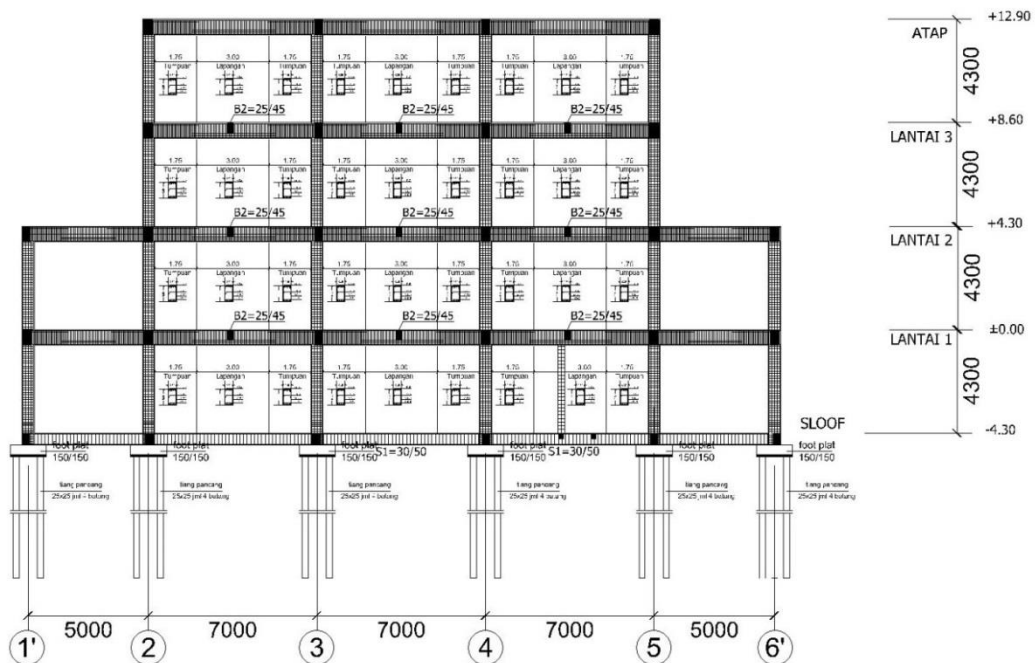
Gambar 5.6 Denah Lantai Atap

(Sumber : Untung, 2014)



Gambar 5.7 Portal Arah X

(Sumber : Untung, 2014)



Gambar 5.8 Portal Arah Y

(Sumber : Untung, 2014)

5.1.4 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa struktur beton bertulang dan struktur bawah berupa tiang pancang. Struktur bawah tersebut yang akan peneliti desain dengan pondasi *bored pile* yang kemudian akan dihitung kapasitas daya dukung pada pondasi tersebut.

Struktur atas adalah struktur yang berada tegak lurus diatas pondasi atau berada diatas muka tanah. Struktur bagian atas pada proyek ini terdiri dari kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka struktur yang memikul beban dari balok. Kolom berfungsi sebagai penerus beban seluruh bangunan ke pondasi. Pembangunan gedung Zona 1 digunakan kolom beton bertulang dengan mutu beton f_c' sebesar 27,5 MPa. Tipe dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1.

**Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Kolom Gedung Kantor Pelayanan Pajak
Zona 1**

| Tipe | Dimensi (mm) | Tulangan | Sengkang | |
|------|-----------------|----------|----------|----------|
| | | | Tumpuan | Lapangan |
| K1 | 500 x 700 | 20 D19 | Ø10-125 | Ø10-175 |
| K2 | 300 x 300 | 6 D19 | Ø10-150 | Ø10-150 |

2. Balok

Balok adalah bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Pembangunan gedung Zona 1 digunakan balok dengan mutu beton f_c' sebesar 27,5 MPa. Tipe dan dimensi balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2.

**Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Balok Gedung Kantor Pelayanan Pajak
Zona 1**

| Tipe | Dimensi (mm) | Tulangan | | | | Sengkang | |
|------|-----------------|----------|-------|----------|-------|----------|----------|
| | | Tumpuan | | Lapangan | | Tumpuan | Lapangan |
| | | Atas | Bawah | Atas | Bawah | | |
| B1 | 350x650 | 11D19 | 7D19 | 7D19 | 11D19 | Ø10-150 | Ø10-150 |
| B2 | 250x450 | 6D19 | 4D19 | 4D19 | 6D19 | Ø8-150 | Ø8-150 |

3. Pelat

Pelat adalah bagian dari elemen gedung yang berfungsi sebagai pendukung beban vertikal dan sisi-sisinya disukung oleh balok. Tipe dan tebal pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3.

Tabel 5.3 Tipe dan Tebal Pelat Gedung Kantor Pelayanan Pajak Zona 1

| Tipe | Tebal (mm) |
|------|------------|
| PL1 | 120 |
| PL2 | 120 |
| PL3 | 120 |
| PA | 100 |

5.2 Pembebanan Struktur

Sub bab ini menjelaskan tentang pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa, yang kemudian dianalisis menggunakan program *ETABS*.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai patokan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut ini.

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.

2. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan digunakan dua jenis kombinasi pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan sebagai berikut ini.

1. *Combo 1* = $1,0D + 1,0L$
2. *Combo 2* = $1,2D + 1,6 L$
3. *Combo 3* = $1,3Ex + 0,39Ey + 1,35D$
4. *Combo 4* = $1,3Ex - 0,39Ey + 1,35D$
5. *Combo 5* = $-1,3Ex - 0,39Ey + 1,35D$
6. *Combo 6* = $-1,3Ex + 0,39Ey + 1,35D$
7. *Combo 7* = $0,39Ex + 1,3Ey + 1,35D$
8. *Combo 8* = $0,39Ex - 1,3Ey + 1,35D$
9. *Combo 9* = $-0,39Ex - 1,3Ey + 1,35D$
10. *Combo 10* = $-0,39Ex + 1,3Ey + 1,35D$
11. *Combo 11* = $1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
12. *Combo 12* = $1,3Ex - 0,39Ey + 0,71D$
13. *Combo 13* = $1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
14. *Combo 14* = $-1,3Ex - 0,39Ey + 0,71D$
15. *Combo 15* = $-1,3Ex + 0,39Ey + 0,71D$
16. *Combo 16* = $0,39Ex + 1,3Ey + 0,71D$
17. *Combo 17* = $0,39Ex - 1,3Ey + 0,71D$
18. *Combo 18* = $-0,39Ex - 1,3Ey + 0,71D$
19. *Combo 19* = $-0,39Ex + 1,3Ey + 0,71D$

dengan :

- D = Beban mati
- L = Beban hidup
- Ex = Beban gempa arah x
- Ey = Beban gempa arah y

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung diperhitungkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa sebagai berikut :

1. Beban Mati

Untuk menentukan beban pada gedung, maka perlu diketahui fungsi gedung tersebut. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi berikut ini.

a. Lantai

Analisis beban mati pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4

Tabel 5.4 Analisis Beban Mati pada Lantai

| Komponen | h (m) | Bj (kN/m ³) | Hasil (h) x (Bj) |
|--------------------------------|----------|----------------------------|---------------------|
| Pelat | 0,12 | 22,563 | 2,70756 |
| Spesi | 0,03 | 18,639 | 0,55917 |
| Pasir | 0,03 | 17,658 | 0,52974 |
| Plafond | | 0,10791 | 0,10791 |
| Keramik | | 0,23544 | 0,23544 |
| Penggantung | | 0,06867 | 0,06867 |
| Qd lantai (kN/m ²) | | | 4,2085 |

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.5

Tabel 5.5 Analisis Beban Mati pada Atap

| Komponen | h (m) | Bj (kN/m³) | Hasil (h) x (Bj) |
|-----------------------------------|------------------|----------------------------------|-----------------------------|
| Pelat | 0,1 | 22,563 | 2,2563 |
| Kedap air | 0,02 | 22,563 | 0,45126 |
| | 0,02 | 17,658 | 0,35316 |
| Qd atap (kN/m²) | | | 3,0607 |

c. Dinding

Analisis beban mati pada dinding dapat dilihat pada Tabel 5.6

Tabel 5.6 Analisis Beban Mati pada Dinding

| Komponen | h (m) | Bj (kN/m³) | Hasil (h) x (Bj) (kN/m²) |
|-----------------|------------------|----------------------------------|--|
| B1 | 3,65 | 2,45 | 1,34 |
| B2 | 3,65 | 2,45 | 1,34 |

2. Beban Hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup untuk gedung yang difungsikan sebagai perkantoran adalah sebesar 2,45 kN/m² untuk lantai dan 0,1 kN/m² untuk atap.

3. Beban Gempa

Pembangunan gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah terletak pada Kabupaten Bantul, provinsi DI. Yogyakarta yang difungsikan sebagai perkantoran dan tipe tanah termasuk dalam tipe tanah keras.

a. Waktu Getar Struktur (*T*)

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, waktu getar struktur pada rangka beton adalah sebagai berikut ini.

$$T = 0,06 \times H^{3/4}$$

$$T = 0,06 \times 12,9^{3/4}$$

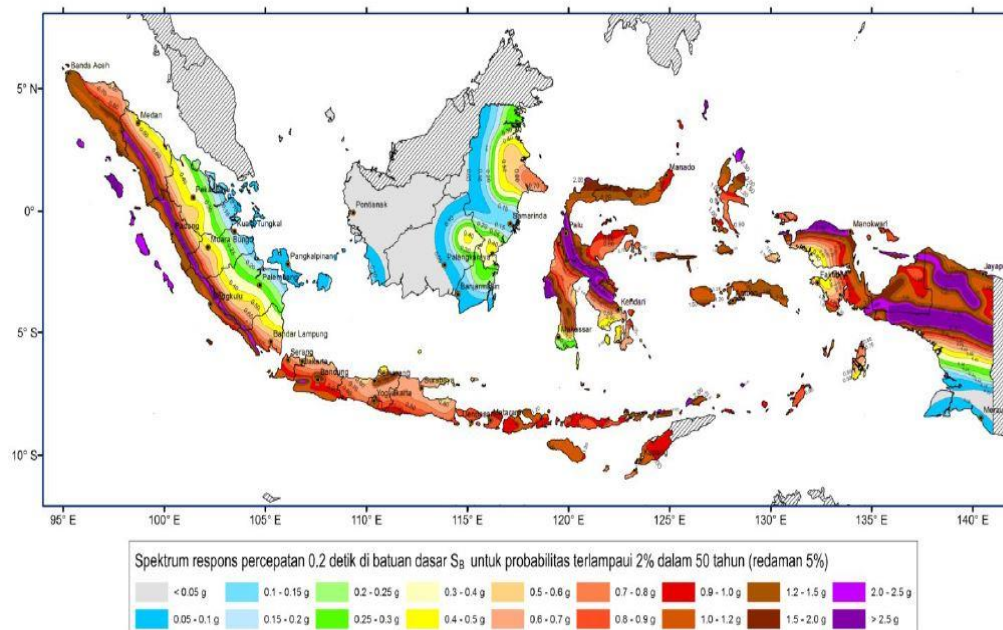
$$= 0,408 \text{ dt}$$

b. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung bagian 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan untuk gedung perkantoran berada pada kategori risiko II dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,0.

