

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERENCANAAN FONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER PADA TOWER PEGADAIAN (*PLANNING ANALYSIS OF PILE FOUNDATION WITH DIAMETER VARIATIONS ON THE PEGADAIAN TOWER*)

**Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Teknik Sipil**



**Hamim Farchan Noor Rochmatullah
19511029**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2023**

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERENCANAAN FONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER PADA TOWER PEGADAIAN (*PLANNING ANALYSIS OF PILE FOUNDATION WITH DIAMETER VARIATIONS ON THE PEGADAIAN TOWER*)

Disusun oleh

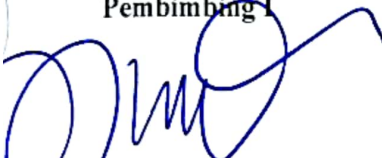
Hamim Farchan Noor Rochmatullah
19511029

Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh derajat Sarjana
Teknik Sipil

Diuji pada tanggal 22 Desember 2023

Oleh Dewan Penguji

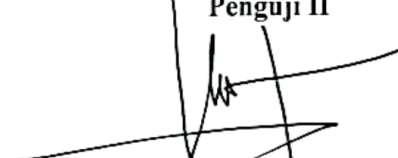
Pembimbing I


Nisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
P: 215111305

Penguji I

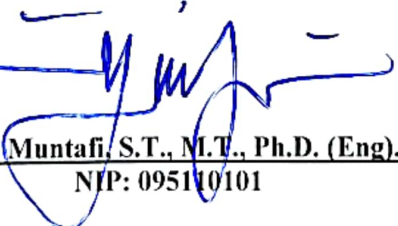

Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIP: 045110407

Penguji II


Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T.
NIP: 885110106



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Dr. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng). IPM.
NIP: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 15 Desember 2023

Yang membuat pernyataan,



Hamim Farchan Noor Rochmatullah
(19511029)

KATA PENGANTAR

Alhamdulillah puji syukur selalu tercurahkan kehadirat Allah SWT atas karunia rahmat dan hidayah-Nya sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “*Analisis perencanaan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada tower pegadaian*” Tugas Akhir ini disusun dan diajukan untuk memenuhi salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu (S1) dan memperoleh derajat Sarjana Teknik Sipil di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Selama proses menyusun dan menyelesaikan Tugas Akhir ini, saya banyak mendapat bantuan dari pihak lain baik dari segi bimbingan, arahan, serta saran dan kritik hingga terselesaikannya Tugas Akhir ini dengan hasil yang baik dan maksimal. Untuk itu, dalam penulisan Tugas Akhir ini saya ingin menyampaikan ucapan terima kasih yang sebesar- besarnya kepada:

1. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.Eng., selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta,
2. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T., dan Ibu Anisa Nur Amalina, S.T.,M.Eng., selaku Dosen Pembimbing dalam Tugas Akhir yang telah memberikan banyak bimbingan, saran, nasihat, dan dukungan yang diberikan kepada Penulis selama menyusun Tugas Akhir ini,
3. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku Dosen Penguji I dalam Sidang Tugas Akhir,
4. Bapak Dr. Ir. Lalu Makrup, M.T., selaku Dosen Penguji II dalam Sidang Tugas Akhir,
5. Segenap jajaran dosen program studi Teknik Sipil yang telah berbagi, memberikan dan mengajarkan banyak ilmu pengetahuan selama menempuh pendidikan perkuliahan,

6. Terima kasih banyak kepada Ayahanda Sumaryatin M.Pd., Ibunda Sri Pantini S.ST., Kakakku Arief Noor Rochmatullah S.Tr., dan Adikku Ayu Noor Rachmawati serta keluarga besar atas cinta, motivasi, dukungan, dan semangat yang selalu diberikan sehingga saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik,
7. Terima kasih kepada Rachmawati Noor Putri selaku pendamping saya atas cinta, semangat, dan dukungan emosional saya dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik,
8. Sahabat-sahabat seperjuangan Artha Putra yang banyak membantu dan saling memberikan semangat selama penyusunan Tugas Akhir ini,
9. Jodi Surya Ramadhan, Rakha Edy Syah, Dhea Fatmawati, dan Alina Ishma Syahidah yang telah memberikan dukungan, membantu, dan memberikan semangat selama penyusunan Tugas Akhir ini,
10. Ipuk Dwi, Renanda, Arista, Rosyid, dan Eko Tri yang telah memberikan masukan, saran, dan semangat selama penyusunan Tugas Akhir ini.

Saya menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih jauh dari sempurna dan tidak luput dari kesalahan. Untuk itu saya memohon maaf serta mengharapkan kritik dan saran yang membangun agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi saya pribadi dan berbagai pihak yang membacanya.

Yogyakarta, 15 Desember 2023



Hamim Farchan Noor Rochmatullah
(19511029)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xv
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xvi
ABSTRAK	xx
<i>ABSTRACT</i>	xxi
BAB I <u>PENDAHULUAN</u>	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	4
1.6 Lokasi penelitian	5
BAB II <u>TINJAUAN PUSTAKA</u>	6
2.1 Umum	6
2.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	6
2.3 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang	9
2.4 Perbandingan dengan Penelitian yang Pernah Ada	12
BAB III <u>LANDASAN TEORI</u>	22
3.1 Tanah	22
3.2 Penyelidikan Tanah	22
3.3 Pembebanan	24
3.4 Fondasi Tiang Bor	33

3.5	Fondasi Tiang Pancang	35
3.6	Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor	36
3.7	Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang	40
3.8	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	44
3.9	Penurunan Fondasi Tiang	49
3.9.1	Penurunan fondasi tiang tunggal	49
3.9.2	Penurunan fondasi tiang kelompok	54
3.9.3	Penurunan yang Diizinkan	56
3.10	SAP2000	57
BAB IV METODE PENELITIAN		59
4.1	Metode Penelitian	59
4.2	Studi Pustaka	59
4.3	Pengumpulan Data	59
4.4	Tahapan Penelitian	60
4.5	Bagan Alir Penelitian	60
BAB V ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG		63
5.1	Data Tower Pegadaian	63
5.1.1	Data Umum Proyek	63
5.1.2	Spesifikasi Material	64
5.1.3	Denah Tower Pegadaian	64
5.1.4	Data Struktur	65
5.2	Pembebanan Struktur	66
5.2.1	Peraturan Pembebanan	66
5.2.2	Kombinasi Pembebanan	67
5.2.3	Pembebanan	68
5.3	<i>Input dan Output</i> Program SAP2000	76
5.4	Data Karakteristik Tanah	78
5.5	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Lapangan	81
5.5.1	Metode Skempton	81
5.5.2	Metode Tomlinson	90
5.6	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang	100
5.6.1	Metode Meyerhoff	100

5.6.2 Metode Tomlinson	140
5.7 Analisis Penurunan Fondasi Tiang	176
5.7.1 Analisis Penurunan Tiang Tunggal	176
5.7.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok	178
5.7.3 Penurunan yang diizinkan	183
5.8 Pembahasan	183
5.8.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	184
5.8.2 Hasil Analisis Kebutuhan Fondasi Tiang	185
5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang	187
5.8.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang	188
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	192
6.1 Kesimpulan	192
6.2 Saran	194
DAFTAR PUSTAKA	195
LAMPIRAN	198

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1 Peta Lokasi Proyek	5
Gambar 3. 1 Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)	23
Gambar 3. 2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (Ss)	29
Gambar 3. 3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S1)	30
Gambar 3. 4 Faktor Adhesi Metode Tomlinson	39
Gambar 3. 5 Hubungan Faktor Adhesi dan Kohesi	43
Gambar 3. 6 Definisi Jarak s Dalam Hitungan Efisiensi Tiang	46
Gambar 3. 7 Kelompok Tiang dalam yang Bekerja Sebagai Blok	47
Gambar 3. 8 Gaya Vertikal dan Momen Kelompok Tiang pada Arah Sumbunya	48
Gambar 3. 9 Faktor Penurunan, I_0 (Poulos dan Davis, 1980)	50
Gambar 3. 10 Koreksi Kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980)	51
Gambar 3. 11 Koreksi Kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980)	51
Gambar 3. 12 Koreksi Angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980)	52
Gambar 3. 13 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b	52
Gambar 3. 14 Penurunan Tiang dengan Metode Penyebaran 2:1	55
Gambar 4. 1 Bagan Alir Analisis Pembebanan Software SAP2000	61
Gambar 4. 2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	62
Gambar 5. 1 Denah Tampak Atas	64
Gambar 5. 2 Denah Tampak Samping	65
Gambar 5. 3 Grafik Respons Spektrum	74
Gambar 5. 4 Hasil Output Gaya Geser pada SAP2000	76
Gambar 5. 5 Permodelan 3 Dimensi di SAP2000	77
Gambar 5. 6 Permodelan Tampak Atas di SAP2000	77
Gambar 5. 7 Permodelan Fondasi Tiang	78
Gambar 5. 8 Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Skempton	85
Gambar 5. 9 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor	90

Gambar 5. 10 Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson	94
Gambar 5. 11 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor	99
Gambar 5. 12 Nilai N_b pada tiang diameter 0,7 m	101
Gambar 5. 13 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff	105
Gambar 5. 14 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	110
Gambar 5. 15 Nilai N_b pada Tiang Diameter 0,8 m	111
Gambar 5. 16 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff	115
Gambar 5. 17 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	120
Gambar 5. 18 Nilai N_b pada Tiang Diameter 0,9 m	121
Gambar 5. 19 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff	125
Gambar 5. 20 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	130
Gambar 5. 21 Nilai N_b pada Tiang Diameter 1,0 m	131
Gambar 5. 22 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff	135
Gambar 5. 23 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	140
Gambar 5. 24 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson	144
Gambar 5. 25 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	149
Gambar 5. 26 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson	153
Gambar 5. 27 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	158
Gambar 5. 28 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson	162
Gambar 5. 29 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	167
Gambar 5. 30 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson	171
Gambar 5. 31 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang	176
Gambar 5. 32 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang	179
Gambar 5. 33 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	185
Gambar 5. 34 Perbandingan Kebutuhan Fondasi Tiang	186
Gambar 5. 35 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang	188

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang	13
Tabel 3. 1 Kategori Resiko Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa	24
Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa (I)	28
Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs	28
Tabel 3. 4 Koefisien Situs F_a	30
Tabel 3. 5 Koefisien Situs F_v	31
Tabel 3. 6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	32
Tabel 3. 7 Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	33
Tabel 3. 8 Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	53
Tabel 3. 9 Perkiraan Rasio Poisson (μ)	53
Tabel 5. 1 Analisis Beban Mati pada Lantai	68
Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Atap	69
Tabel 5. 3 Nilai Rerata N_{SPT} DB-3	70
Tabel 5. 4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	71
Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Spektrum Desain	71
Tabel 5. 6 Koefisien Risiko Seismik	72
Tabel 5. 7 Respons Spektrum Desain	73
Tabel 5. 8 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen	76
Tabel 5. 9 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor DB-3	79
Tabel 5. 10 Hasil Penyelidikan Laboratorium di Titik Bor DB-3	81
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Lempung	82
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Pasir	83
Tabel 5. 13 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Skempton Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	86

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Bor	89
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Lempung	91
Tabel 5. 16 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Pasir	92
Tabel 5. 17 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	96
Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Bor	98
Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas dukung Fondasi Tiang Bor dengan Metode Skempton dan Metode Tomlinson	99
Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung	102
Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir	103
Tabel 5. 22 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	106
Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	109
Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m	112
Tabel 5. 25 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir	113
Tabel 5. 26 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	116
Tabel 5. 27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	119
Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung	122

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir	123
Tabel 5. 30 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	126
Tabel 5. 31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	129
Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung	132
Tabel 5. 33 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir	133
Tabel 5. 34 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	136
Tabel 5. 35 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	139
Tabel 5. 36 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Lempung	141
Tabel 5. 37 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Pasir	142
Tabel 5. 38 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	146
Tabel 5. 39 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	148
Tabel 5. 40 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Lempung	151
Tabel 5. 41 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Pasir	152
Tabel 5. 42 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	155
Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	157

Tabel 5. 44 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m	160
Tabel 5. 45 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	163
Tabel 5. 46 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	166
Tabel 5. 47 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m	169
Tabel 5. 48 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan	172
Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang	175
Tabel 5. 50 Penurunan Tiang Tunggal	178
Tabel 5. 51 Penurunan Konsolidasi pada Fondasi Tiang pancang Variasi Dimensi 1,0 m	181
Tabel 5. 52 Penurunan Kelompok Tiang	182
Tabel 5. 53 Rekapitulasi Penurunan yang Diizinkan	183
Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	184
Tabel 5. 55 Kebutuhan Fondasi Tiang	186
Tabel 5. 56 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang	187
Tabel 5. 57 Rekapitulasi Penurunan Tiang Tunggal	189
Tabel 5. 58 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Tiang	189
Tabel 5. 59 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Tiang dengan Panjang Tiang 42 m dan Jarak Tiang $2,5D + 0,02L$	190