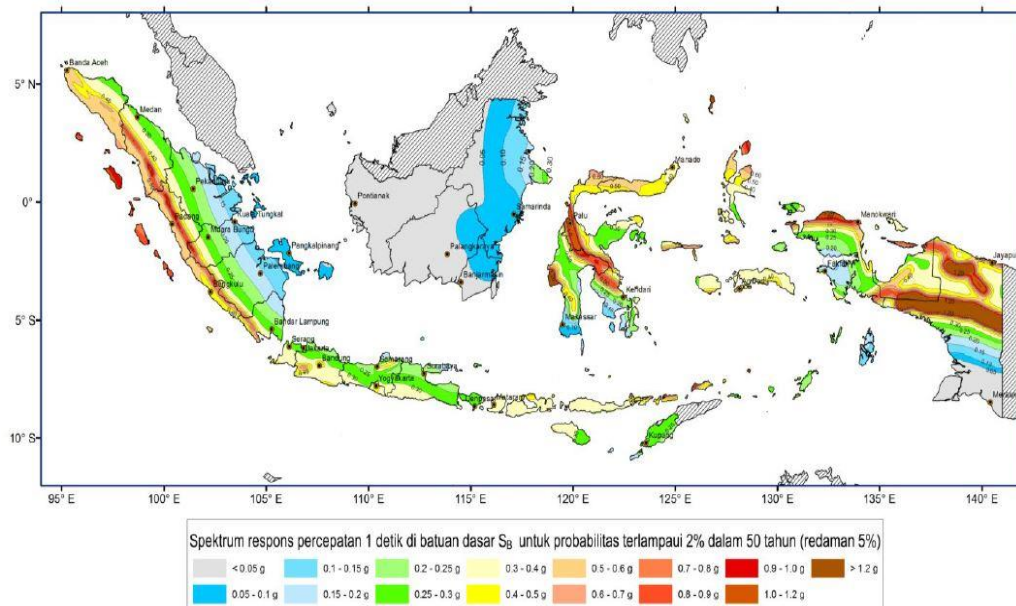
c. Nilai *Spectrum Respons* Gempa (C).

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, agar diperoleh nilai *spectrum respons* gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10.



Gambar 5.9 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726-2013)



Gambar 5.10 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik (S_1)

(Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI, 1726-2013)

Untuk data F_a , F_v , S_s , dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2012 dalam pasal berikut ini.

- 1) Koefisien situs untuk periode pendek pada peroida 0,2 detik (F_a) dapat dilihat pada pasal 6.2.
- 2) Koefisien situs untuk periode panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2.
- 3) Parameter percepatan respon sprectal MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.
- 4) Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal-pasal diatas diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.7 hingga 5.9.

Tabel 5.7 Respon *Spectrum* Percepatan Periode Pendek

| Respon <i>Spectrum</i> Percepatan Periode Pendek | |
|---|-----|
| S_s | 1,2 |
| F_a | 1,0 |
| S_{MS} | 1,2 |
| S_I | 0,4 |
| F_v | 1,0 |
| S_{MI} | 0,4 |

Tabel 5.8 Parameter Percepatan *Spectrum* Desain

| Parameter Percepatan <i>Spectrum</i> Desain | |
|--|------|
| S_{DS} | 0,76 |
| S_{DI} | 0,25 |

Tabel 5.9 Faktor Koreksi Kerentanan

| Faktor Koreksi Kerentanan | |
|----------------------------------|------|
| C_{RS} | 0,95 |
| C_{RI} | 0,95 |
| S_{DSR} | 0,76 |
| S_{DIR} | 0,25 |

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah berikut ini.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W_t \\
 &= 0,018 \times 38861,613 \\
 &= 709,98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Distribusi Gaya Geser Horizontal (F_i)

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari Persamaan 5.1.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (5.1)$$

dengan :

F_i = Gaya horizontal tingkat ke-i,

W_i = Berat lantai ke-i,

H_i = Tinggi lantai ke-i,

V = Gaya geser, dan

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ dt, $k = 1$,

untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ dt, $k = 2$, dan

untuk struktur dengan nilai $0,5 < T < 2,5$ dt, k ditentukan dengan interpolasi.

Distribusi gaya geser horizontal gempa ekuivalen statik tiap lantai dapat dilihat pada Table 5.10.

Tabel 5.10 Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik

| Lantai | Berat, W_i (kN) | Tinggi, H (m) | H^k | $W_i * H^k$ | F_i (kN) |
|----------|----------------------|--------------------|-------|-------------|---------------|
| 4 | 5085,7208 | 12,90 | 79,87 | 406197,42 | 219,89 |
| 3 | 11082,5444 | 9,68 | 48,79 | 540767,17 | 292,74 |
| 2 | 11569,3048 | 6,45 | 24,36 | 281865,92 | 152,59 |
| 1 | 11124,0426 | 3,23 | 7,43 | 82670,13 | 44,75 |
| Σ | 38861,6126 | | | 1311500,64 | 709,98 |

5.3 Input Dan Output Program Etabs

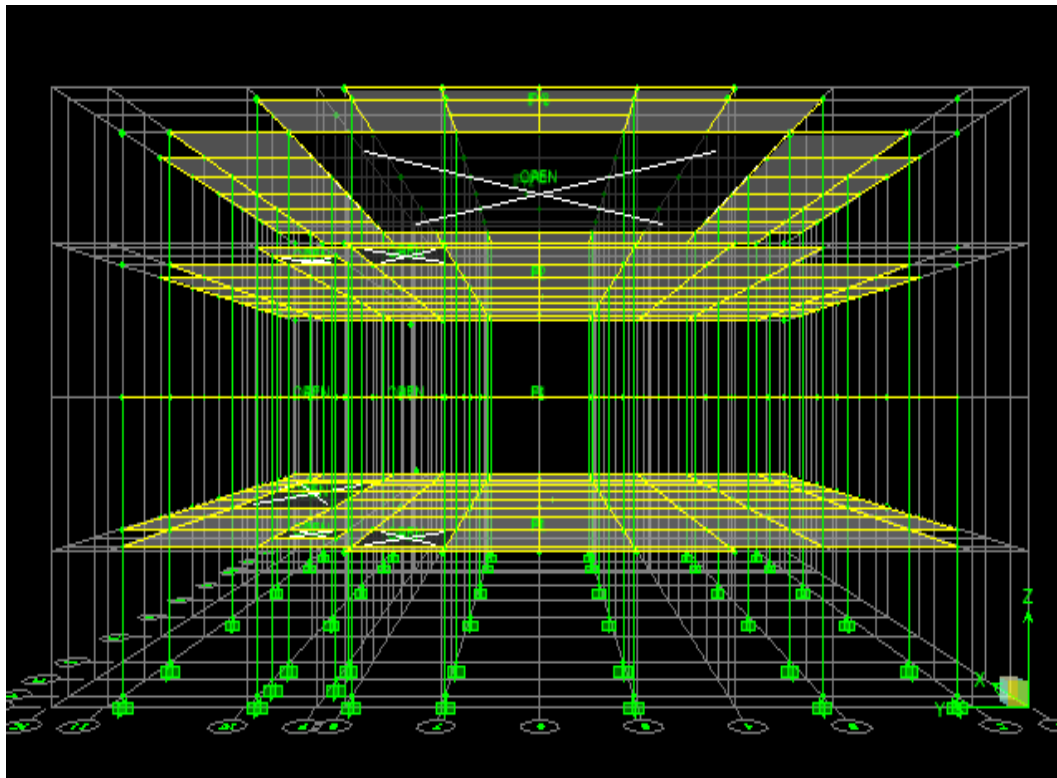
Penggunaan program *ETABS* dalam analisis perhitungan gedung bertingkat secara 3 dimensi terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa. Prosedur *input* data program *ETABS* adalah sebagai berikut:

1. pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*,
2. pengidentifikasian karakteristik material dan *frame section*,
3. pengidentifikasian beban (*load*), berupa beban mati (*D*), beban hidup (*L*), beban gempa (*E*), beban kombinasi (*load combination*),
4. jalankan program analisis (*run analisis*).

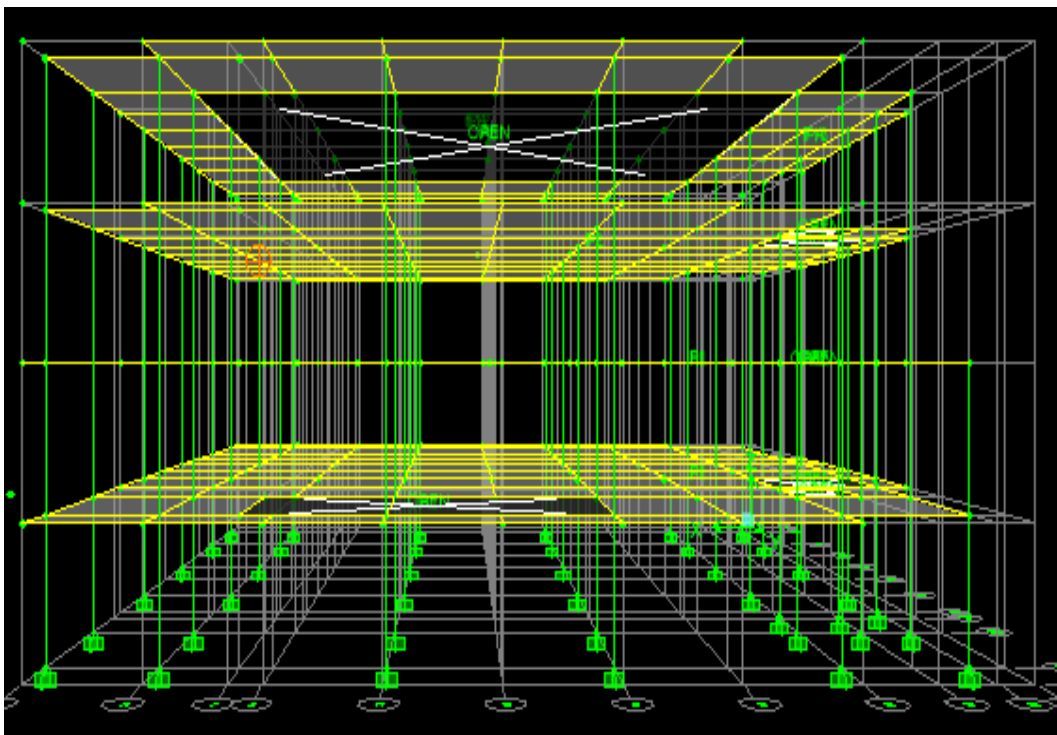
Analisis struktur atas dilakukan dengan program *ETABS* dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai 1- 4. Beban mati untuk lantai 1-3 diperoleh sebesar $4,2085 \text{ kN/m}^2$ dan untuk lantai 4 (atap) sebesar $3,0607 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup untuk lantai 1-3 sebesar $2,45 \text{ kN/m}^2$ dan untuk lantai 4 (atap) sebesar $0,1 \text{ kN/m}^2$.