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Pengujian <i>Standard Penetration Test</i> (SPT)	199
Lampiran 2 Hasil Bor Mesin DB-3	203
Lampiran 3 Data Pengujian Konsolidasi	205
Lampiran 4 Denah Struktur	207
Lampiran 5 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000	208

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

α	= factor adhesi
β	= koefisien gesek
θ	= arc tan (D/S) (°)
γ	= berat volume tanah (kN/m ³)
γ_{sat}	= berat volume tanah jenuh (kN/m ³)
γ_w	= berat volume air (kN/m ³)
μ	= rasio poisson
A_p	= luas penampang ujung tiang (m ²)
A_s	= luas selimut tiang (m ²)
B_g	= lebar blok fondasi kelompok (m)
C_c	= indeks kompresi
C_r	= indeks rekompresi
C_s	= koefisien respons seismic
C_t	= parameter periode pendekatan
C_u	= koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung
C_u	= kohesi tak terdrainase (kN/m ²)
D	= diameter tiang (m)
D	= pengaruh beban mati
E_h	= pengaruh gaya seismik horizontal
e_o	= angka pori
E_g	= efisiensi kelompok tiang
E_p	= modulus elastisitas tiang (kN/m ²)
E_s	= modulus elastisitas tanah (kN/m ²)
E_v	= pengaruh gaya seismik vertical
F_a	= percepatan pada getaran periode pendek (detik)
f'_c	= mutu beton (Mpa)
f	= tahanan gesek selimut tiang (kN/m ²)

F_v	= percepatan pada getaran periode 1 detik (detik)
f_y	= tegangan leleh baja (Mpa)
h_n	= ketinggian bangunan (m)
H_w	= tinggi muka air tanah terhadap tiang (m)
I_e	= faktor keutamaan gempa
I_0	= faktor pengaruh penurunan tiang <i>incompressible</i>
K	= faktor kekuatan tiang
K_d	= koefisien tekanan tanah
L	= tinggi lapisan tanah (m)
L	= panjang tiang (m)
L	= pengaruh beban hidup
L_g	= panjang blok fondasi kelompok (m)
m	= banyak tiang dalam 1 kolom
MCE_R	= gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget
M_x	= momen arah x (kNm)
M_y	= momen arah y (kNm)
N	= nilai NSPT tanah
N_{60}	= NSPT terkoreksi oleh pengaruh prosedur alat di lapangan
N_c^*	= faktor kapasitas dukung
n	= jumlah tiang dalam kelompok
n'	= banyak tiang dalam 1 baris
P	= beban maksimal yang berada di atas fondasi rencana (kN)
p	= keliling penampang tiang (m)
P_{maks}	= beban maksimum yang akan diterima fondasi tiang (kN)
P_c'	= tegangan prakonsolidasi (kN/m ²)
P_o'	= tekanan vertikal efektif (kN/m ²)
Q	= besar beban yang bekerja (kN)
Q_{all}	= kapasitas dukung izin tiang (kN)
Q_d	= beban mati (kN/m ²)
Q_g	= kapasitas dukung kelompok tiang (kN)
Q_g	= kapasitas dukung kelompok tiang blok (kN)

Q_p	= kapasitas dukung ujung tiang (kN)
Q_s	= kapasitas dukung selimut tiang (kN)
Q_{ult}	= kapasitas dukung ultimit tiang (kN)
R	= koefisien modifikasi respons
R_μ	= faktor koreksi angka poisson μ
R_b	= faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung
R_h	= faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
R_k	= faktor koreksi kemudahmampatan tiang
S	= penurunan elastis tiang tunggal (m)
S	= jarak pusat ke pusat tiang (m)
S_1	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik (g)
S_a	= respons spektra percepatan (g)
SA	= kelas situs untuk batuan keras
SB	= kelas situs untuk batuan
SC	= kelas situs untuk tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak
S_c	= penurunan konsolidasi (m)
SD	= kelas situs untuk tanah sedang
S_{D1}	= parameter percepatan respons pada periode panjang (g)
S_{DS}	= parameter percepatan respons pada periode pendek (g)
SE	= kelas situs untuk tanah lunak
SF	= kelas situs untuk tanah khusus
SF	= faktor keamanan
S_i	= penurunan elastis kelompok tiang (m)
S_{izin}	= penurunan yang diizinkan (cm)
S_{M1}	= pengaruh situs pada periode panjang (g)
S_{MS}	= pengaruh situs pada periode pendek (g)
SNI	= Standar Nasional Indonesia
SPT	= Standard Penetration Test
S_s	= parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek (g)

- T = periode fundamental struktur (detik)
 T_a = periode fundamental pendekatan (detik)
 T_c = periode *computed* (detik)
 V = gaya geser dasar seismik (kN)
 W = berat seismik efektif bangunan (kN)
 W_p = berat tiang (kN)
 x, y = berturut-turut jarak tiang terhadap sumbu x dan y (m)
 $\sum x^2, \sum y^2$ = jumlah kuadrat x, y (m^2)
 z = kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)
 z = kedalaman titik yang ditinjau dari permukaan tanah (m)
 z_c = kedalaman kritis (m)
 z_i = jarak dari $z = 0$ ke tengah lapisan i (m)

ABSTRAK

Fondasi merupakan struktur bangunan bagian bawah yang sangat penting dalam konstruksi untuk memikul beban bangunan di atasnya. Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat menggunakan fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m dengan panjang tiang sebesar 39 m. Pada penelitian ini, Peneliti akan melakukan perencanaan ulang terhadap fondasi tiang bor di lapangan dengan menggunakan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter. Hal ini bertujuan untuk mengetahui pengaruh variasi diameter terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang.

Fondasi tiang pancang direncanakan dengan menggunakan 4 variasi diameter yaitu 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m dengan panjang tiang sebesar 39 m. Data yang digunakan pada penelitian ini yaitu data *Detail Engineering Design* (DED), data pengujian *Standard Penetration Test* (SPT), dan data fondasi *existing*. Program yang digunakan dalam analisis struktur gedung adalah SAP2000 versi 14. Perhitungan kapasitas dukung pada fondasi tiang bor menggunakan metode Skempton dan metode Tomlinson, sedangkan pada fondasi tiang pancang menggunakan metode Meyerhoff dan metode Tomlinson. Penurunan untuk tiang tunggal menggunakan metode Poulos dan Davis, sedangkan pada kelompok tiang menggunakan metode Vesic dan metode Penyebaran 2:1.

Dari analisis yang telah dilakukan terhadap variasi diameter tiang pancang digunakan alternatif diameter ke 4 dengan metode perhitungan Tomlinson yaitu tiang pancang dengan diameter 1,0 m dengan jumlah 5 tiang dalam satu kelompok tiang. Variasi diameter 1,0 m merupakan variasi yang aman digunakan karena nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) sebesar 12554,91 kN sudah lebih besar dari beban aksial (P) sebesar 11436,13 kN. Penurunan yang terjadi pada diameter 1,0 m sebesar 25,57 cm, sehingga hasil penurunan dilakukan perhitungan kembali dengan menambahkan panjang tiang menjadi 42 m dan jarak tiang menjadi $2,5D + 0,02L$ didapatkan hasil sebesar 13,89 cm, penurunan tersebut sudah lebih kecil dari penurunan yang diizinkan yaitu sebesar 15,17 cm sehingga dari kemampuan kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi sudah memenuhi persyaratan dan fondasi aman untuk digunakan.

Kata kunci: Kapasitas Dukung Fondasi, *Software* SAP2000, Penurunan

ABSTRACT

The foundation is the lower structure of the building which is very important in construction to carry the load of the building parts above it. In the construction of the Pegadaian Tower Building on Jalan Kramat Raya, Central Jakarta, drilled pile foundations with a diameter of 1.0 m were used with a pile length of 39 m. In this research, researchers will re-plan the drilled pile foundations in the field using pile foundations with varying diameters. This aims to determine the effect of diameter variations on the supporting capacity and settlement of the pile foundation.

The pile foundation is planned using 4 diameter variations, namely 0.7 m, 0.8 m, 0.9 m and 1.0 m with a pile length of 39 m. The data used in this research are Detail Engineering Design (DED) data, Standard Penetration Test (SPT) testing data, and existing foundation data. The program used in the building structure analysis is SAP2000 version 14. Calculation of the support capacity of drilled pile foundations uses the Skempton method and Tomlinson method, while for pile foundations uses the Meyerhoff method and Tomlinson method. The reduction for single piles uses the Poulos and Davis method, while for groups of piles uses the Vesic method and the 2:1 Spread method

From the analysis that has been carried out on variations in pile diameter, the 4th diameter alternative using the Tomlinson calculation method is used, namely piles with a diameter of 1.0 m with a total of 5 piles in one pile group. A diameter variation of 1.0 m is a variation that is safe to use because the supporting capacity value of the pile group foundation (Q_g) of 12554.91 kN is greater than the axial load (P) of 11436.13 kN. The decrease that occurred at a diameter of 1.0 m was 25.57 cm, so the results of the decrease were recalculated by adding the length of the pole to 42 m and the distance of the pole to $2.5D + 0.02L$, the result was 13.89 cm, the decrease was already smaller than the permitted settlement, namely 15.17 cm, so that the bearing capacity and settlement that occur meet the requirements and the foundation is safe to use.

Key words: Foundation Bearing Capacity, SAP2000 Software, Settlement

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring dengan berjalannya waktu, pertumbuhan jumlah penduduk dan kemajuan ekonomi yang pesat berkontribusi pada peningkatan kebutuhan tenaga kerja dalam menghadapi tantangan global dan tantangan nasional pembangunan. Untuk mengatasi hal tersebut, diperlukan adanya pembangunan infrastruktur seperti di bidang kesehatan, bidang pendidikan, dan perkantoran yang dapat membantu dalam meningkatkan sumber daya manusia yang unggul.

Pada dasarnya perencanaan bangunan konstruksi terbagi menjadi 2 (dua) yaitu perencanaan struktur atas (*upper structure*) dan perencanaan struktur bawah (*lower structure*). Struktur atas adalah struktur bangunan yang berada diatas permukaan tanah seperti balok, kolom, plat, dan tangga. Sedangkan, struktur bawah adalah struktur bangunan yang berada di bawah permukaan tanah yaitu fondasi (Sardjono, 1988).

Fondasi merupakan struktur bangunan bagian bawah yang sangat penting dalam konstruksi. Fungsi fondasi adalah untuk memikul beban bagian bangunan di atasnya dengan cara memperhitungkan berat bangunannya sendiri, beban-beban bangunan (beban isi bangunan), serta gaya-gaya luar seperti tekanan angin dan tekanan gempa bumi untuk menjamin kestabilan bangunan tersebut. Fondasi sendiri dalam konstruksi bangunan gedung bertingkat dibagi menjadi 2 (dua) yaitu fondasi dangkal (*shallow foundation*) dan fondasi dalam (*deep foundation*) (Gunawan, 1983). Pada penelitian ini, jenis fondasi yang akan dibahas adalah fondasi dalam.

Fondasi dalam merupakan fondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang relatif jauh dari permukaan. Fondasi dalam biasa digunakan pada struktur bangunan dengan beban yang besar seperti gedung-gedung bertingkat. Fondasi dalam juga digunakan pada bangunan dengan bentangan yang

cukup lebar dengan jarak antar kolom mencapai lebih dari 6 meter (Solikhati, 2011).

Dalam pelaksanaan pembangunan, perencanaan fondasi menjadi hal yang harus diperhatikan. Perencanaan fondasi diawali dengan mengetahui denah bangunan dan tampak melintang bangunan untuk dapat menentukan beban efektif bangunan, selanjutnya yaitu mencari data karakteristik tanah yang akan dibangun fondasi dengan cara penyelidikan tanah di lapangan maupun di laboratorium dengan menggunakan sampel tanah yang sudah diambil. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah tersebut, maka dapat ditentukan jenis, dimensi, kedalaman, dan diameter fondasi yang akan digunakan.

Tower pegadaian, merupakan gedung baru yang berada di daerah Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat. Jenis tanah yang terdapat pada proyek gedung perkantoran tersebut adalah tanah lunak yang dibuktikan dari hasil Berdasarkan penyelidikan tanah juga didapatkan rekomendasi jenis fondasi yang dapat digunakan yaitu fondasi dalam tiang bor.

Berdasarkan penjelasan di atas, peneliti akan melakukan perhitungan dan menganalisis kapasitas dukung dari struktur fondasi tower pegadaian, Jakarta dengan menggunakan fondasi tiang pancang. Perencanaan ulang menggunakan fondasi tiang pancang dilakukan untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan fondasi tiang bor (*existing*). Terdapat beberapa kelebihan dan kekurangan tersendiri dari fondasi tiang pancang dan fondasi tiang bor. Keuntungan dari fondasi tiang pancang sendiri adalah mengurangi galian tanah, mampu memadatkan tanah, variasi dimensi, dan besaran pada ujung tiang dapat dibesarkan atau dikecilkan sesuai data yang dibutuhkan agar dapat menghemat biaya anggaran. Sesuai dengan latar belakang di atas, penulis melakukan penelitian mengenai “Analisis perencanaan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada tower pegadaian” (Studi Kasus Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat)

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka dapat diangkat menjadi topik permasalahan pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Berapa besar kapasitas dukung dan penurunan pada fondasi *exsisting* (fondasi tiang bor) pada proyek pembangunan Tower Pegadaian?
2. Berapa besar kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada proyek pembangunan Tower Pegadaian?
3. Bagaimana perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi *exsisting* (fondasi tiang bor) dan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Tower Pegadaian?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan penelitian pada tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung fondasi *exsisting* (fondasi tiang bor) pada proyek pembangunan Tower Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.
2. Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada proyek pembangunan Tower Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.
3. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi *exsisting* (fondasi tiang bor) dan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Tower Pegadaian.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Memberikan pengetahuan kepada pembaca mengenai kapasitas dukung pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter.
2. Memberikan dasar dalam perencanaan fondasi tiang pancang dan pemahaman di bidang geoteknik.
3. Dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk menganalisis ulang suatu fondasi tiang pancang.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan permasalahan dalam penelitian adalah mengamati seberapa besar kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan adanya variasi diameter.

Dengan demikian, dilakukan pembatasan permasalahan dengan hal-hal sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian pada proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.
2. Data yang digunakan adalah data yang berkaitan dengan proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.
3. Data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah uji SPT, *Soiltest* dan pengujian laboratorium proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat yang dilakukan oleh swakelola PT. Pembangunan Perumahan (PP Persero) Tbk.
4. Data struktur bangunan yang digunakan adalah hasil lapangan (*existing*) pada proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat yang dilakukan oleh PT.Pembangunan Perumahan (PP Persero) Tbk membawahi PT.Penta Rekayasa.
5. Struktur fondasi yang akan digunakan dalam penelitian ini adalah fondasi tiang pancang dan fondasi *existing* tiang bor.
6. Struktur fondasi (*existing*) yang dipakai adalah fondasi tiang bor dengan diameter 1 m dan kedalaman 39 m.
7. Variasi diameter fondasi tiang pancang yang digunakan 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m dengan kedalaman 42 m.
8. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor (*existing*) dalam penelitian ini menggunakan metode *Skempton* dan metode *Tomlinson* dan angka aman (*safety factor*) sebesar 2 (*Tomlinson, 1977*).
9. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang dalam penelitian ini menggunakan metode *Meyerhoff* dan metode *Tomlinson* dan angka aman (*safety factor*) sebesar 2,5 (*Tomlinson, 1977*).

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Fondasi tiang pancang adalah jenis fondasi dalam (*deep foundation*) yang berbentuk penampang lingkaran maupun penampang segiempat. Pemasangan tiang pancang dilakukan secara vertikal ke dalam tanah kemudian dihubungkan dengan pile cap dengan cara dipukul dan didongkrak. Fondasi tiang pancang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah sampai lapisan tanah keras. Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu fondasi untuk suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*), yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono,1988).

2.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Fadli (2021) menjelaskan pengaruh variasi dimensi tiang bor terhadap kapasitas dukung aksial, kapasitas dukung lateral dan penurunan yang dituntut agar mampu menahan beban bangunan maksimum dan mendistribusikan beban ke tanah. Proyek pembangunan gedung APSLC Universitas Gadjah Mada dibangun dengan tinggi 8 lantai menggunakan fondasi tiang bor ukuran 80 cm pada kedalaman 20 m. Tujuan penelitian ini adalah mengetahui nilai kapasitas dukung aksial, kapasitas dukung lateral menggunakan berbagai metode, dan mengetahui nilai penurunan dari kapasitas dukung aksial dan kapasitas dukung lateral. Kapasitas dukung tiang diteliti dengan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 cm, dan 1 m. Analisis kapasitas dukung aksial menggunakan metode Reese & O'Neil dan metode Meyerhorff. Analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms dan Reese & Matlock. Hasil analisis kapasitas dukung berdasarkan variasi dimensi 0,6

m, 0,8 m, 1 m untuk kapasitas dukung aksial diperoleh nilai masing - masing sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN , Metode Meyerhorff berdasarkan data SPT diperoleh nilai masing – masing sebesar, 10.333,4 kN, 12.624,8 kN, 13.677,9 kN ,Metode Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar, 11836,9 kN, 13.117,2 kN, 14.904,27 kN lebih besar dari $P = 9353,43$ kN, maka fondasi aman digunakan Kapasitas dukung lateral Metode Broms diperoleh nilai masing – masing sebesar 293,793 kN, 465,527 kN, 665,274 kN , Metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing – masing sebesar 290,6684 kN, 460,574 kN, 658,1968 kN , nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar 6 mm – 18 mm.

Zikri (2019) menjelaskan pengaruh jarak tiang terhadap kapasitas dukung fondasi tiang bor untuk mengetahui jarak antara tiang terhadap beban bangunan diatasnya. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui pengaruh jarak tiang terhadap kapasitas dukung kelompok fondasi tiang bor. Bangunan gedung dibangun menggunakan fondasi bor ukuran diameter 1 meter dengan jarak antar tiang 2,5D, kapasitas dukung kelompok tiang akan diperhitungkan berdasarkan jarak antar tiang (s) dengan menggunakan variasi jarak tiang (s) 2,5D, 4D, dan 5D, sedangkan metode yang digunakan yaitu analisis numerik dengan metode Reese & O'neil, Brom dan Poulos & Davis dan analisis elemen hingga dengan menggunakan software PLAXIS 2D V8.6. Hasil analisis yang dilakukan, menunjukkan jika jarak antar tiang (s) semakin besar maka semakin besar kapasitas dukung kelompok tiang bor. Besarnya kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan metode Reese & O'neil pada variasi jarak tiang (s) berturut-turut sebesar 7888,922 kN, 8787,164 kN, dan 9102,53 kN. Dari hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan metode Brom pada variasi jarak tiang (s) berturut-turut sebesar 13930,197 kN, 15516,30 kN, dan 16073,375 kN. Dari hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan metode Poulos & Davis pada variasi jarak tiang (s) berturut-turut sebesar 11384,94 kN, 12681,250 kN, dan 13136,37 kN. Kemudian berdasarkan hasil analisis metode elemen hingga dengan menggunakan software PLAXIS 2D V8.6 didapatkan kapasitas dukung kelompok tiang bor pada variasi jarak tiang (s) berturut-turut sebesar 10916,49 kN, 13085,184 kN, dan 14399,54 kN.

Tamimi (2020) menjelaskan perencanaan ualng struktur bawah gedung dengan fondasi *bored pile* dengan variasi dimensi sehingga dapat menghasilkan pemilihan fondasi yang efektif, aman, dan ekonomis. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui nilai kapasitas dukung fondasi tiang *bored pile* dan mengetahui kapasitas dukung fondasi dengan dimensi lainnya. Dimensi yang digunakan dalam penelitian ini yaitu 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m dengan metode Reese and Wright dan Skempton. Hasil analisis kapasitas dukung tiang bor metode Reese and Wright dimensi 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing-masing sebesar 1211,81 kN, 1489,37 kN, dan 1482,45 kN. Metode Skempton dimensi 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing-masing sebesar 1004,7 kN, 1229,87 kN, dan 1482,45 kN. Dari hasil kapasitas dukung blok didapatkan daya dukung lebih besar dari beban aksial yang akan diterima $P = 5736$ kN berdasarkan jumlah tiang yang dibutuhkan disetiap metode.

Zesma (2007) dalam penelitiannya menjelaskan tentang analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor pada jembatan kebon agung II. Tujuan dari penelitian ini adalah menentukan kapasitas dukung fondasi tiang bor dan besarnya penurunan berdasarkan beban yang bekerja dan data penyelidikan tanah. Bangunan bawah jembatan menggunakan fondasi tiang bor dengan ukuran diameter 0,8 m dengan kedalaman 12 m, metode yang digunakan menggunakan metode statis serta program SAP2000 untuk menghitung momen dan gaya aksial. Hasil analisis kapasitas dukung tiang tunggal berdasarkan metode Reese and Wright diperoleh kapasitas dukung ujung tiang sebesar 171,02 ton, kapasitas dukung selimut tiang sebesar 331,685 ton dan kapasitas dukung ultimate tiang adalah sebesar 487,625 ton. Penurunan yang terjadi pada fondasi tiang tunggal dengan metode semi empiris adalah sebesar 0,0702 m, dan berdasarkan metode empiris adalah 0,014 m. Kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 6534,188 ton. Penurunan fondasi kelompok tiang berdasarkan metode Vesic (Sg) didapat penurunan sebesar 0,222 m, sedangkan berdasarkan hasil uji N-spt didapat penurunan sebesar 0,002737 m.

Farid (2017) dalam penelitian menjelaskan tentang analisis daya dukung fondasi sumuran dan pengaruh dimensi *bored pile* terhadap efisiensi kelompok tiang. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui kapasitas dukung dan

penurunan fondasi tiang, kemudian mencari alternatif fondasi sesuai daya dukung yang telah diperhitungkan. Bangunan dibangun pada kondisi tanah pasir dengan bentang jembatan 40 m dan lebar 9 m, metode yang digunakan menggunakan metode statis, yaitu dengan data uji laboratorium menggunakan metode Meyerhoff dan Vesic sedangkan analisis dengan data SPT menggunakan metode Meyerhoff, metode O'neil & Reese dan metode Reese & Wright. Hasil analisis yang diperoleh dari analisis metode Meyerhoff (N-spt) sebesar 214,8849 ton, 366,9380 ton, dan 559,1975 ton. Untuk metode O'neil & Reese sebesar 135,7844 ton, 208,9895 ton, dan 148,5126 ton. metode Reese & Wright sebesar: 148,5126 ton, 216,413 ton, dan 293,4310, dan metode Vesic sebesar: 162,3866 ton, 276,8522 ton, dan 421,4652 ton. Alternative desain yang digunakan adalah komposisi kelompok dengan diameter 0,8 m sebanyak 6 tiang, penurunan yang terjadi pada tiang bor tunggal dengan diameter 0,8 m sebesar 1,208 cm dan untuk penurunan kelompoknya sebesar 3,19 cm, sehingga kurang dari penurunan maksimal yang diijinkan sebesar 7,5 cm. Komposisi ini mampu menahan beban aksial, gaya lateral maupun distribusi beban maksimal tiang.

2.3 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Muthmainnah (2021) menjelaskan analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi untuk mengetahui kekuatan fondasi tiang pancang yang dapat menahan beban struktur diatasnya. Tujuan dari penelitian ini adalah mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung DLC Fakultas Kedokteran Gigi UGM, kemudian membandingkan fondasi *existing* dan fondasi tiang *bored*. Bangunan gedung dibangun pada tanah berpasir dengan jenis fondasi tiang *bored* diameter 0,8 meter dan kedalaman 15 meter. Peneliti merencanakan dengan 4 alternatif dimensi, yaitu diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m dengan panjang 15 meter. Metode yang digunakan dalam penelitian tersebut yaitu metode statis yaitu berdasarkan data laboratorium dan data N-SPT. Hasil penelitian kapasitas dukung berdasarkan data laboratorium diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing – masing sebesar 607,48 Ton, 664,152 Ton, 641,576 Ton, dan 526,473 Ton dan berdasarkan

N-SPT dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing – masing sebesar 675,045 Ton, 602,192 Ton, 785,562 Ton, dan 992,036 Ton. dan hasil penurunan berdasarkan data laboratorium diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing - masing sebesar 0,056 m, 0,038 m, 0,032 m, dan 0,024 m dan berdasarkan N-SPT dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing – masing sebesar 0,043 m, 0,029 m, 0,026 m, dan 0,024 m menunjukkan bahwa penurunan fondasi semakin kecil dengan dimensi fondasi tiang yang semakin besar.