Beban gempa dihitung berdasarkan berat dan ketinggian masing-masing lantai yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai maka beban gempa tiap portalnya baik arah melintang ataupun arah memanjang akan semakin besar.

Pemodelan program *ETABS* struktur gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah secara tiga dimensi (3D) dapat dilihat pada gambar 5.11 dan 5.12.



Gambar 5.11 Portal 3D Arah X



Gambar 5.12 Portal 3D Arah Y

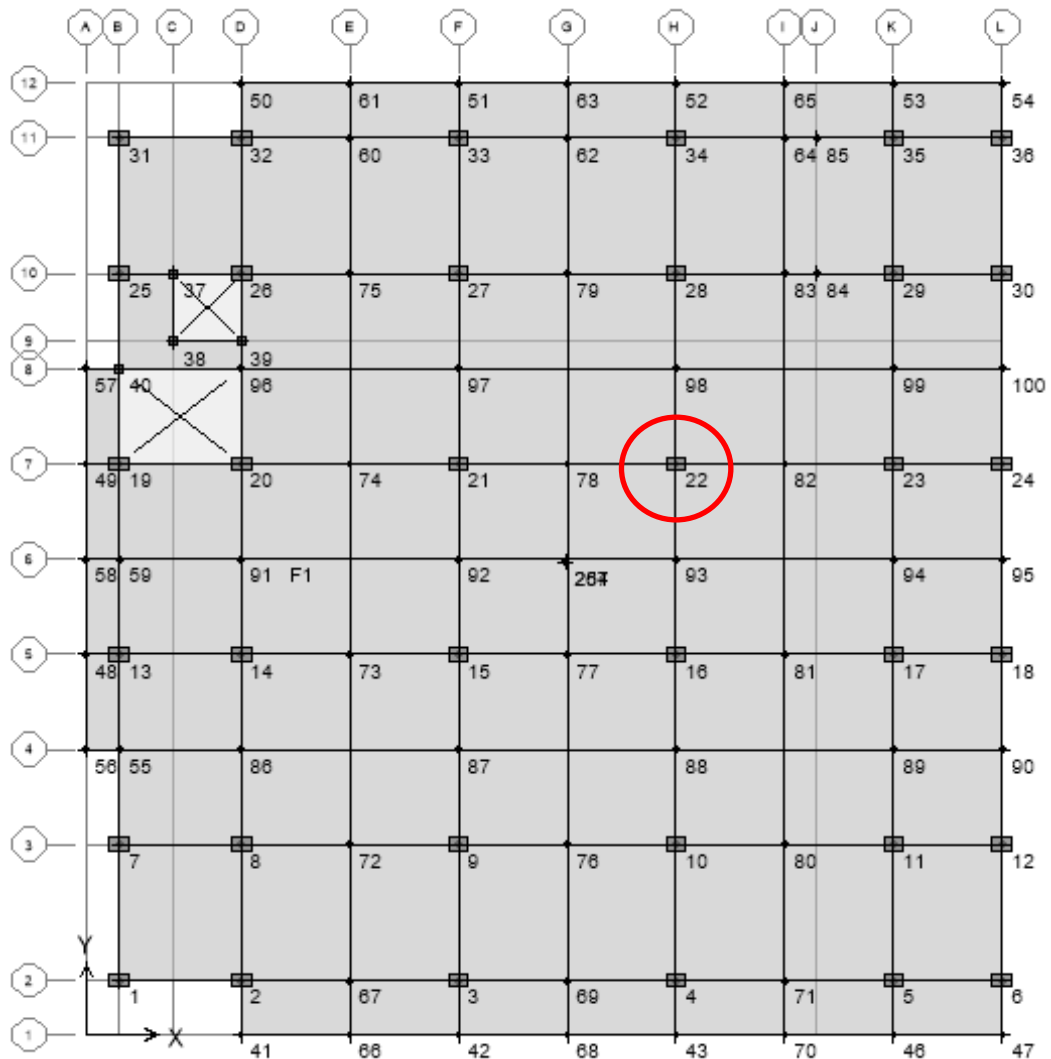
Dari hasil output *ETABS* diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban 2 pada *frame C22* sebesar:

Beban aksial (P) = -2702,4 kN

Gaya geser (V) = -3,48 kN

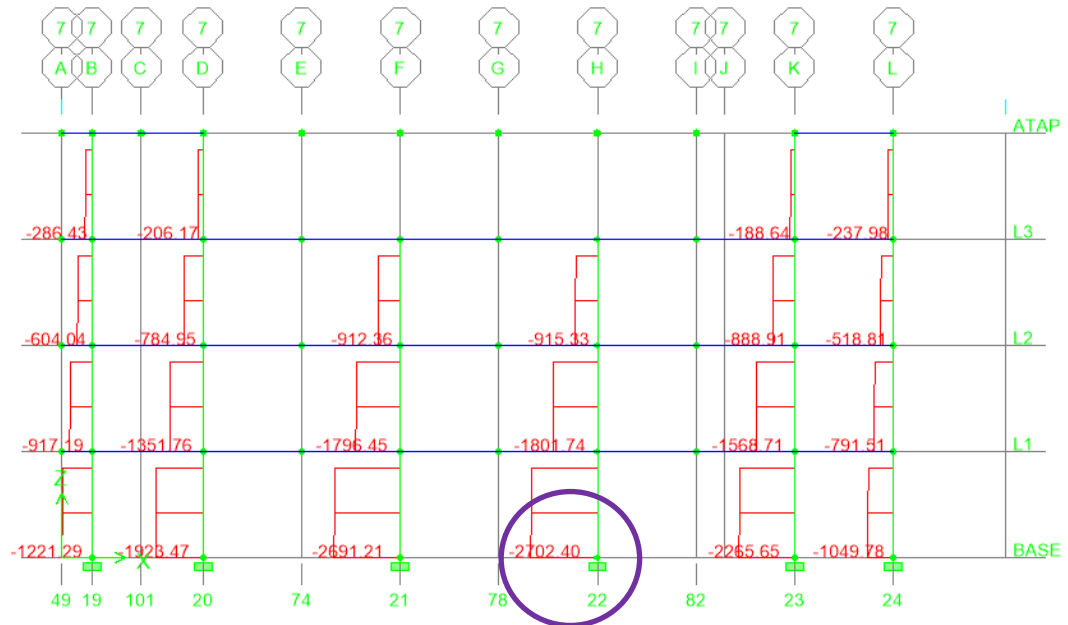
Momen (M) = -6,881 kNm

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana pada analisis pondasi *bored pile*. Letak kolom *C22* dapat dilihat pada Gambar 5.13.