Kadariusman (2021) dalam penelitiannya menjelaskan tentang analisis kapasitas dukung metode Meyerhoff dan penurunan fondasi tiang pancang terhadap variasi dimensi untuk mengetahui kekuatan fondasi tiang pancang yang dapat menahan beban struktur di atasnya. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung Fakultas Vokasi (TILC) UGM, kemudian membandingkan dengan fondasi tiang bor pada kondisi *existing*. Bangunan gedung dibangun pada tanah berpasir dengan jenis fondasi tiang bor dengan kedalaman 12 meter dan diameter sebesar 0,8 meter. Analisis yang digunakan yaitu fondasi tiang pancang dengan panjang 12 meter dan menggunakan 3 variasi diameter sebesar 0,4 m, 0,6 m, dan 0,8 m. Metode yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung yaitu metode Meyerhoff dan untuk penurunan fondasi tiang tunggal menggunakan metode empiris, serta penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977). Hasil yang didapatkan diperoleh nilai dari diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi *existing* 0,8 m masing-masing nilainya sebesar 1420,002 Ton, 1548,200 Ton, 1529,865 Ton, dan 1844,523 Ton data tersebut memenuhi syarat yaitu lebih dari beban aksial (P) sebesar 1412,566 Ton dan nilai penurunan kelompok tiang untuk diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi *existing* 0,8 m masing-masing sebesar 0,178 m, 0,069 m, 0,047 m, dan 0,047 m. Maka yang paling aman untuk digunakan yaitu tiang dengan diameter 0,8 m dari data SPT dengan nilai kapasitas dukung 1529,865 Ton, penurunan fondasi sebesar 0,047 m yang merupakan nilai penurunan fondasi paling kecil

Saputro (2011) dalam penelitiannya menjelaskan tentang analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang yang digunakan apabila kondisi tanah keras di bawah bangunan yang mampu memikul beban terletak cukup dalam dibawah permukaan tanah. Secara umum fondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban dalam arah vertikal maupun arah horisontal. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang mini Franki MF-32 pada gedung Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo. Jenis tanah yang pada bangunan pabrik berupa lanau kelepungan terendam air dengan beban yang cukup besar, dimana nilai N-SPT sebesar 35 pada kedalaman 15 meter dari muka tanah. Pembangunan pabrik menggunakan 2 (dua) metode yaitu metode Meyerhoff (1976) dan metode Sosrodarsono (1988). Hasil yang didapatkan dengan metode Meyerhoff (1976) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 430,43$ ton sedangkan menggunakan metode Sosrodarsono (1988) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 145,54$ ton. Nilai analisis tiang pancang dengan menggunakan metode Meyerhoff (1976) lebih besar dari nilai perhitungan metode Sosrodarsono (1988), dan penurunan tiang pancang diperoleh nilai $S_g = 0,01396$ m

Ananto (2023) dalam penelitiannya menjelaskan tentang analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang pada gedung bertingkat dengan jenis tanah berpasir dan menggunakan jenis fondasi tiang bor dengan diameter 0,8 mter serta kedalaman 28 meter. Fondasi merupakan elemen struktur bagian bawah bangunan yang berfungsi untuk meneruskan beban bangunan ke tanah di bawahnya. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui pembebanan struktur Gedung Jogja Apartement dengan menggunakan program SAP2000, mengetahui kapasitas dukung tiang pancang dengan diameter 0,5 meter dan kedalaman 28 meter, dan mengetahui perbandingan kapasitas dukung fondasi bored pile diameter 80 cm dan kedalaman 28 m dengan fondasi tiang pancang diameter 50 cm dan kedalaman 28 m. Perhitungan beban struktur fondasi dilakukan dengan bantuan program SAP2000. Perhitungan kapasitas dukung fondasi dilakukan dengan menggunakan metode Meyerhoff berdasarkan data N-SPT. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini yaitu beban aksial pada kolom (P) sebesar - 1879,66 Ton, gaya geser (H) sebesar

4,6778 Ton, momen arah x (M_x) sebesar 5,6992 Tm, momen arah y (M_y) sebesar 10,3624 Tm, kapasitas dukung yang didapatkan dalam analisis kapasitas dukung tiang pancang sebesar $Q_g = 1967,772208$ Ton dengan 7 tiang dalam kelompok, kapasitas dukung bored pile yang didapatkan berdasarkan analisis sebesar $Q_g = 3260,7996$ Ton. Nilai kapasitas dukung fondasi menggunakan bored pile dapat menahan beban 65,71% lebih tinggi dibandingkan dengan fondasi tiang pancang.

Yuhendra (2007) dalam penelitiannya menjelaskan tentang analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang yang setiap fondasinya harus mampu mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang pada pembangunan gedung Islamic Centre Kabupaten Kampar (RIAU). Analisis dilakukan dengan metode statis dan dinamis untuk mengetahui kapasitas dukung tiang pancang dan penurunan yang terjadi. Kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dihitung berdasarkan data uji Laboratorium dan data SPT, sedangkan metode dinamis dihitung berdasarkan data lapangan yaitu berat palu, tinggi jatuh palu, penumman 10 pukulan terakhir dan efisiensi tiang. Dimensi tiang pancang yang digunakan adalah diameter 0,40 m, panjang 10 m dan jumlah tiang sebanyak 13 tiang pancang. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini dengan metode statis berdasarkan data uji laboratorium, didapat kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 445,862 ton, sedangkan berdasarkan data SPT didapat kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 1099,63 ton, dengan efisiensi kelompok tiang 0,687. Penurunan fondasi kelompok tiang yang terjadi adalah 0,1825 m.

2.4 Perbandingan dengan Penelitian yang Pernah Ada

Berdasarkan penelitian-penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, terdapat beberapa perbandingan dengan tugas akhir ini. Hal tersebut dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
Judul	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi	Analisis Kapasitas Dukung Metode Meyerhoff dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Terhadap Variasi Dimensi	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung Sari Roti PT.Nippon Indosari Coprindo Cikarang – Bekasi	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Bertingkat	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Pembangunan Gedung <i>Islamic Centre</i> Kabupaten Kampar (Riau)	Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter pada Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat
Metode	Metode Statis	Metode Meyerhoff, Metode Empiris,	Metode Meyerhoff (1976) dan Metode	Metode Meyerhoff	Metode Statis dan Metode Dinamis	Skempton, Tomlinson, dan

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
Metode		dan Metode Vesic (1977)	Sosrodarsono (1988)			Meyerhoff
Tujuan	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari fondasi tiang pancang kemudian membandingkannya dengan kondisi di <i>existing</i> yang berupa fondasi <i>bored pile</i>	Menghitung dan menganalisis kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan metode Meyerhoff	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang mini Franki MF-32 pada gedung Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo.	Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang pancang	Mengetahui kapasitas dukung dan penumnan fondasi tiang pancang dan penurunan yang terjadi	Mengetahui kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan variasi diameter, dan perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang bor (<i>existing</i>),

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
Hasil	Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan berdasarkan data laboratorium diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing - masing sebesar 607,48 Ton, 664,152 Ton,	Hasil dari analisis diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit pondai tiang tunggal (Qu) dan kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Qg) dari data Sondir dan SPT. Nilai kapasitas dukung fondasi	Hasil dari analisis diperoleh berdasarkan data SPT bahwa dengan metode Meyerhoff (1976) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 430,43$ ton sedangkan menggunakan	Hasil dari analisis diperoleh beban aksial pada kolom (P) sebesar - 1879,66 Ton, gaya geser (H) sebesar 4,6778 Ton, momen arah x (Mx) sebesar 5,6992 Tm, momen arah y (My) sebesar 10,3624 Tm,	Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan metode statis berdasarkan data uji laboratorium, didapat kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 445,862 ton,	Hasil analisis kapasitas dukung fondasi <i>existing</i> atau fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m pada kedalaman 39 m diperoleh pada metode Skempton sebesar 4429,09 kN dan metode

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
	641,576 Ton, dan 526,473 Ton. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan data N-SPT dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m diperoleh masing – masing sebesar 675,045	kelompok tiang (Qg) dari data Sondir diameter 0,4 m diperoleh sebesar 1431,86, sedangkan untuk hasil dari data SPT diperoleh nilai dari diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan kondisi existing 0,8 m	metode Sosrodarsono (1988) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai $Q_{pg} = 145,54$ ton. Nilai analisis tiang pancang dengan menggunakan metode Meyerhoff (1976)	kapasitas dukung yang didapatkan dalam analisis kapasitas dukung tiang pancang sebesar $Q_g = 1967,772208$ Ton dengan 7 tiang dalam kelompok, kapasitas dukung bored pile yang didapatkan	sedangkan berdasarkan data SPT didapat kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 1099,63 ton, dengan efisiensi kelompok tiang 0,687. Penurunan fondasi kelompok tiang	Tomlinson sebesar 4446,21 kN dan penurunan fondasi pada metode Skempton dan metode Tomlinson sebesar 25,00 cm. Dari analisis yang telah dilakukan terhadap variasi diameter tiang pancang digunakan

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
	Ton, 602,192 Ton, 785,562 Ton, dan 992,036 Ton. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan data hasil laboratorium didapatkan penurunan pada diameter 0,5 m	masing-masing nilainya sebesar 1420,002 Ton, 1548,200 Ton, 1529,865 Ton, dan 1844,523 Ton. Hasil kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Qg) dari kedua data tersebut	lebih besar dari nilai perhitungan metode Sosrodarsono (1988), dan penurunan tiang pancang diperoleh nilai $S_g = 0,01396$ m	berdasarkan analisis sebesar $Q_g = 3260,7996$ Ton. Nilai kapasitas dukung fondasi menggunakan bored pile dapat menahan beban 65,71% lebih tinggi dibandingkan dengan fondasi tiang pancang	yang terjadi adalah 0,1825 m	alternatif diameter ke 4 dengan metode perhitungan Tomlinson yaitu tiang pancang dengan diameter 1,0 m dengan jumlah 5 tiang dalam satu kelompok tiang. Variasi diameter 1,0 m

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadarusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
	sebesar 0,056 m, diameter 0,6 m sebesar 0,038 m, diameter 0,7 m sebesar 0,032 m dan diameter 0,8 m sebesar 0,024 m. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan	memenuhi syarat yaitu lebih dari beban aksial (P) sebesar 1412,566 Ton. Nilai penurunan kelompok tiang berdasarkan data Sondir untuk diameter 0,4 m, 0,6 m, 0,8 m, dan				merupakan variasi yang aman digunakan karena nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) sebesar 12554,91 kN sudah lebih besar dari beban aksial (P) sebesar 11436,13 kN.

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Penelitian	Muthmainnah (2021)	Penelitian	Muthmainnah (2021)	Penelitian
	data N-SPT didapatkan penurunan pada diameter 0,5 m sebesar 0,043 m, diameter 0,6 m sebesar 0,029 m, diameter 0,7 m sebesar 0,026 m dan diameter 0,8 m sebesar 0,024 m.	kondisi existing 0,8 m masing-masing penurunannya sebesar 0,243 m, 0,123 m, 0,051 m, dan 0,036 m. Sedangkan dari data SPT masing-masing sebesar 0,178 m, 0,069 m, 0,047 m, dan 0,047				Penurunan yang terjadi pada diameter 1,0 m sebesar 25,57 cm, sehingga hasil penurunan dilakukan perhitungan kembali dengan menambahkan

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
	alternatif tiang diameter 0,8 m dengan metode perhitungan dengan data N-SPT dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan alternatif ini didasarkan dengan nilai	m. Maka yang paling aman untuk digunakan yaitu tiang dengan diameter 0,8 m dari data SPT dengan nilai kapasitas dukung 1529,865 Ton, penurunan fondasi sebesar 0,047 m yang				panjang tiang menjadi 42 m dan jarak tiang menjadi $2,5D + 0,02L$ didapatkan hasil sebesar 13,89 cm, penurunan tersebut sudah lebih kecil dari penurunan yang diizinkan

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian yang Pernah Ada dengan Sekarang

Penelitian yang Pernah Ada						Penelitian yang Dilakukan
Penelitian	Muthmainnah (2021)	Kadariusman (2021)	Saputro (2011)	Ananto (2023)	Yuhendra (2007)	Rochmatullah (2022)
	kapasitas dukung terbesar dan nilai penurunan terkecil sehingga fondasi lebih aman digunakan	merupakan nilai penurunan fondasi paling kecil dan jumlah tiang 3 buah				yaitu sebesar 15,17 cm sehingga dari kemampuan kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi sudah memenuhi persyaratan dan fondasi aman untuk digunakan.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah adalah gejala alam permukaan daratan yang membentuk suatu mintakat (*zone*) yang disebut pedosfer. Tanah tersusun atas massa galir (*loose*) berupa pecahan dan lapukan batuan (*rock*) yang bercampur dengan bahan organik. Berlainan dengan mineral, tumbuhan, dan hewan, tanah bukan suatu ujud tedas (*distinct*). Setiap tubuh tanah menempati suatu bagian bentang lahan (*lanscape*) dan menjadi salah satu tampakan alamiah (*natural feature*) bentang lahan bersama dengan sungai, rawa, gunung, hutan, dan sebagainya. Keseluruhan tampakan tanah dalam suatu wilayah membentuk bentang tanah (*soilscape*) yang menjadi salah satu ciri bentang lahan di wilayah bersangkutan. Ada lima faktor pokok yang mempengaruhi pembentukan tanah dan menentukan rona bentang tanah, yaitu bahan induk, iklim, organisme hidup, timbunan, dan waktu (Notohadiprawiro, 1998).

Ditinjau dari segi asal-usulnya, tanah merupakan hasil alihrupa (*transformation*) dan alihtempat (*translocation*) zat-zat mineral dan organik. Kedua proses tersebut berlangsung di permukaan daratan di bawah pengaruh faktor-faktor lingkungan yang bekerja selama waktu sangat panjang, dan berbentuk tubuh dengan organisasi dan morfologi tertentu (Schroeder, 1984).

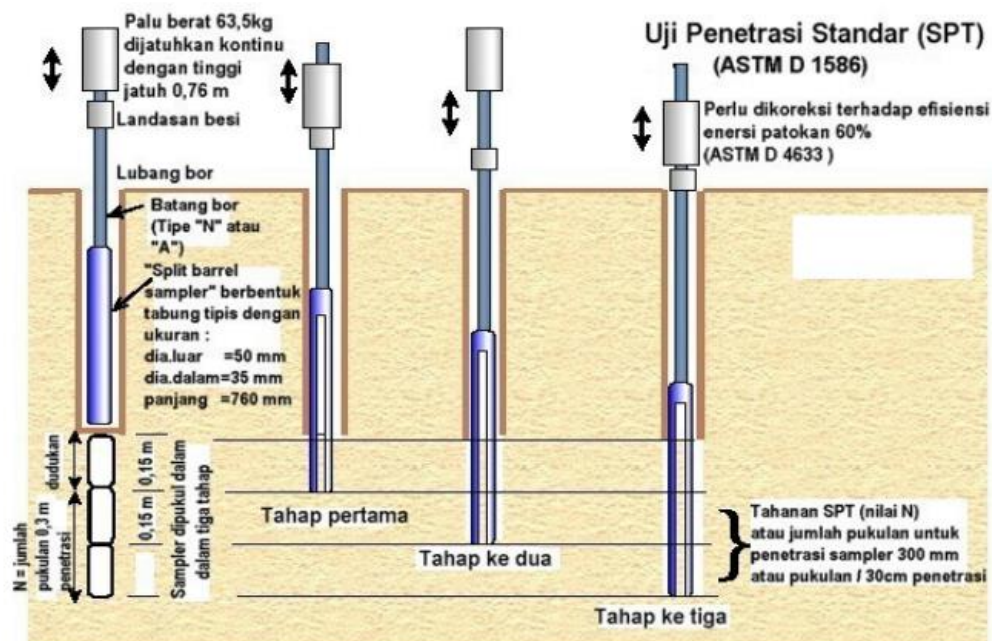
3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui kondisi tanah yang akan digunakan sebagai perencanaan fondasi. Kegiatan penyelidikan tanah bertujuan untuk mengetahui dan mendapatkan informasi mengenai karakteristik tanah, jenis tanah, dan daya dukung yang akan digunakan sebagai dasar dari perencanaan fondasi. Penyelidikan tanah biasanya terdiri dari 4 (empat) tahapan, yaitu pengeboran tanah, pengambilan sample tanah, pengujian sample tanah di

laboratorium, dan pengujian sample tanah di lapangan. Di Indonesia, pengujian sample tanah di laboratorium yang biasanya dilakukan adalah Uji Sifat Fisik Tanah dan Uji Sifat Keteknikan Tanah. Sedangkan pengujian sample tanah di lapangan yang biasanya dilakukan adalah Uji *Cone Penetration Test* (CPT) dan Uji *Standart Penetration Test* (SPT). Sebagaimana yang dilakukan dalam pengujian sample tanah pada proyek pembangunan Tower Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.

Uji *Standart Penetration Test* (SPT) bertujuan untuk mendapatkan jenis tanah dan kekuatan tanah dari beberapa lapisan tanah di bawah permukaan. Uji SPT dilakukan dengan cara menghitung jumlah pukulan palu pemukul yang diperlukan untuk mendasak tabung ke bawah permukaan tanah. Berat palu pemukul yang digunakan adalah 63,5 kg dengan ketinggian jatuh 75 cm. Perhitungan jumlah pukulan dilakukan 3 kali dalam setiap penetrasi 15 cm. Hasil penyelidikan uji SPT diperoleh dengan cara menjumlahkan jumlah pukulan yang didapatkan setiap 15 cm penetrasi dalam jumlah 3 kali disajikan berupa grafik hasil pengujiannya.

Gambar pengujian Uji *Standart Penetration Test* (SPT) dapat dilihat pada Gambar 3.1 dibawah ini.



Gambar 3. 1 Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)

(Sumber : SNI 4153:2008)

3.3 Pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui besarnya beban yang diteruskan terhadap struktur bawah atau fondasi. Besarnya beban tersebut dapat dihitung dengan program misalnya SAP2000.

3.3.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727 (2020), beban mati adalah berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktural lainnya serta peralatan layan yang terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

3.3.2 Beban Hidup

Menurut SNI 1727 (2020), menyatakan beban hidup adalah beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, atau beban mati.

3.3.3 Beban Gempa

Dalam menganalisis distribusi beban gempa pada struktur bangunan terhadap tahapan perhitungan yang harus dilakukan sebagai berikut.

1. Kategori risiko struktur bangunan dan faktor keutamaan gempa

Menurut SNI 1726 (2019) bagian 4.1.2 untuk berbagai kategori resiko bangunan gedung dan non gedung dan pengaruh gempa rencana terhadapnya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan (I) sesuai Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3. 1 Kategori Resiko Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:	I

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Resiko Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

<ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo 	III

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh</p>	<p>III</p>

Lanjutan Tabel 3. 1 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Resiko
instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber: SNI 1726 (2019)

Tabel 3. 2 Faktor Keutamaan Gempa (I)

Kategori Resiko	Faktor Keutamaan Gempa, I
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Sumber: SNI 1726 (2019)

2. Klasifikasi situs

SNI 1726 (2019) memberikan penjelasan mengenai prosedur untuk klasifikasi suatu tanah guna memberikan kriteria desain seismik berupa faktor-faktor amplifikasi pada bangunan. Klasifikasi situs berdasarkan dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SA (batuan keras)	> 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	<175	<15	<50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: <ol style="list-style-type: none"> 1. Indeks plasitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser nirakir $S_u < 25$ kPa 		

Sumber: SNI 1726 (2019)

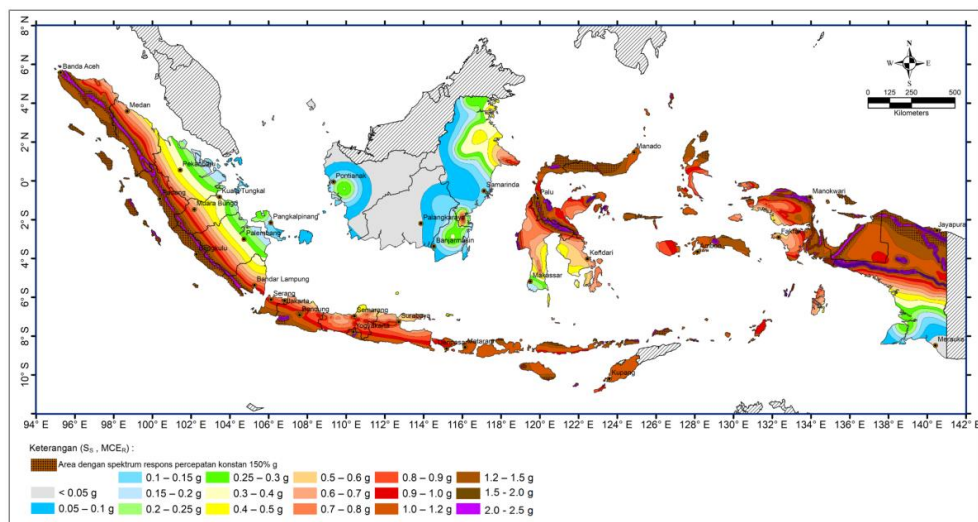
Lanjutan Tabel 3. 3 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	V_s (m/detik)	N atau N_{ch}	S_u (kPa)
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti 0)	<p>Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik sebagai berikut:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) 		

Sumber: SNI 1726 (2019)

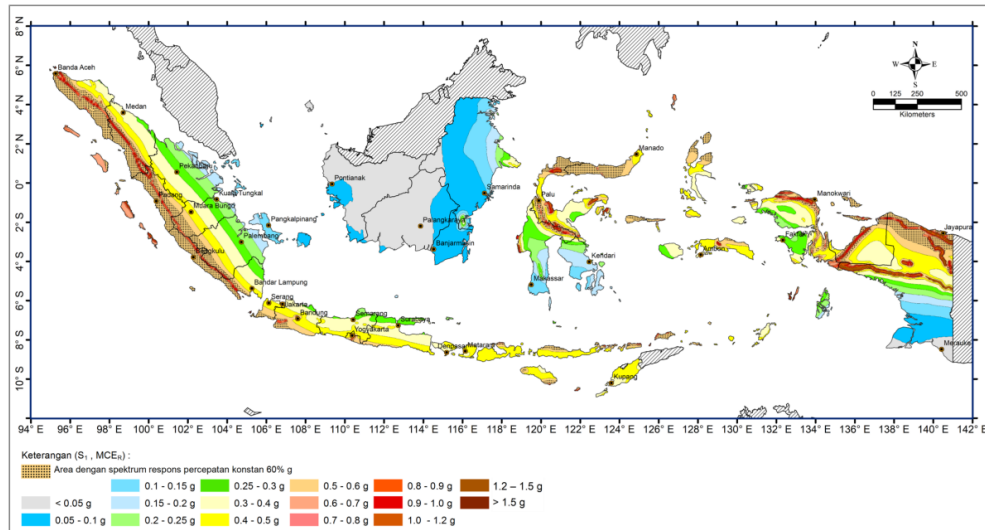
3. Nilai respon spektrum gempa

Nilai respon spektrum gempa dapat diketahui dengan mencari parameter percepatan terpetakkan. Parameter ini terdiri dari percepatan batuan dasar perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Berdasarkan Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3. 2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber: Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726:2019)



Gambar 3. 3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Periode Pendek (S1)

(Sumber: Badan Standarisasi Nasional SNI, 1726:2019)

Koefisien situs F_a dan F_v ditentukan oleh SNI 1726 (2019) yang dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3. 4 Koefisien Situs F_a

Kelas Siklus	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode Pendek $T = 0,2$ detik, S_s					
	$S_s \leq 0,25$	$S_s = 0,5$	$S_s = 0,75$	$S_s = 1,0$	$S_s = 1,25$	$S_s \geq 1,5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber: SNI 1726 (2019)

Tabel 3. 5 Koefisien Situs F_v

Kelas Siklus	Parameter Respon Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Resiko Tertarget (MCE_R) Terpetakan pada Periode 1 detik, S_1					
	$S_s \leq 0,1$	$S_s = 0,2$	$S_s = 0,3$	$S_s = 0,4$	$S_s = 0,5$	$S_s \geq 0,6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	$SS^{(a)}$					

Sumber: SNI 1726 (2019)

Untuk menentukan parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat menggunakan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.1)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.2)$$

dengan:

S_s = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek

S_1 = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 1,0 detik

4. Periode struktur bangunan (T)

Periode struktur bangunan merupakan penentuan untuk mengetahui besarnya beban gempa yang akan dimasukkan ke dalam perancangan struktur. Periode struktur bangunan dapat ditentukan sebagai berikut.

a. Periode fundamental pedekatan (T_a)

Menurut SNI 1726 (2019) Periode fundamental pedekatan (T_a) dapat ditentukan dari Persamaan 3.3 berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.3)$$

dengan:

h_x = ketinggian bangunan (m)

untuk nilai C_t dan x dapat ditentukan dengan Tabel 3.6 sebagai berikut.

Tabel 3. 6 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Tipe Struktur	C_t	x
Sistem rangka pemikul momen dimana rangka memikul 100 % gaya seismik yang disyaratkan dan tidak dilingkupi atau dihubungkan dengan komponen yang lebih kaku dan akan mencegah rangka dari defleksi jika dikenai gaya seismik:		
• Rangka baja pemikul momen	0,0724	0,8
• Rangka beton pemikul momen	0,0466	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,0731	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,0731	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726 (2019)

b. Periode *computed* (T_c)

Untuk perbandingan nilai periode fundamental struktur (T), periode *computed* dapat dianalisis menggunakan *software* seperti SAP2000 dengan syarat sebagai berikut.

- 1) Jika $T_c > C_u \times T_a$ digunakan $T = C_u \times T_a$
- 2) Jika $T_a < C_u \times T_a$ digunakan $T = T_c$
- 3) Jika $T_c < T_a$ digunakan $T = T_a$

Nilai C_u ditentukan dari besarnya parameter percepatan respons spektral desain untuk 1 detik (S_{D1}), dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3. 7 Koefisien Untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 1726 (2019)

5. Gaya geser dasar seismik

Menurut SNI 1726 (2019) tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung. Gaya geser dasar adalah gaya geser atau lateral total yang terjadi pada tingkat dasar bangunan dan dapat ditentukan dengan Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$V = C_S \times W_{\text{total bangunan}} \quad (3.4)$$

dengan:

C_S = koefisien respons seismik

W = berat seismik efektif bangunan (kN)

3.4 Fondasi Tiang Bor

Fondasi tiang bor merupakan salah satu jenis fondasi yang digunakan untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu, sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya (Hardiyatmo, 2010). Pemasangan fondasi tiang bor dilakukan dengan cara pengeboran tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton di dalamnya. Fondasi tiang bor ini dilakukan pada tanah yang stabil dan kaku, sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung banyak air maka pipa besi dibutuhkan dan dimasukkan pada lubang

pengeboran untuk menahan tanah dan pipa besi ini ditarik ke atas pada saat pengecoran lubang bor.

Menurut penggunaannya, fondasi tiang bor banyak memiliki keuntungan dan kerugian. Adapun keuntungan fondasi tiang bor adalah sebagai berikut.

1. Tidak ada resiko kenaikan muka tanah.
2. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
3. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
4. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang dalam, dengan diameter yang besar, dan dapat dilakukan pembesaran ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batuan lunak.
5. Penulangan tidak dipengaruhi oleh tegangan pada waktu pengangkutan dan pemancangan.