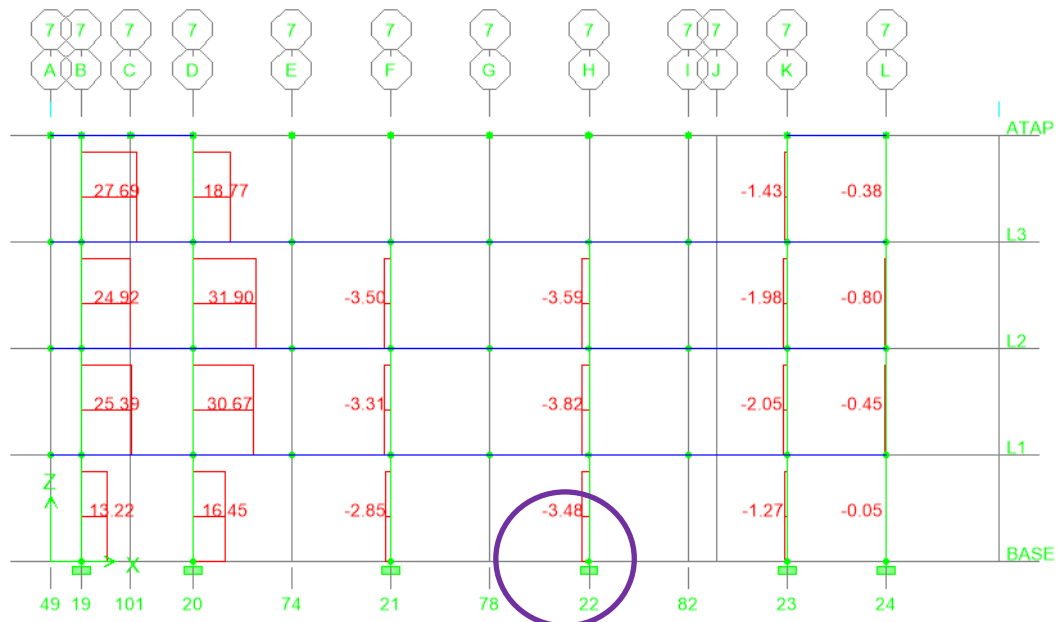


Gambar 5.13 Lokasi Kolom C22

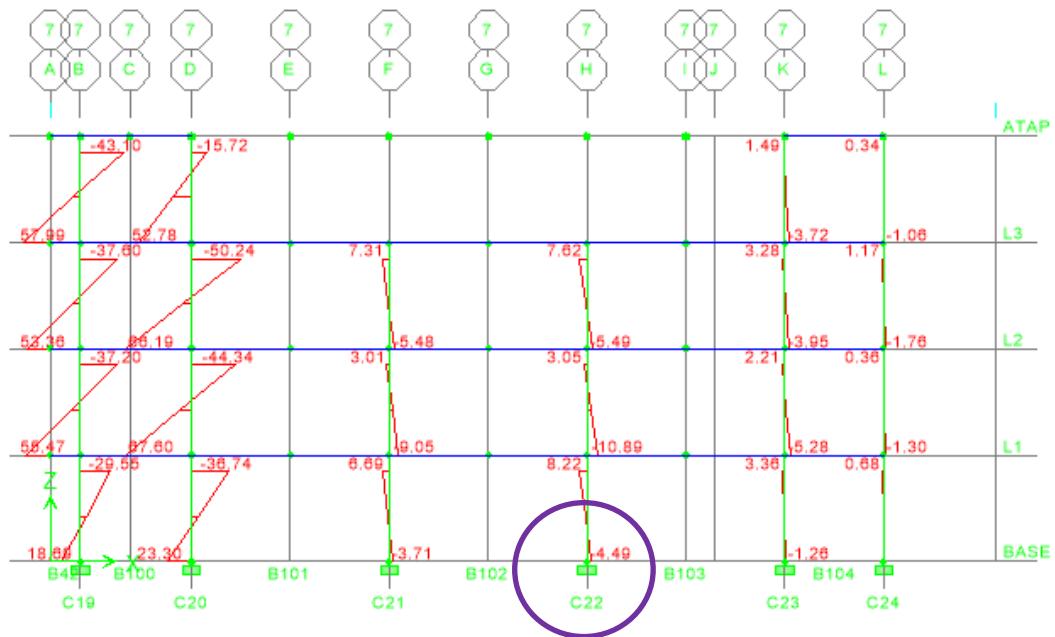
Output ETABS dalam bentuk diagram dapat dilihat pada Gambar 5.14 hingga 5.17.



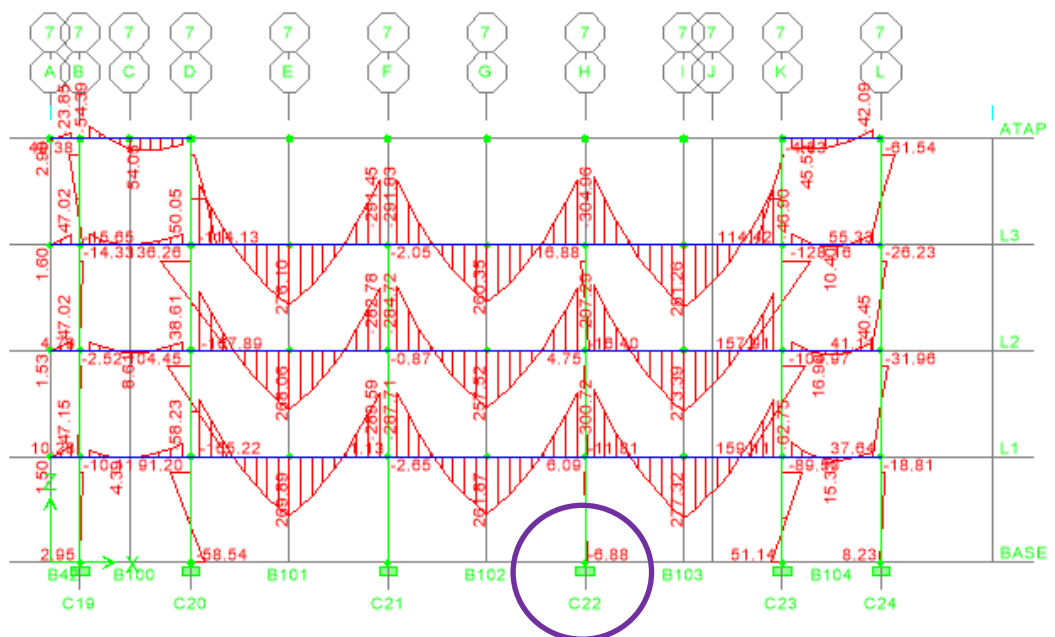
Gambar 5.14 Gaya Aksial pada Kolom C22 dengan Combo 2



Gambar 5.15 Gaya Geser pada Kolom C22 dengan Combo 2



Gambar 5.16 Momen Arah X pada Kolom C22 dengan Combo 2



Gambar 5.17 Momen Arah Y pada Kolom C22 dengan Combo 2

5.4 Data Karakteristik Tanah

Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah melakukan penyelidikan tanah guna menentukan *stratigrafi* dan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Conus Penetration Test (CPT)* atau sondir pada 5 titik dengan kapasitas sondir 2,5 ton dan pengeboran 1 titik dengan menggunakan bor tangan (*hand bor*). Daya dukung tanah yang diinginkan adalah sebesar 20 MPa. Penyelidikan sondir merupakan salah satu penyelidikan tanah dalam bidang teknik sipil yang berfungsi untuk mengetahui letak kedalaman tanah keras yang nantinya dapat diperkirakan seberapa kuat tanah tersebut dapat menahan beban di atasnya. Berdasarkan hasil penyelidikan sondir diperoleh kedalaman tanah keras -4,2 meter sampai dengan -9,2 meter. Penyelidikan tanah dengan bor tangan bertujuan untuk mengetahui kondisi lapisan tanah. Dari hasil penyelidikan bor tangan diperoleh 2 tipe lapisan tanah, yakni pasir berlumpur warna abu-abu pada kedalaman $\pm 0,00$ meter hingga -2,00 meter dan pasir berlumpur warna coklat pada kedalaman -2,00 meter hingga -4,00 meter (Akhmad, 2014). Rekapitulasi hasil penyelidikan tanah dengan metode *CPT* atau sondir dan bor tangan dapat dilihat pada Tabel 5.11.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

| Depth (m) | $q_{cr} 1$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 2$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 3$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 4$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 5$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² |
|-------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|
| 0,00 - 0,40 | 6 | 0,2 | 5 | 0,2 | 4 | 0,1 | 3 | 0,1 | 3 | 0,1 |
| 0,40 - 0,80 | 8 | 0,3 | 4 | 0,1 | 8 | 0,3 | 3 | 0,1 | 4 | 0,1 |
| 0,80 - 1,20 | 10 | 0,3 | 15 | 0,5 | 13 | 0,4 | 6 | 0,2 | 3 | 0,1 |
| 1,20 - 1,60 | 16 | 0,5 | 16 | 0,5 | 8 | 0,3 | 21 | 0,7 | 13 | 0,4 |
| 1,60 - 2,00 | 48 | 1,6 | 37 | 1,2 | 34 | 1,1 | 38 | 1,3 | 52 | 1,7 |
| 2,00 - 2,40 | 93 | 3,1 | 66 | 2,2 | 27 | 0,9 | 34 | 1,1 | 23 | 0,8 |
| 2,40 - 2,80 | 48 | 1,6 | 35 | 1,2 | 24 | 0,8 | 37 | 1,2 | 30 | 1,0 |
| 2,80 - 3,20 | 48 | 1,6 | 58 | 1,9 | 84 | 2,8 | 77 | 2,6 | 73 | 2,4 |
| 3,20 - 3,60 | 94 | 3,1 | 104 | 3,5 | 123 | 4,1 | 133 | 4,4 | 133 | 4,4 |
| 3,60 - 4,00 | 158 | 5,3 | 63 | 2,1 | 58 | 1,9 | 73 | 2,4 | 160 | 5,3 |
| 4,00 - 4,40 | 200 | 6,7 | 56 | 1,8 | 37 | 1,2 | 36 | 1,2 | 200 | 6,7 |

Sumber : Akhmad (2014)

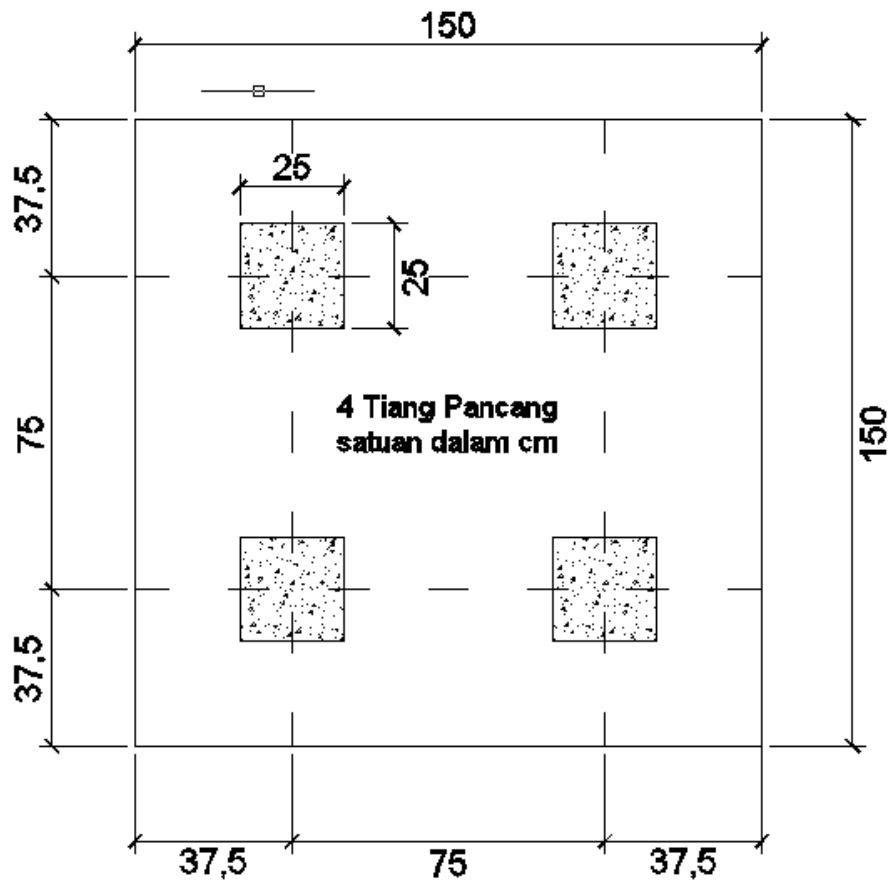
Lanjutan Tabel 5.11 Rekapitulasi Daya Dukung Tanah Perkedalaman