Sedangkan, kerugian fondasi tiang bor adalah sebagai berikut.

1. Pengeboran dapat mengakibatkan gangguan kepadatan, bila tanah berupa pasir atau tanah yang berkerikil.
2. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena mutu beton tidak dapat dikontrol dengan baik.
3. Air yang mengalir ke dalam lubang bor dapat mengakibatkan gangguan tanah, sehingga mengurangi kapasitas dukung tanah terhadap tiang.
4. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2002), yaitu.

1. Tiang gesek (*friction pile*)

Tiang gesek (*friction pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah disekitarnya.

2. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berbeda dalam zone tanah yang lunak yang berada diatas tanah keras. Tiang-tiang dipancang sampai mencapai batuan dasar atau lapisan keras lain yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan penurunan

berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang berada dibawah ujung tiang.

3.5 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis fondasi yang digunakan untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu, sehingga fondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya. Tiang pancang umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang-tiang dicetak di lokasi tertentu, kemudian diangkut ke lokasi pembangunan. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya berkisar diantara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. Beban maksimum untuk tiang ukuran kecil dapat berkisar di antara 300 sampai 800 kN (Hardiyatmo, 2010). Pemasangan fondasi tiang pancang dilakukan dengan cara memukul ujung atas tiang yang sudah dilapisi pelindung agar tiang beton tidak mudah pecah, kemudian tiang didirikan menggunakan alat bantu *crane* dan dilapisi pelindung siap dilakukan pemukulan menggunakan alat bantu *diesel hammer*.

Menurut penggunaannya, fondasi tiang pancang banyak memiliki keuntungan dan kerugian. Adapun keuntungan fondasi tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.
4. Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Sedangkan, kerugian fondasi tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Pengembangan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Tiang kadang-kadang rusak akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.

4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran, dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

3.6 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Perhitungan kapasitas dukung tiang bor terbagi menjadi 2 berdasarkan jumlah tiangnya, yaitu kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung tiang kelompok.

1. Metode *Skempton*

a. Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

Tahanan ujung tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.1 sebagai berikut.

$$Q_p = \mu \times A_p \times N_c^* \times C_u \quad (3.1)$$

dengan,

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

μ = faktor koreksi, $\mu=0,8$ untuk $d<1$ m, dan $\mu=0,75$ untuk $d>1$ m

A_p = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

N_c^* = faktor kapasitas dukung ($N_c^* = 9$), (Skempton, 1966)

C_u = nilai kohesi di bawah ujung tiang

b. Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

Tahanan selimut tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.2 dan persamaan 3.3 sebagai berikut.

$$Q_s = A_s \times t \times f_s \quad (3.2)$$

$$f_s = C_u \times \alpha \quad (3.3)$$

dengan,

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

- A_s = keliling tiang (m)
 t = panjang tiang (m)
 f_s = adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)
 C_u = nilai kohesi di bawah ujung tiang
 α = faktor adhesi gesek sisi tiang bor ($\alpha = 0,45$), (Skempton, 1966)

c. Tahanan Ultimit (Q_u)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.4)$$

dengan,

- Q_u = tahanan ultimit (kN)
 Q_p = tahanan ujung tiang (kN)
 Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

d. Tahanan Ijin (Q_{all})

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.5)$$

dengan,

- Q_a = kapasitas dukung ijin tiang (kN)
 Q_u = kapasitas ultimit (kN)
 SF = faktor aman

2. Metode *Tomlinson*

a. Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

Tahanan ujung tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times N_c^* \times C_u \quad (3.6)$$

dengan,

A_p = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

C_u = nilai kohesi di bawah ujung tiang

N_c^* = faktor kapasitas dukung

b. Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

Tahanan selimut tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.7 dan persamaan 3.8 sebagai berikut.

$$Q_s = A_s \times f \times L \quad (3.7)$$

$$f = \alpha \times C_u \quad (3.8)$$

dengan,

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

A_s = keliling penampang tiang (m)

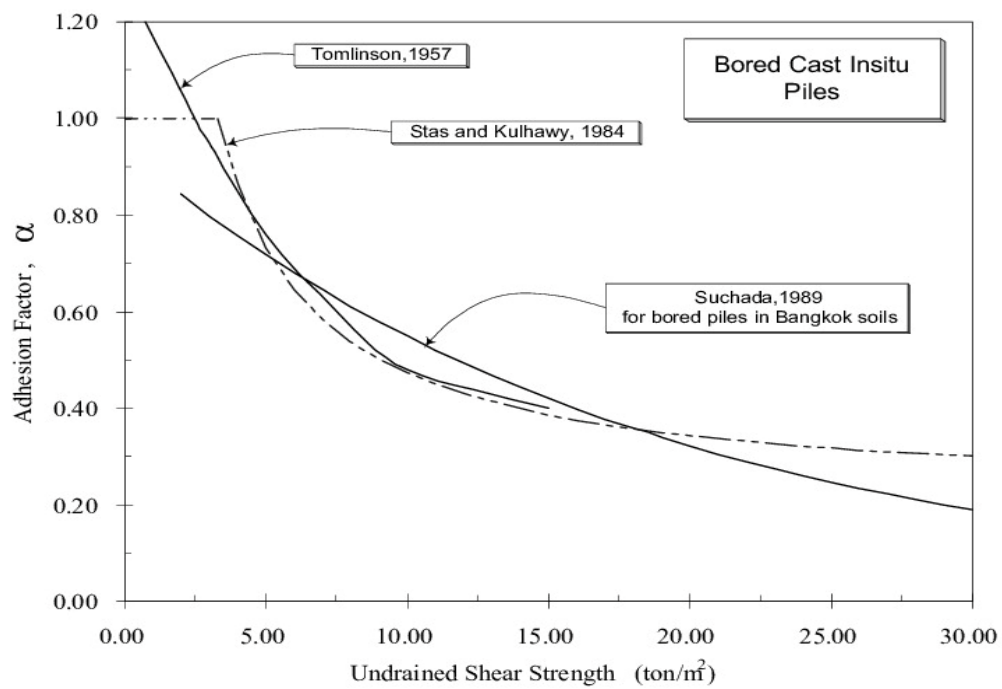
L = panjang lapisan tanah/kedalaman (m)

C_u = nilai kohesi di bawah ujung tiang

α = faktor adhesi gesek sisi tiang bor

f = gesekan selimut tiang (kN/m^2)

Nilai α dan C_u dapat dilihat pada Gambar 3.4



Gambar 3. 4 Faktor Adhesi Metode Tomlinson
(Sumber: Tomlinson, 1994 dalam Hardiyatmo, 2010)

c. Tahanan Ultimit (Q_u)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.9 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.9)$$

dengan,

Q_u = tahanan ultimit (kN)

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

d. Tahanan Ijin (Q_{all})

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.10 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.10)$$

dengan,

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

Q_u = kapasitas ultimit (kN)

SF = faktor aman

3.7 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Kapasitas tiang adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban. Perhitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Perhitungan kapasitas tiang secara statis dilakukan menggunakan teori Mekanika Tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah. Sedangkan perhitungan dengan cara dinamis dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data hasil hitungan kapasitas tiang yang didasarkan pada teori Mekanika Tanah. Akan tetapi, terkadang masih perlu dicek kembali dengan cara mengadakan pengujian tiang untuk meyakinkan hasilnya (Hardiyatmo, 2010).

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang terbagi menjadi 2 berdasarkan jumlah tiangnya, yaitu kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung tiang kelompok.

1. Metode *Meyerhoff*

Kapasitas dukung tiang pancang menurut Metode *Meyerhoff* adalah kapasitas dukung pada ujung tiang ditambah dengan kapasitas dukung gesek tiang, yaitu:

a. Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

Tahanan ujung tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.11 sebagai berikut.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \times L/D \leq A_p \times 400 \times N_b \quad (3.11)$$

dengan,

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

N_b = nilai N-SPT rata-rata dari 8D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang

L = kedalaman tiang (m)

D = diameter tiang (m)

Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

Tahanan selimut tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.12 sebagai berikut.

$$Q_s = 2 \times A_s \times L \times N\text{-SPT} \quad (3.12)$$

dengan,

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

L = kedalaman tiang perlapisan (m)

$N\text{-SPT}$ = nilai N-SPT rata-rata di lapangan (kN/m^2)

b. Tahanan Ultimit (Q_u)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.13)$$

dengan,

Q_u = tahanan ultimit (kN)

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

c. Tahanan Ijin (Q_{all})

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.14 dan persamaan 3.15 sebagai berikut.

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \quad (3.14)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} - W_p \quad (3.15)$$

dengan,

W_p = berat tiang efektif (kN)

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

Q_u = kapasitas ultimit (kN)

SF = faktor aman, dengan $SF=2,5$

3. Metode *Tomlinson*

Kapasitas dukung tiang pancang menurut Metode *Tomlinson* adalah kapasitas dukung pada ujung tiang ditambah dengan kapasitas dukung pada selimut tiang, yaitu:

a. Tahanan Ujung Tiang (Q_p)

Tahanan ujung tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.16 sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \times N_c^* \times C_u \quad (3.16)$$

dengan,

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

N_c^* = faktor kapasitas dukung

C_u = nilai kohesi di bawah ujung tiang (kN/m^2)

b. Tahanan Selimut Tiang (Q_s)

Tahanan selimut tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.17 dan persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$Q_s = A_s \times f \times L \quad (3.17)$$

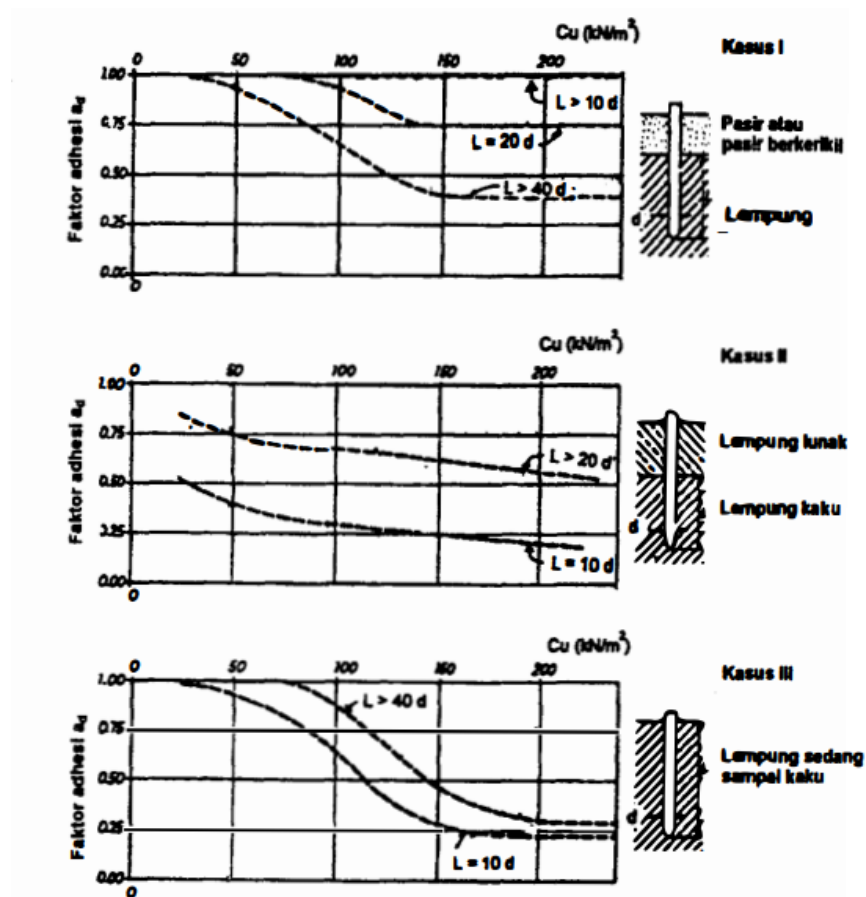
$$f = \alpha \times c_u \quad (3.18)$$

dengan,

Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

- A_s = luas penampang selimut tiang (m^2)
 c_u = nilai kohesi di setiap lapisan tanah (kN/m^2)
 α = faktor adhesi
 f = gesekan selimut tiang (kN/m^2)

Nilai α dan C_u dapat dilihat pada Gambar 3.5 sebagai berikut.



Gambar 3. 5 Hubungan Faktor Adhesi dan Kohesi
 (Sumber: Tomlinson, 1977)

c. Tahanan Ultimit (Q_u)

Tahanan ultimit dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.19 sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.19)$$

dengan,

- Q_u = tahanan ultimit (kN)
 Q_p = tahanan ujung tiang (kN)
 Q_s = tahanan selimut tiang (kN)

d. Tahanan Ijin (Q_{all})

Tahanan ijin dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.20 sebagai berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.20)$$

dengan,

- Q_a = kapasitas dukung ijin tiang (kN)
 Q_u = kapasitas ultimit (kN)
 SF = faktor aman, dengan $SF = 2,5$

3.8 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Beberapa hal yang perlu diperhatikan dalam melakukan perhitungan analisis kapasitas dukung tiang kelompok.