| Depth (m) | $q_{cr} 1$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 2$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 3$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 4$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² | $q_{cr} 5$ kg/c m ² | Kuat Ijin, q_a kg/cm ² |
|-------------|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|--------------------------------------|--|
| 4,40 - 4,80 | | | 62 | 2,1 | 59 | 2,0 | 52 | 1,7 | | |
| 4,80 - 5,20 | | | 68 | 2,3 | 153 | 5,1 | 110 | 3,7 | | |
| 5,20 - 5,60 | | | 94 | 3,1 | 154 | 5,1 | 66 | 2,2 | | |
| 5,60 - 6,00 | | | 29 | 1,0 | 68 | 2,3 | 74 | 2,5 | | |
| 6,00 - 6,40 | | | 50 | 1,7 | 83 | 2,8 | 71 | 2,4 | | |
| 6,40 - 6,80 | | | 43 | 1,4 | 63 | 2,1 | 60 | 2,0 | | |
| 6,80 - 7,20 | | | 25 | 0,8 | 33 | 1,1 | 30 | 1,0 | | |
| 7,20 - 7,60 | | | 34 | 1,1 | 27 | 0,9 | 28 | 0,9 | | |
| 7,60 - 8,00 | | | 25 | 0,8 | 92 | 3,1 | 31 | 1,0 | | |
| 8,00 - 8,40 | | | 52 | 1,7 | 136 | 4,5 | 84 | 2,8 | | |
| 8,40 - 8,80 | | | 38 | 1,3 | 123 | 4,1 | 128 | 4,3 | | |
| 8,80 - 9,20 | | | 200 | 6,7 | 200 | 6,7 | 200 | 6,7 | | |

Sumber : Akhmad (2014)

5.5 Desain Pondasi Eksisting

Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah (KPPD) dibangun dengan struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang ukuran 0,25 m x 0,25 m sebanyak 4 buah dengan panjang tiang sebesar 9,0 meter dan mutu beton K300. Berdasarkan uji dinamis dengan metode *Pile Driving Analyzer (PDA)*, tiang pancang pada AS N6 nomer 4 diperoleh kapasitas ultimit (Q_u) sebesar 755 kN dengan tahanan kulit (Q_s) sebesar 357 kN dan tahanan ujung (Q_p) sebesar 398 kN (Hariyadi, 2016). Desain pondasi *eksisting* dapat dilihat pada Gambar 5.18.

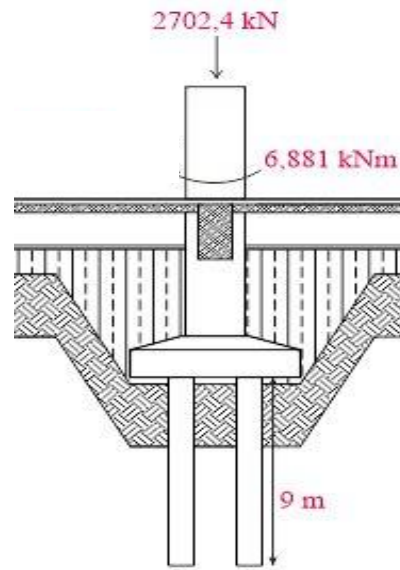


Gambar 5.18 Desain Pondasi Eksisting

(Sumber : Untung, 2014)

5.6 Desain Pondasi *Bored Pile*

Dalam melakukan analisis kapasitas dukung pondasi tiang digunakan gaya-gaya dalam maksimum, karena apabila gaya-gaya maksimum dapat diterima dan ditopang oleh suatu kelompok pondasi, maka gaya-gaya dalam yang memiliki nilai yang lebih kecil juga akan sanggup diterima oleh suatu kelompok pondasi. Berdasarkan hasil output *ETABS* diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban 2 pada *frame C22*. Dalam melakukan analisis pondasi *bored pile* digunakan beban aksial, momen x, dan momen y hasil *ETABS* masing-masing sebesar -2702,4 kN, -4,488 kNm, -6,881 kNm. Desain pondasi *bored pile* dapat dilihat pada Gambar 5.19.



Gambar 5.19 Tampak Samping Pondasi *Bored pile*

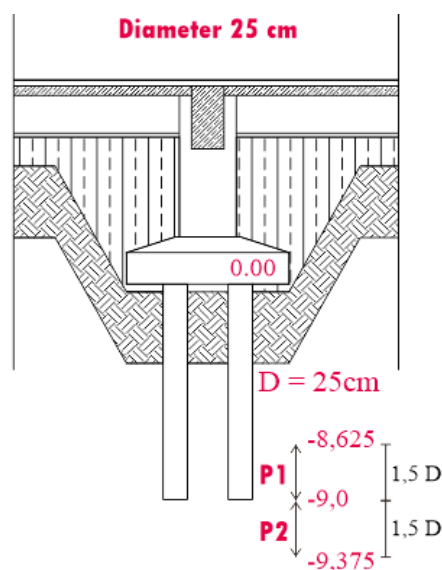
5.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

5.6.1.1 Metode *Aoki & De Alencar*

1. Tiang *Bored pile* Diameter 25 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak P1 dan P2 pada tiang dengan diameter 25 cm metode *Aoki & De Alencar* dapat dilihat pada Gambar 5.20.



Gambar 5.20 Letak P1 dan P2 Metode *Aoki & De Alencar* Diameter 25 cm

$$F_b = 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan ujung tiang bor)}$$

$$q_{ca} \text{ (diambil rata-rata perlawanan konus sepanjang P1 dan P2)}$$

$$q_{ca} = \frac{123+200}{2}$$

$$= 161,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca}}{F_b}$$

$$= \frac{161,5}{3,5}$$

$$= 46,142 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 4614,2 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,25^2$$

$$= 0,049 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

$$= 4614,2 \cdot 0,049$$

$$= 226,503 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$F_s = 7,0 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang bor)}$$

$$\alpha_s = 2,2\% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)}$$

$$q_c = (4+8+13+8+34+27+24+84+123+58+37+59+153+154+68+83+63+$$

$$33+27+92+136+123+200) / 23$$

$$= 70,043 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_c(\text{side}) \frac{\alpha_s}{F_s}$$

$$= 70,043 \cdot \frac{0,022}{7,0}$$

$$= 0,2201 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 22,01 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot \Delta L$$

$$= \pi \cdot 0,25 \cdot 9$$

$$= 7,068 \text{ m}^2$$

$$Q_s = f \cdot A_s$$

$$= 22,01 \cdot 7,068$$

$$= 155,605 \text{ kN}$$

$$F_b = 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan ujung tiang bor)}$$

$$q_{ca} \text{ (diambil rata-rata perlawanan konus sepanjang P1 dan P2)}$$

$$q_{ca} = \frac{123+200}{2}$$

$$= 161,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca}}{F_b}$$

$$= \frac{161,5}{3,5}$$

$$= 46,142 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 4614,2 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2$$

$$= 0,071 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

$$= 4614,2 \cdot 0,071$$

$$= 326,165 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$F_s = 7,0 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang bor)}$$

$$\alpha_s = 2,2\% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)}$$

$$q_c = (4+8+13+8+34+27+24+84+123+58+37+59+153+154+68+83+63+$$

$$33+27+92+136+123+200) / 23$$

$$= 70,043 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_c(\text{side}) \frac{\alpha_s}{F_s}$$

$$= 70,043 \cdot \frac{0,022}{7,0}$$

$$= 0,2201 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 22,01 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot \Delta L$$

$$= \pi \cdot 0,30 \cdot 9$$

$$= 8,482 \text{ m}^2$$

$$Q_s = f \cdot A_s$$

$$= 22,01 \cdot 8,482$$

$$= 186,726 \text{ kN}$$

$$F_b = 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan ujung tiang bor)}$$

$$q_{ca} \text{ (diambil rata-rata perlawanan konus sepanjang P1 dan P2)}$$

$$q_{ca} = \frac{123+200}{2}$$

$$= 161,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca}}{F_b}$$

$$= \frac{161,5}{3,5}$$

$$= 46,142 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 4614,2 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2$$

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

$$= 4614,2 \cdot 0,126$$

$$= 576,8482 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$F_s = 7,0 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang bor)}$$

$$\alpha_s = 2,2\% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)}$$

$$q_c = (4+8+13+8+34+27+24+84+123+58+37+59+153+154+68+83+63+$$

$$33+27+92+136+123+200) / 23$$

$$= 70,043 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_c(\text{side}) \frac{\alpha_s}{F_s}$$

$$= 70,043 \cdot \frac{0,022}{7,0}$$

$$= 0,2201 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 22,01 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot \Delta L$$

$$= \pi \cdot 0,40 \cdot 9$$

$$= 11,309 \text{ m}^2$$

$$Q_s = f \cdot A_s$$

$$= 22,01 \cdot 11,309$$

$$= 248,969 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 576,8482 + 248,969 \\ &= 828,817 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{828,817}{2} \\ &= 414,408 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2702,4}{414,4085} \\ &= 6,521 \text{ tiang} \\ &= 7 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5.6.1.2 Metode *Mayerhoff*1. Tiang *Bored pile* Diameter 25 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 20000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,25^2 \\ &= 0,049 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \cdot A_p \\ &= 20000 \cdot 0,049 \\ &= 981,748 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} JHL &= 366 \text{ kg/cm} \\ &= 366 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K_{11} &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,25 \\ &= 0,785 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= JHL \cdot K_{11} \\ &= 366 \cdot 0,785 \\ &= 287,456 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 981,748 + 287,456 \\ &= 1269,203 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{1269,203}{2} \\ &= 634,602 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2702,4}{634,6017} \\ &= 4,258 \text{ tiang} \\ &= 5 \text{ tiang} \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored pile* Diameter 30 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 20000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \cdot A_p \\ &= 20000 \cdot 0,071 \\ &= 1413,717 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$JHL = 366 \text{ kg/cm}$$

$$= 366 \text{ kN/m}$$

$$K11 = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 0,30$$

$$= 0,942 \text{ m}$$

$$Q_s = JHL \cdot K11$$

$$= 366 \cdot 0,942$$

$$= 344,947 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1413,717 + 344,947$$

$$= 1758,664 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{1758,664}{2}$$

$$= 879,332 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

$$= \frac{2702,4}{879,332}$$

$$= 3,073 \text{ tiang}$$

$$= 4 \text{ tiang}$$

3. Tiang *Bored pile* Diameter 40 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 20000 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2$$