1. Jarak Tiang (S)

Jarak antara tiang pancang kelompok sangat berpengaruh dalam perhitungan kapasitas dukung, biasanya jarak tiang harus memenuhi peraturan bangunan. Fellenius (2006) menyebutkan bahwa jarak minimum tiang yang merupakan fungsi dari panjang tiang disyaratkan dengan persamaan 3.21 sebagai berikut.

$$S = 2,5 \times D + 0,02 \times L \quad (3.21)$$

dengan,

- S = jarak tiang (m)
 L = panjang tiang (m)
 D = diameter tiang (m)

2. Jumlah Tiang (n)

Jumlah tiang dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.22 sebagai berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.22)$$

dengan,

n = jumlah tiang

P = beban yang bekerja (kN)

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tunggal (kN)

3. Efisiensi Tiang (Eg)

Efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula* dapat dihitung berdasarkan persamaan 3.23 dan persamaan 3.24 sebagai berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90mn'} \quad (3.23)$$

$$\theta = \arctan \frac{d}{s} \quad (3.24)$$

dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

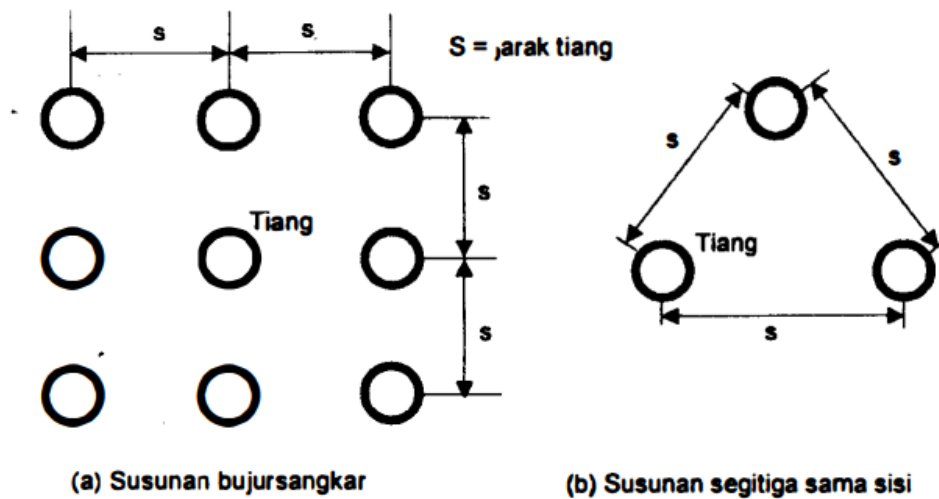
m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

D = diameter tiang (m)

s = jarak pusat ke pusat tiang (m)

Jarak pusat ke pusat tiang dapat dilihat pada Gambar 3.6.



Gambar 3. 6 Definisi Jarak s Dalam Hitungan Efisiensi Tiang

(Sumber:Hardiyatmo, 2010)

4. Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g)

Kapasitas dukung kelompok tiang dengan memperhatikan factor efisiensi tiang dan kapasitas dukung kelompok tiang dengan menggunakan kesatuan blok dinyatakan dengan persamaan 3.25 dan persamaan 3.26 sebagai berikut.

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g \quad (3.25)$$

dengan,

Q_g = kapasitas dukung kelompok tiang

n = jumlah tiang dalam kelompok

Q_{all} = kapasitas dukung yang diizinkan

E_g = efisiensi kelompok tiang

$$Q_g = 2 \times D \times (B_g + L_g) \times c + 1,3 \times c_b \times N_c^* \times B_g \times L_g \quad (3.26)$$

dengan,

Q_g = kapasitas dukung kelompok tiang, nilainya harus tidak melampui nQ_u (dengan n = jumlah tiang kelompoknya) (kN)

c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m²)

c_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)

B_g = lebar kelompok tiang (m)

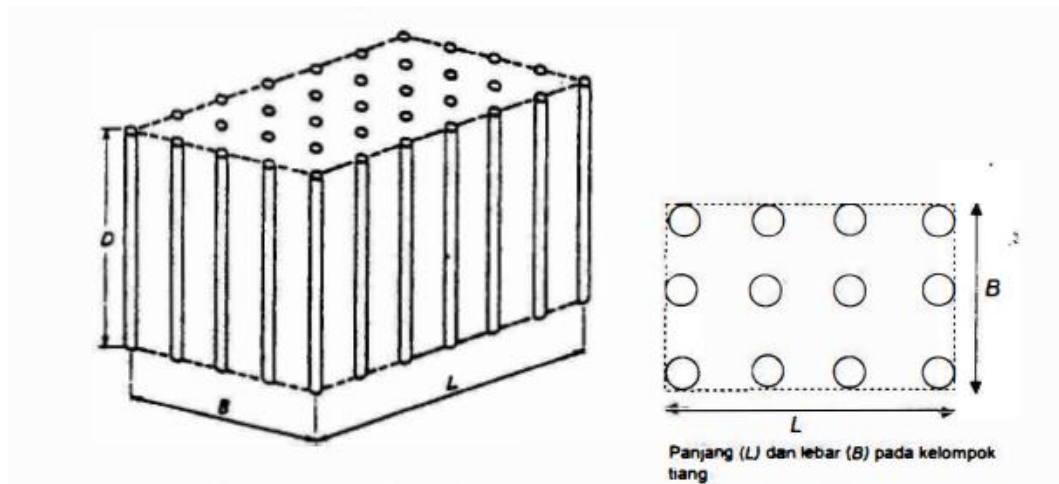
L_g = Panjang kelompok tiang (m)

D = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)

N_c^* = faktor kapasitas dukung

Dengan persyaratan sebagai berikut:

1. Jika kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih kecil daripada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang (nQ_u), maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g).
2. Sebaliknya, bila dari hitungan kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlahnya (nQ_u).

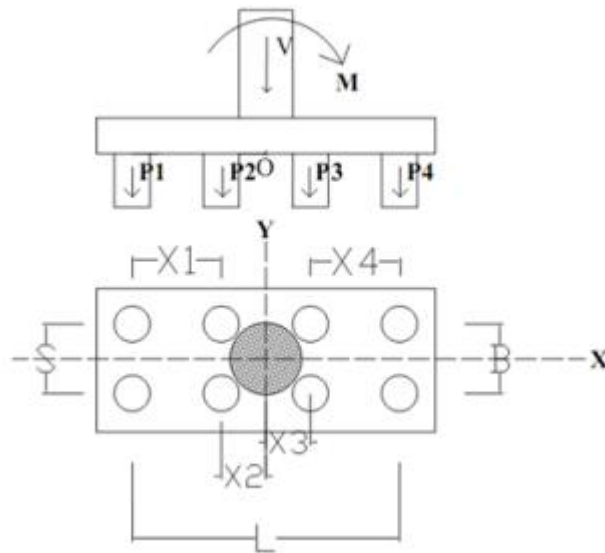


Gambar 3. 7 Kelompok Tiang dalam yang Bekerja Sebagai Blok

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

5. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Reaksi tiang terhadap gaya dapat dilihat pada Gambar 3... sebagai berikut.



Gambar 3. 8 Gaya Vertikal dan Momen Kelompok Tiang pada Arah Sumbunya

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Setelah jumlah dan desain tiang ditentukan, selanjutnya kelompok tiang dikontrol terhadap gaya dan momen yang akan terjadi sesuai dengan persamaan 3.27 dan persamaan 3.28 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \times y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \times x_i}{\sum x^2} \quad (3.27)$$

$$P_{min} = \frac{\sum P}{n} - \frac{M_x \times y_i}{\sum y^2} - \frac{M_y \times x_i}{\sum x^2} \quad (3.28)$$

dengan:

P_{maks} = beban maksimum yang akan diterima fondasi tiang (kN)

P_{min} = beban minimum yang akan diterima fondasi tiang (kN)

$\sum P$ = jumlah beban aksial (kN)

n = jumlah tiang

M_x = momen arah x (kNm)

M_y = momen arah y (kNm)

x, y = jarak pusat tiang terhadap sumbu x dan y (m)

$\sum x^2, \sum y^2$ = jumlah kuadrat x, y (m^2)

3.9 Penurunan Fondasi Tiang

3.9.1 Penurunan fondasi tiang tunggal

Poulos dan Davis (1980) dalam Hardiyatmo (2010) menyatakan bahwa penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogen dengan modulus elastis dan rasio Poisson yang konstan dapat dihitung sebagai berikut.

1. Untuk tiang apung (*floating pile*)

Pada tiang apung, penurunan tiang tunggal dapat dihitung dengan persamaan 3.29 dan persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$S = \frac{Q \times I}{E_s \times D} \quad (3.29)$$

$$I = I_0 \times R_k \times R_h \times R_\mu \quad (3.30)$$

2. Untuk tiang dukung ujung

Pada tiang dukung ujung, penurunan tiang tunggal dapat dihitung dengan persamaan 3.31 dan persamaan 3.32 sebagai berikut.

$$S = \frac{Q \times I}{E_s \times D} \quad (3.31)$$

$$I = I_0 \times R_k \times R_b \times R_\mu \quad (3.32)$$

dengan:

S = besar penurunan yang terjadi (cm)

Q = besar beban yang bekerja (kN)

D = diameter tiang (m)

E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m²)

I_0 = faktor pengaruh untuk penurunan tiang yang tidak mudah mampat (incompressible) dalam massa semi tak terhingga (Gambar 3.7)

R_k = faktor koreksi kemudahmampatan (kompresibilitas) tiang untuk $u = 0,5$ (Gambar 3.8)

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.9)

R_μ = faktor koreksi angka poisson μ (Gambar 3.10) 35

R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.11)

K adalah suatu ukuran kompresibilitas relatif dari tiang dan tanah yang dapat dihitung dengan Persamaan 3.33 berikut.

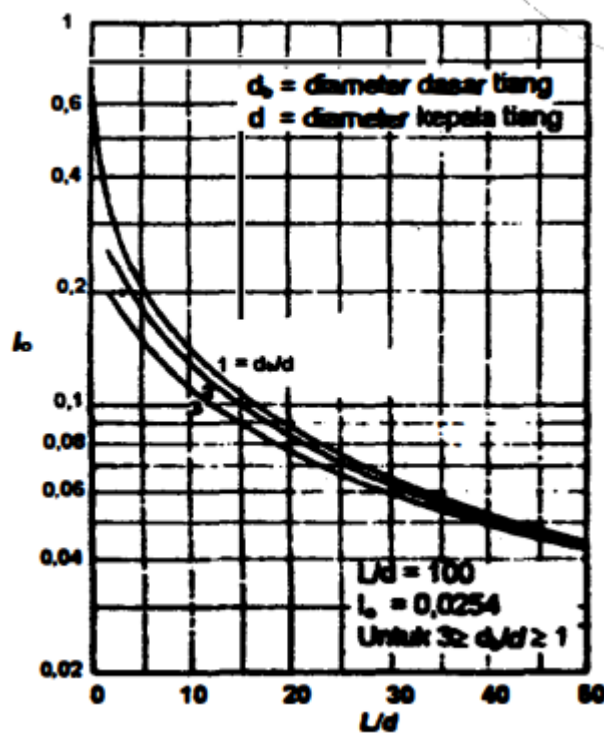
$$K = \frac{E_p}{E_s} \quad (3.33)$$

dengan:

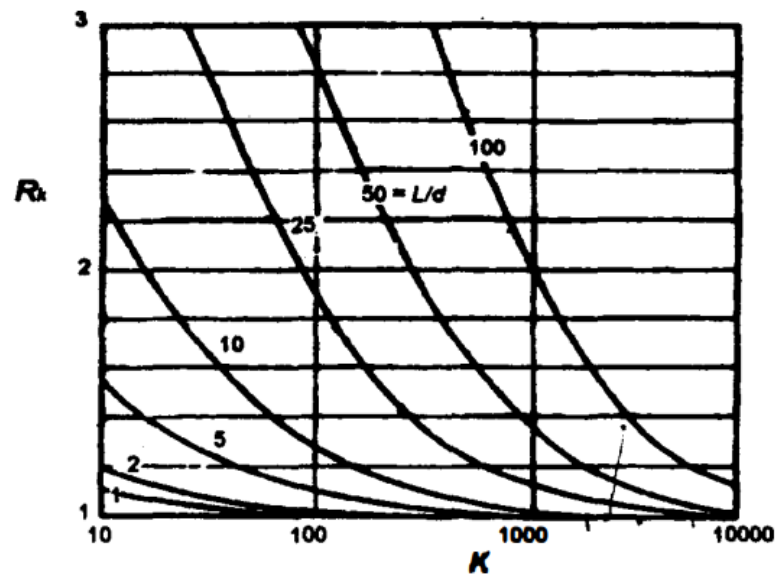
K = faktor kekakuan tiang

E_p = modulus elastisitas bahan tiang (kN/m²)

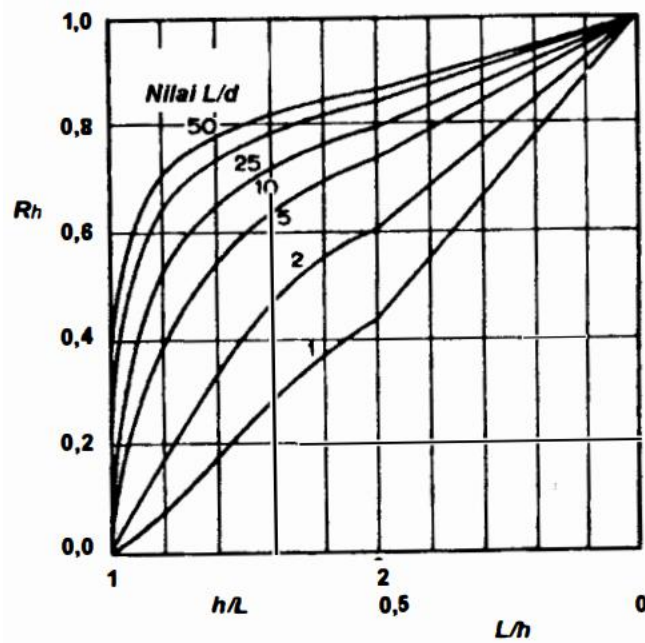
Nilai I_0 , R_k , R_h , R_μ , dan R_b dapat diperoleh dengan menggunakan grafik yang dapat dilihat pada Gambar 3.9, Gambar 3.10, Gambar 3.11, Gambar 3.12, dan Gambar 3.13 berikut.