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \cdot A_p \\
 &= 20000 \cdot 0,126 \\
 &= 2513,274 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 366 \text{ kg/cm} \\
 &= 366 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K_{11} &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,40 \\
 &= 1,257 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= JHL \cdot K_{11} \\
 &= 366 \cdot 1,257 \\
 &= 459,929 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 2513,274 + 459,929 \\
 &= 2973,203 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{2973,203}{2} \\
 &= 1486,602 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2702,4}{1486,602} \\
 &= 1,818 \text{ tiang} \\
 &= 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

5.6.1.3 Metode Reese & Wright

1. Tiang *Bored pile* Diameter 25 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = \frac{1}{4} q_c$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 50 \text{ kg/cm}^2$$

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.4 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh q_p sebesar 35 kg/cm^2 .

$$q_p = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3500 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,25^2$$

$$= 0,049 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$= 3500 \cdot 0,049$$

$$= 171,806 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.5 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh f sebesar $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

$$f = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 150 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P$$

$$= f \cdot L \cdot \pi \cdot D$$

$$= 150 \cdot 9 \cdot \pi \cdot 0,25$$

$$= 1060,288 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 171,806 + 1060,288$$

$$= 1232,093 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1232,093}{2} \\
 &= 616,0467 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2702,4}{616,0467} \\
 &= 4,387 \text{ tiang} \\
 &= 5 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

2. Tiang *Bored pile* Diameter 30 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 q_c &= 200 \text{ kg/cm}^2 \\
 N &= \frac{1}{4} q_c \\
 &= \frac{1}{4} \cdot 200 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 50 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.4 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh q_p sebesar 35 kg/cm^2 .

$$\begin{aligned}
 q_p &= 35 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 3500 \text{ kN/m}^2 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,30^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_p \cdot A_p \\
 &= 3500 \cdot 0,071 \\
 &= 247,4 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.5 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh f sebesar $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

$$f = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 150 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P$$

$$= f \cdot L \cdot \pi \cdot D$$

$$= 150 \cdot 9 \cdot \pi \cdot 0,30$$

$$= 1272,345 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 247,4 + 1272,345$$

$$= 1519,745 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{1519,745}{2}$$

$$= 759,873 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

$$= \frac{2702,4}{759,873}$$

$$= 3,556 \text{ tiang}$$

$$= 4 \text{ tiang}$$

3. Tiang *Bored pile* Diameter 40 cm

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$q_c = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$N = \frac{1}{4} q_c$$

$$= \frac{1}{4} \cdot 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 50 \text{ kg/cm}^2$$

Tanah non-kohefif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.4 Tahanan Ujung Ultimit diperoleh q_p sebesar 35 kg/cm^2 .

$$q_p = 35 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 3500 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2$$

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p \cdot A_p$$

$$= 3500 \cdot 0,126$$

$$= 439,823 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Tanah non-koheusif (pasir berlumpur) pada Gambar 3.5 Tahanan Selimut Ultimit diperoleh f sebesar $1,5 \text{ kg/cm}^2$.

$$f = 1,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 150 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f \cdot L \cdot P$$

$$= f \cdot L \cdot \pi \cdot D$$

$$= 150 \cdot 9 \cdot \pi \cdot 0,40$$

$$= 1696,46 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 439,823 + 1696,46$$

$$= 2136,283 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{2136,283}{2}$$

$$= 1068,142 \text{ kN}$$

e. Jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

$$= \frac{2702,4}{1068,142}$$

$$= 2,53 \text{ tiang}$$

$$= 3 \text{ tiang}$$

5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor

5.6.2.1 Kelompok Tiang Diameter 25 cm

Menurut Brown, dkk (2010), pada pondasi tiang bor nilai efisiensi (E_g) dianggap sebesar 1,0 dengan jarak antar tiang 3D - 4D (Paulus,2016).

1. Metode Aoki & De Alencar

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 15 \cdot 191,054 \\ &= 2865,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 5 \cdot 634,602 \\ &= 3173,01 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode Reese & Wright

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 5 \cdot 616,047 \\ &= 3080,235 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.2.2 Kelompok Tiang Diameter 30 cm

Menurut Brown, dkk (2010), pada pondasi tiang bor nilai efisiensi (E_g) dianggap sebesar 1,0 dengan jarak antar tiang 3D - 4D (Paulus,2016).

1. Metode Aoki & De Alencar

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 11 \cdot 256,446 \\ &= 2820,906 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 4 \cdot 879,332 \\ &= 3517,328 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode Reese & Wright

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 4 \cdot 759,873 \\ &= 3039,492 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.2.3 Kelompok Tiang Diameter 40 cm

Menurut Brown, dkk (2010), pada pondasi tiang bor nilai efisiensi (E_g) dianggap sebesar 1,0 dengan jarak antar tiang 3D - 4D (Paulus,2016).

1. Metode Aoki & De Alencar

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 7 \cdot 414,408 \\ &= 2900,856 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Metode *Mayerhoff*

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 2 \cdot 1486,602 \\ &= 2973,204 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Metode Reese & Wright

$$\begin{aligned} Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_a \\ &= 1 \cdot 3 \cdot 1068,142 \\ &= 3204,426 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut ini.

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} \pm \frac{My \cdot Xi}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \cdot Yi}{\sum Y^2}$$

Beban-beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut ini.

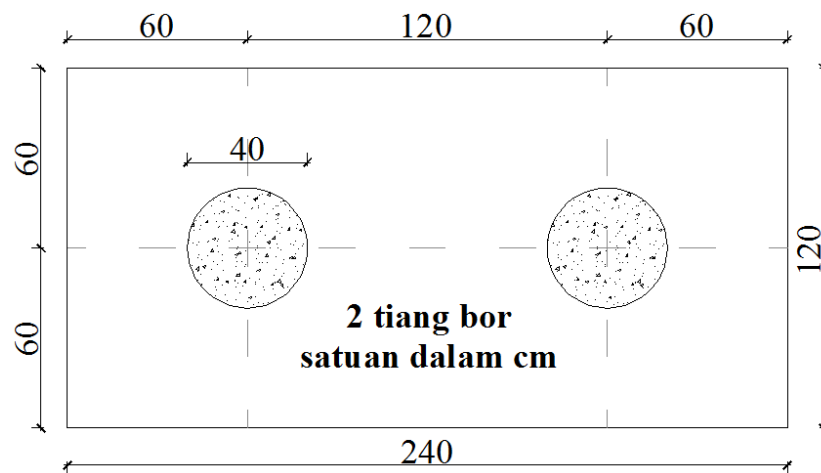
$$\text{Beban aksial (P)} = 2702,4 \text{ kN (hasil program ETABS)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pile cap (W)} &= (B \cdot H \cdot t) \cdot \gamma \\ &= (2,4 \cdot 1,2 \cdot 1) \cdot 23,54 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 67,807 \text{ kN} \\
 \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,40^2 \cdot 23,54 \cdot 2 \cdot 9 \\
 &= 53,255 \text{ kN} \\
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 2702,4 + 67,807 + 53,255 \\
 &= 2823,4620 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. disyaratkan $2,5D \leq S \leq 3D$. Digunakan jarak antar tiang sebesar $3D$. Susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.23.

$$\begin{aligned}
 S &= 3D \\
 &= 3 \cdot 0,40 \text{ m} \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.23 Susunan Tiang Bor Diameter 40 cm

$$n \text{ tiang} = 2 \text{ buah}$$

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\begin{aligned}
 \Sigma x^2 &= (0,6^2) + (-0,6^2) \\
 &= 0,72 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\Sigma y^2 = 0 \text{ m}$$

$M_x = 4,488 \text{ kNm}$ (hasil program *ETABS*)

$M_y = 6,881 \text{ kNm}$ (hasil program *ETABS*)

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_i}{\sum Y^2}$$

$$P_1 = \frac{2823,4620}{2} + \frac{6,881 \cdot 0,6}{0,72}$$

$$= 1417,465 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{2823,4620}{2} - \frac{6,881 \cdot 0,6}{0,72}$$

$$= 1405,997 \text{ kN}$$

Dengan rumus yang sama diperoleh analisis distribusi beban ke tiap tiang bor diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, dengan metode *Aoki & De Alencar*, *Mayerhoff*, dan *Reese & Wright*, yang dapat dilihat pada Tabel 5.12

Tabel 5.12 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

| | <i>Aoki & De Alencar</i> | | | <i>Mayerhoff</i> | | | <i>Reese & Wright</i> | | |
|--------------------------------|------------------------------|-----------|-----------|------------------|-----------|-----------|---------------------------|-----------|-----------|
| | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm |
| ΣPt (kN) | 3057,0738 | 3096,0062 | 3193,9237 | 2873,5986 | 2838,5947 | 2823,462 | 2873,5986 | 2838,5947 | 2838,7885 |
| n (tiang) | 15 | 11 | 7 | 5 | 4 | 2 | 5 | 4 | 3 |
| M_x (kNm) | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 | 4,488 |
| M_y (kNm) | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 | 6,881 |
| ΣX^2 (m ²) | 16,8750 | 11,7450 | 5,7600 | 0,5625 | 0,8100 | 0,7200 | 0,5625 | 0,8100 | 0,7200 |
| ΣY^2 (m ²) | 5,6250 | 6,4800 | 8,6400 | 2,2500 | 0,8100 | 0,0000 | 2,2500 | 0,8100 | 0,4704 |
| P_1 (kN) | 205,0150 | 282,8694 | 458,3317 | 580,8031 | 715,9648 | 1417,4652 | 580,8031 | 715,9648 | 954,6684 |
| P_2 (kN) | 204,7091 | 282,3421 | 456,8981 | 571,6284 | 708,3192 | 1405,9968 | 571,6284 | 708,3192 | 943,2001 |
| P_3 (kN) | 204,4033 | 281,8148 | 455,4646 | 574,7197 | 710,9781 | | 574,7197 | 710,9781 | 940,9200 |
| P_4 (kN) | 204,0975 | 281,2875 | 456,2748 | 577,8111 | 703,3326 | | 577,8111 | 703,3326 | |
| P_5 (kN) | 203,7917 | 282,2460 | 457,0850 | 568,6364 | | | 568,6364 | | |
| P_6 (kN) | 204,4166 | 281,4551 | 455,6515 | | | | | | |
| P_7 (kN) | 204,1107 | 280,6642 | 454,2179 | | | | | | |
| P_8 (kN) | 203,8049 | 281,6227 | | | | | | | |
| P_9 (kN) | 203,4991 | 281,0954 | | | | | | | |
| P_{10} (kN) | 203,1933 | 280,5681 | | | | | | | |
| P_{11} (kN) | 203,8182 | 280,0409 | | | | | | | |
| P_{12} (kN) | 203,5123 | | | | | | | | |
| P_{13} (kN) | 203,2065 | | | | | | | | |
| P_{14} (kN) | 202,9007 | | | | | | | | |
| P_{15} (kN) | 202,5949 | | | | | | | | |

5.6.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan mutu beton K-300, diameter tiang 0,40 m, dan panjang tiang 9 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut ini.

$$\sigma = P/A < \sigma_{ijin}$$

Dengan :

$$P = 1417,465 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$A = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P/A \\ &= 1417,465 / 0,126 \\ &= 11279,83 \text{ kN/m}^2 \\ &= 112,7983 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= K-300 \\ &= 300 \times 0,83 \\ &= 249 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 112,7983 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 249 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{AMAN})$$

Dengan rumus yang sama diperoleh analisis kekuatan tiang bor diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, dengan metode *Aoki & De Alencar*, *Mayerhoff*, dan *Reese & Wright*, yang dapat dilihat pada Tabel 5.13

Tabel 5.13 Analisis Kekuatan Tiang Bor

| | <i>Aoki & De Alencar</i> | | | <i>Mayerhoff</i> | | | <i>Reese & Wright</i> | | |
|--|------------------------------|--------------|--------------|------------------|--------------|--------------|---------------------------|--------------|--------------|
| | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm |
| <i>P</i> _{max} (kN) | 205,0150 | 282,8694 | 458,3317 | 580,8031 | 715,9648 | 1417,4652 | 580,8031 | 715,9648 | 954,6684 |
| <i>A</i> (m ²) | 0,0491 | 0,0707 | 0,1257 | 0,0491 | 0,0707 | 0,1257 | 0,0491 | 0,0707 | 0,1257 |
| σ terjadi (kg/cm ²) | 41,7653 | 40,0178 | 36,4729 | 118,3202 | 101,2883 | 112,7983 | 118,3202 | 101,2883 | 75,9701 |
| σ ijin (kg/cm ²) | 249 | 249 | 249 | 249 | 249 | 249 | 249 | 249 | 249 |
| Cek | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN | AMAN |

5.6.5 Konfigurasi Pondasi Tiang

Konfigurasi pondasi *eksisting* dengan desain pondasi *bored pile* metode *Aoki & De Alencar*, *Mayerhoff*, dan *Reese & Wright* dapat dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Konfigurasi Pondasi Tiang

| Pondasi | Metode | Ukuran | Konfigurasi |
|-------------------|------------------------------|--------|---|
| <i>Eksisting</i> | <i>PDA</i> | 25 cm | <p>150</p> <p>37,5</p> <p>25</p> <p>25</p> <p>75</p> <p>37,5</p> <p>37,5</p> <p>75</p> <p>37,5</p> <p>150</p> <p>4 Tiang Pancang satu dalam cm</p> |
| <i>Bored Pile</i> | <i>Aoki & De Alencar</i> | 25 cm | <p>37,5</p> <p>75</p> <p>75</p> <p>75</p> <p>75</p> <p>37,5</p> <p>37,5</p> <p>25</p> <p>75</p> <p>75</p> <p>37,5</p> <p>375</p> <p>225</p> <p>15 tiang bor satu dalam cm</p> |

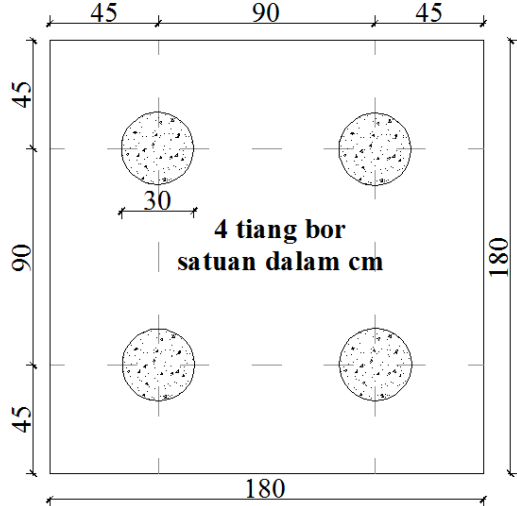
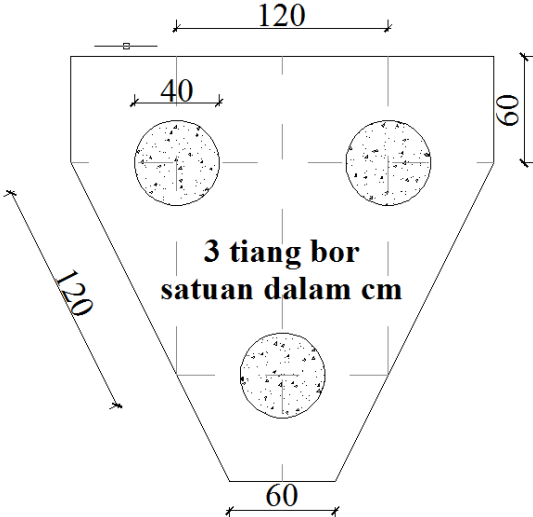
Lanjutan Tabel 5.14 Konfigurasi Pondasi Tiang

| Pondasi | Metode | Ukuran | Konfigurasi |
|------------|-------------------|--------|-------------|
| Bored Pile | Aoki & De Alencar | 30 cm | |
| | | 40 cm | |
| | Mayerhoff | 25 cm | |

Lanjutan Tabel 5.14 Konfigurasi Pondasi Tiang

| Pondasi | Metode | Ukuran | Konfigurasi |
|------------|-----------|--|--|
| Bored Pile | Mayerhoff | 30 cm | <p>4 tiang bor satuan dalam cm</p> |
| | | 40 cm | <p>2 tiang bor satuan dalam cm</p> |
| | 25 cm | <p>5 tiang bor satuan dalam cm</p> | |

Lanjutan Tabel 5.14 Konfigurasi Pondasi Tiang

| Pondasi | Metode | Ukuran | Konfigurasi |
|-------------------|---------------------------|--------|--|
| <i>Bored Pile</i> | <i>Reese & Wright</i> | 30 cm |  <p>4 tiang bor satuan dalam cm</p> |
| | | 40 cm |  <p>3 tiang bor satuan dalam cm</p> |

5.7 Pembahasan

Perencanaan pada suatu bangunan umumnya tidak akan lepas dari perencanaan pondasi. Pondasi adalah struktur bawah dari konstruksi bangunan yang berfungsi untuk menempatkan bangunan dan meneruskan beban yang disalurkan dari struktur atas ke tanah dasar pondasi yang cukup kuat menahannya tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan diluar batas toleransinya. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beban sampai batas keamanan tertentu, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi.

Gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah melakukan penyelidikan tanah guna menentukan *stratigrafi* dan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Conus Penetration Test (CPT)* atau sondir pada 5 titik dengan kapasitas sondir 2,5 ton dan pengeboran 1 titik dengan menggunakan bor tangan (*hand bor*). Daya dukung tanah yang diinginkan adalah sebesar 20 MPa.

Peranan penting dalam perencanaan struktur pondasi pada suatu bangunan adalah pembebanan. Kapasitas dukung tiang dilakukan dengan memperhatikan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman pondasi. Analisis kapasitas dukung tiang *bored pile* menggunakan metode statik.

5.7.1 Hasil Analisis Struktur Program *ETABS*

Suatu pondasi dapat dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas bangunan ke tanah dasar. Beban tersebut berupa gaya-gaya dari suatu struktur, yakni beban aksial dan momen. Dalam melakukan analisis kapasitas dukung pondasi tiang digunakan gaya-gaya dalam maksimum, karena apabila gaya-gaya maksimum dapat diterima dan ditopang oleh suatu kelompok pondasi, maka gaya-gaya dalam yang memiliki nilai yang lebih kecil juga akan sanggup diterima oleh suatu kelompok pondasi. Berdasarkan hasil output *ETABS* diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban 2 pada *frame C22* sebesar :

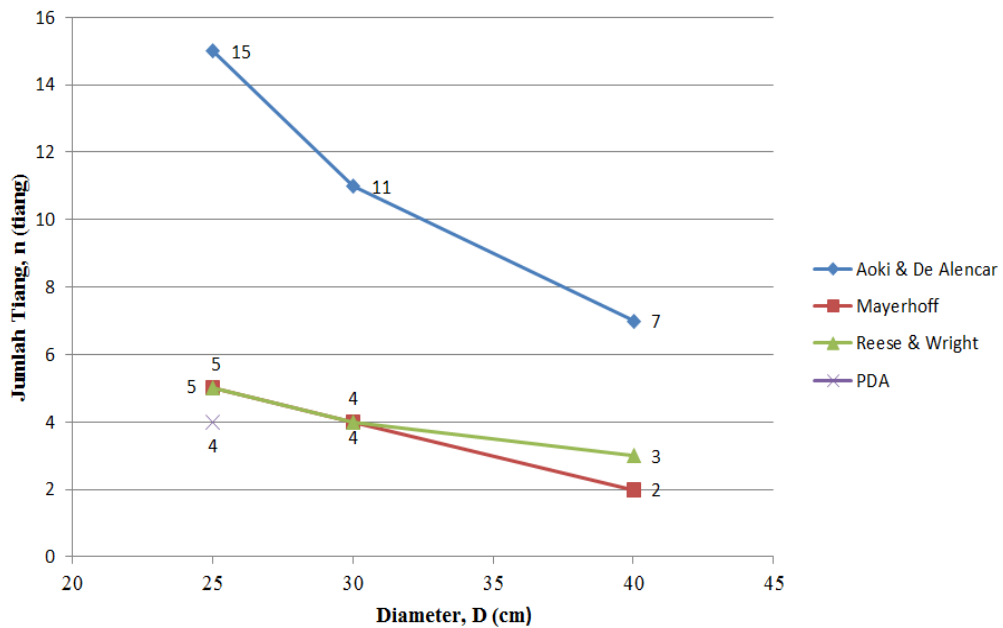
Beban aksial (P) = 2702,4 kN
Momen arah x (M_x) = 4,488 kNm
Momen arah y (M_y) = 6,881 kNm

5.7.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

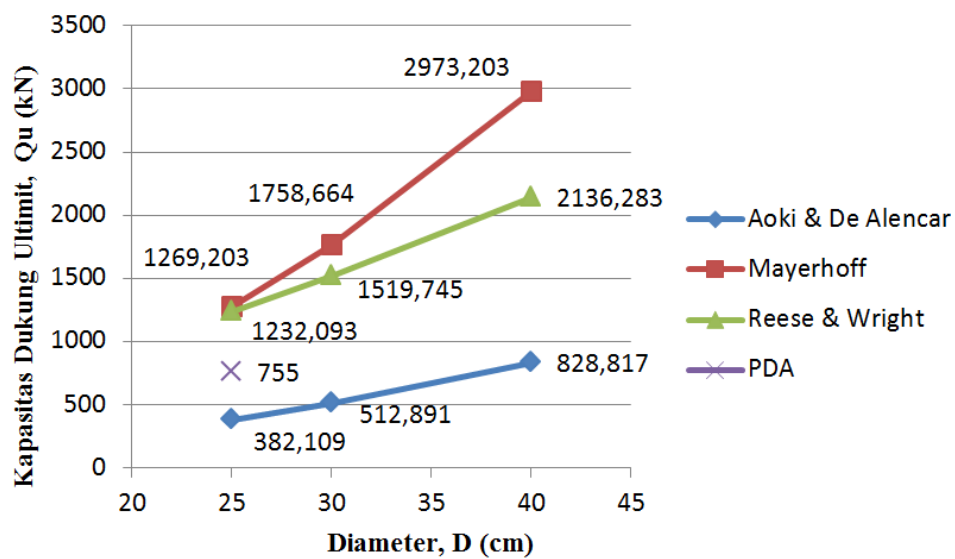
Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor sebaiknya dibandingkan antara diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm dengan pondasi tiang *eksisting* (pondasi tiang pancang di proyek) agar dapat diambil kesimpulan dari hasil analisis kapasitas daya dukung pondasi tiang. Analisis kapasitas dukung pondasi *bored pile* digunakan data uji sondir dengan diameter tiang sebesar 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. Kapasitas dukung pondasi diperoleh dari penjumlahan tiang tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiang. Rekapitulasi kapasitas dukung pondasi tiang dapat dilihat pada Tabel 5.15. Perbandingan jumlah dan kapasitas dukung pondasi tiang dapat dilihat pada Gambar 5.24 dan Gambar 5.25.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi

| | Pancang | Tiang Bor | | | | | | | | |
|---------------------------|----------------|------------------------------|--------------|--------------|------------------|--------------|--------------|---------------------------|--------------|--------------|
| | <i>PDA</i> | <i>Aoki & De Alencar</i> | | | <i>Mayerhoff</i> | | | <i>Reese & Wright</i> | | |
| | 25 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm |
| <i>P</i> (kN) | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 | 2702,4 |
| <i>Q_p</i> (kN) | 375 | 226,503 | 326,165 | 579,848 | 981,748 | 1413,717 | 2513,274 | 171,806 | 247,400 | 439,823 |
| <i>Q_s</i> (kN) | 398 | 155,605 | 186,727 | 248,969 | 287,456 | 344,947 | 459,929 | 1060,288 | 1272,345 | 1696,460 |
| <i>Q_u</i> (kN) | 755 | 382,109 | 512,891 | 828,817 | 1269,203 | 1758,664 | 2973,203 | 1232,093 | 1519,745 | 2136,283 |
| <i>n</i> (tiang) | 4 | 15 | 11 | 7 | 5 | 4 | 2 | 5 | 4 | 3 |



Gambar 5.24 Perbandingan Jumlah Pondasi Tiang



Gambar 5.25 Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang

Berdasarkan Tabel 5.15 di atas hasil analisis tiang *eksisting* dengan *PDA* (*Pile Driving Analisis*) diameter 25 cm diperoleh kapasitas dukung ultimit (Q_u) sebesar 755 kN. Kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor metode *Aoki & De Alencar* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar

382,109 kN, 512,891 kN, dan 828,817 kN, metode *Mayerhoff* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh hasil 1269,203 kN, 1758,644 kN, dan 2973,203 kN, serta metode *Reese & Wright* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar 1232,093 kN, 1519,745 kN, dan 2136,283 kN.

Hasil kapasitas dukung ultimit pada uji *PDA* pada tiang *eksisting* diameter 25 cm lebih besar dibanding hasil metode *Aoki & De Alencar* pada tiang bor diameter 25 cm dan 30 cm, namun lebih kecil dibanding metode *Mayerhoff* dan metode *Reese & Wright*. Kapasitas dukung ultimit pada pondasi tiang diameter 40 cm dengan metode *Aoki & De Alencar* metode *Mayerhoff* dan metode *Reese & Wright* lebih besar dibanding kapasitas dukung ultimit uji *PDA* diameter 25 cm.

Perbedaan hasil dari setiap metode disebabkan oleh rumus yang digunakan merupakan rumus empiris yang sifatnya hanya pendekatan dimana hasil uji tanah yang digunakan sebagai pembuatan rumus berasal dari tanah yang berbeda-beda di wilayah yang berbeda.

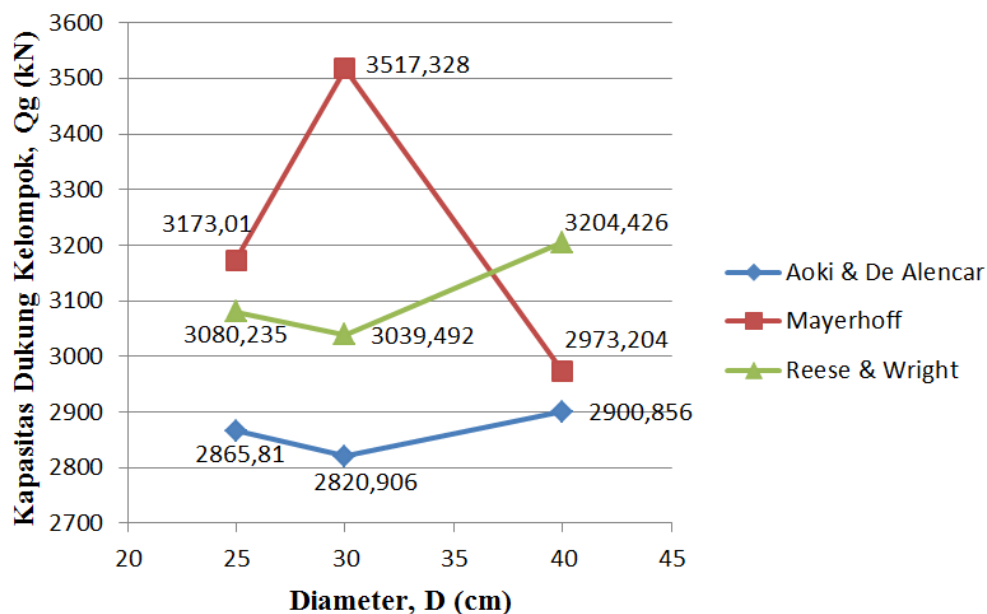
5.7.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Metode *Mayerhoff* dan metode *Reese & Wright* dihasilkan kapasitas dukung pondasi tiang tunggal yang hampir sama dibanding dengan metode *Aoki & De Alencar*. Hasil kapasitas dukung pondasi tiang tunggal dengan metode *Mayerhoff* lebih besar daripada metode *Reese & Wright* dan metode *Aoki & De Alencar*. Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal diperoleh jumlah tiang yang bervariasi, sehingga dihasilkan kapasitas dukung kelompok tiang yang berbeda-beda. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.16.

Tabel 5.16 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi

| | <i>Aoki & De Alencar</i> | | | <i>Mayerhoff</i> | | | <i>Reese & Wright</i> | | |
|---------------------------|------------------------------|---------|---------|------------------|----------|----------|---------------------------|----------|----------|
| | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm | 25 cm | 30 cm | 40 cm |
| <i>Q_u</i> (kN) | 382,109 | 512,891 | 828,817 | 1269,203 | 1758,664 | 2973,203 | 1232,093 | 1519,745 | 2136,283 |
| <i>SF</i> | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 |
| <i>Q_a</i> (kN) | 191,054 | 256,446 | 414,408 | 634,602 | 879,332 | 1486,602 | 616,047 | 759,873 | 1068,142 |
| <i>n</i> (tiang) | 15 | 11 | 7 | 5 | 4 | 2 | 5 | 4 | 3 |
| <i>E_g</i> | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| <i>Q_g</i> (kN) | 2865,81 | 2820,91 | 2900,86 | 3173,01 | 3517,33 | 2973,2 | 3080,24 | 3039,49 | 3204,426 |
| Cek | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman | Aman |

Perbandingan hasil kapasitas dukung kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.26.



Gambar 5.26 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Tiang

Pondasi dikatakan aman apabila hasil dari kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi. Berdasarkan Tabel 5.14 kapasitas dukung kelompok tiang metode *Aoki & De Alencar* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar 2865,81 kN, 2820,91 kN, dan 2900,86 kN lebih besar dari nilai $P = 2702,4$ kN, metode *Mayerhoff* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh hasil 3173,01 kN, 3517,33 kN, dan 2973,2 kN lebih besar dari nilai $P = 2702,4$ kN, serta metode *Reese & Wright* diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar 3080,24 kN, 3039,49 kN, dan 3204,426 kN lebih besar dari nilai $P = 2702,4$ kN, sehingga pondasi *bored pile* dengan diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm aman digunakan dalam pembangunan gedung Kantor Pelayanan Pajak Daerah.

5.7.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Dengan berbagai alternatif, yakni diameter 25 cm, 30 cm, dan 40 cm, diambil alternatif ke-3 diameter 40 cm Metode *Mayerhoff* dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Hal ini didasarkan jumlah tiang yang digunakan lebih sedikit, sehingga dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar $112,7983 \text{ kg/cm}^2$ lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu K-300 sebesar 249 kg/cm^2 , sehingga pondasi aman digunakan.

Selain itu, hasil kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar daripada beban aksial (P) dan beban aksial total (P_t) yang diterima, yakni sebesar $2973,2 \text{ kN} > 2702,4 \text{ kN}$ dan $2973,2 \text{ kN} > 2823,4502 \text{ kN}$, sehingga beban struktur gedung diatas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.