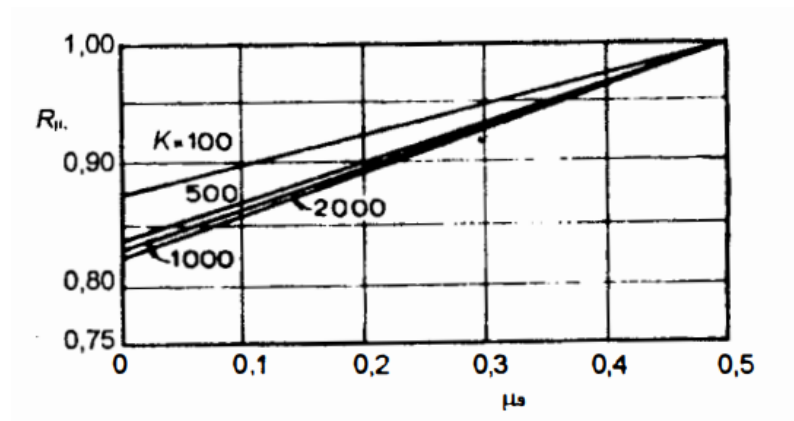
Gambar 3. 9 Faktor Penurunan, I_0 (Poulos dan Davis, 1980)
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



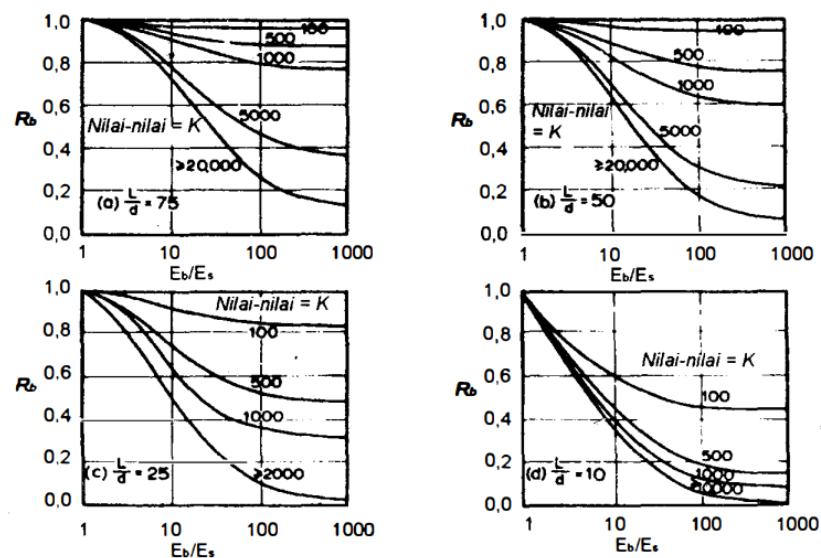
Gambar 3. 10 Koreksi Kompresi, R_k (Poulus dan Davis, 1980)
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3. 11 Koreksi Kedalaman, R_h (Poulus dan Davis, 1980)
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3. 12 Koreksi Angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980)
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3. 13 Koreksi Kekakuan Lapisan Pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980)
(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

Modulus elastisitas lapisan tanah dapat ditentukan dengan menggunakan perkiraan dari Bowles (1997) yang dapat dilihat pada Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3. 8 Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

Macam Tanah	E (kN/m²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 - 3.000
Lunak	2.000 - 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000
Berpasir	30.000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5.000 – 20.000
Tidak Padat	10.000 – 25.000
Padat	50.000 – 100.000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80.000 – 200.000
Tidak Padat	50.000 – 140.000
Lanau	2.000 – 20.000
Loess	15.000 – 60.000
Serpih	140.000 – 1.400.000

Sumber: Bowles (1997)

Rasio Poisson (μ) dapat ditentukan menggunakan Tabel 3.9 sebagai berikut.

Tabel 3. 9 Perkiraan Rasio Poisson (μ)

Macam Tanah	μ
Lempung Jenuh	0,4 – 0,5
Lempung Tak Jenuh	0,1 – 0,3
Lempung Berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar	0,15

Lanjutan Tabel 3. 10 Perkiraan Rasio Poisson (μ)

Pasir Halus	0,25
Batu	0,1 – 0,4
<i>Loess</i>	0,1 – 0,3

Sumber: Bowles (1997)

3.9.2 Penurunan fondasi tiang kelompok

Penurunan fondasi tiang pada tanah kohesif terdiri atas dua komponen yaitu sebagai berikut.

1. Penurunan segera

Penurunan segera dapat diperoleh dengan menggunakan metode Vesic (1977), dapat dihitung menggunakan persamaan 3.34 sebagai berikut.

$$S_i = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.34)$$

dengan:

S_i = penurunan elastis kelompok tiang (m)

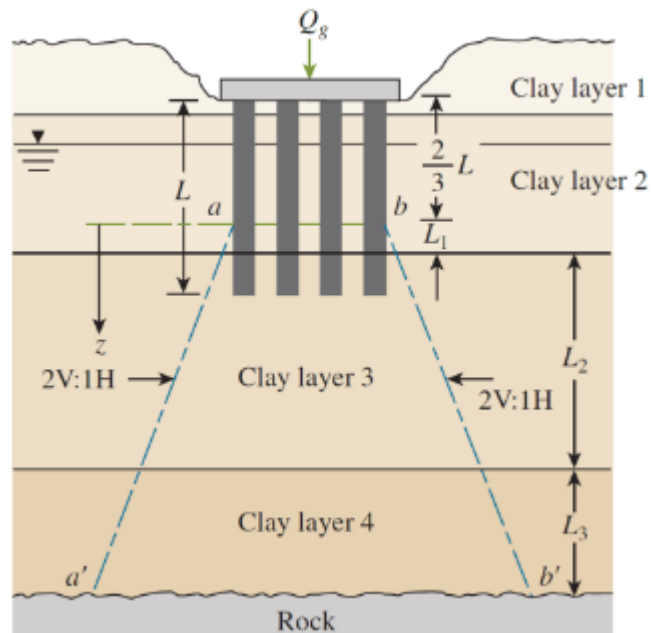
B_g = lebar blok fondasi kelompok (m)

S = penurunan elastis tiang tunggal (m)

D = diametr tiang (m)

2. Penurunan jangka panjang (Konsolidasi)

Penurunan jangka panjang (Konsolidasi) terjadi secara berangsur-angsur dapat dilihat pada Gambar 3.14 berikut.



Gambar 3. 14 Penurunan Tiang dengan Metode Penyebaran 2:1
(sumber: Hardiyatmo, 2010)

Hardiyatmo (2010) menyebutkan bahwa penurunan fondasi kelompok tiang pada tanah lempung dapat ditentukan menggunakan prosedur sebagai berikut.

- Beban kerja dialihkan ke tanah mulai dari kedalaman $2L/3$ dari atas tiang.
- Beban kerja disebarakan ke bawah fondasi tiang dengan perkiraan pola penyebaran vertikal : horizontal adalah 2 : 1.
- Menentukan peningkatan tegangan efektif pada tengah-tengah lapisan tanah melalui persamaan 3.35 berikut.

$$\Delta P = \frac{P}{(Bg+Z_i) \times (Lg+Z_i)} \quad (3.35)$$

dengan:

ΔP = peningkatan tegangan di tengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)

P = beban aksial (kN)

B_g = lebar blok fondasi kelompok (m)

L_g = panjang blok fondasi kelompok (m)

z_i = jarak permukaan lapisan sampai tengah lapisan (m)

d. Tanah dibagi atas lapis-lapis dengan masing-masing lapis ditentukan parameter kompresibilitasnya, tegangan efektif awal (P_o'), dan besarnya beban luar (ΔP). Kemudian penurunan tiap lapis di jumlahkan.

Perhitungan penurunan pada masing-masing lapis dapat dihitung menggunakan persamaan 3.36, persamaan 3.37, dan persamaan 3.38 sebagai berikut.

$$S_c = \sum \frac{C_c \times \Delta H}{1+e_0} \times \log \frac{p_o' + \Delta P}{p_o'} \text{ jika } P_o' = P_c' \quad (3.36)$$

$$S_c = \sum \frac{C_r \times \Delta H}{1+e_0} \times \log \frac{p_o' + \Delta P}{p_o'} \text{ jika } P_o' + \Delta P < P_c' \quad (3.37)$$

$$S_c = \sum \frac{\Delta H}{1+e_0} \left(C_c \times \log \frac{p_o' + \Delta P}{p_o'} + C_r \times \log \frac{p_o'}{p_c'} \right) \text{ jika } P_o' + \Delta P > P_c' \quad (3.38)$$

dengan:

S_c = penurunan kelompok tiang (m)

C_c = indeks kompresi

C_r = indeks rekompresi

ΔH = tebal lapisan tanah (m)

ΔP = peningkatan tegangan di tengah lapisan tanah (kN/m^2)

e_o = angka pori

P_o' = tegangan efektif tanah (kN/m^2)

P_c' = tegangan prakonsolidasi (kN/m^2)

3.9.3 Penurunan yang Diizinkan

SNI 8640 (2017) menyatakan besar penurunan yang diizinkan dapat dihitung menggunakan persamaan 3.39 berikut.

$$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600} \quad (3.39)$$

dengan:

S_{izin} = penurunan yang diizinkan (cm)

D = diameter tiang (cm)

3.10 SAP2000

Structural Analysis Programs (SAP) adalah salah satu *software* komputer yang digunakan oleh mahasiswa teknik dalam menganalisis gaya-gaya yang bekerja dalam suatu struktur. *Software* SAP2000 dapat membantu menganalisis dan merancang struktur yang memiliki kesulitan tinggi menggunakan konsep metode elemen, bahkan hingga yang didukung dengan analisis statis, dinamis, linier, dan nonlinier.

Tipe struktur yang dapat dikerjakan oleh *software* SAP2000 yaitu rangka beton bertulang, rangka baja, rangka kayu, dan rangka jembatan. Tipe struktur dalam SAP2000 dapat di tampilkan dalam bentuk 2D dan 3D. *Output* yang dihasilkan dari *software* ini yaitu BMD, SFD, NFD, dan lendutan.

Langkah-langkah pengoperasian *software* SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Buka *software* SAP2000 di laptop.
2. Klik file untuk memilih *new model* (Ctrl+N).
3. Mengatur satuan dan memilih *template*.
4. Mengatur dimensi seperti *number of divisions*, *division length*, dan *height*.
5. Kemudian muncul tampilan awal SAP2000 dengan pengaturan dimensi sebelumnya.
6. Kemudian pada *tab define-define materials-add new material-material type and material name-ok*.
7. Kemudian pada *tab define-section properties-frame properties-add new property-select property type-add to type section-buat bentuk type sesuai yang diinginkan-ok*.
8. Kemudian pada *tab define-load patterns-add new load patterns-ok*.
9. Kemudian pada *tab define-load combinations-add new combo-ok*.
10. Kemudian tampilan awal dihapus (jika tidak sesuai).
11. Setelah itu memodelkan ulang menggunakan *properties of object* yang diinginkan.
12. Kemudian pada *tab assign-joint-restraints-pilih tumpuan yang digunakan-ok*.
13. Kemudian pada *tab assign-frame-releases/partial fixity-pilih sesuai data yang dicari-ok*.

14. Pilih titik yang akan diinputkan *beban*- kemudian pada *tab assign-joint loads-forces-load pattern name-load force global Z* (beban ke arah bawah)-ok.
15. Kemudian pada *tab analyze-set analyze options*-pilih *plane frame*-ok.
16. Kemudian pada *tab analyze-run analyze-run now* (jika sudah sesuai)-save.
17. Setelah proses analisis selesai, maka akan diperoleh beberapa *output* hasil analisis, seperti berat bangunan, gaya geser, momen lentur, momen torsi, dan lendutan.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara memecahkan masalah ataupun cara mengembangkan ilmu pengetahuan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas lagi dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara-cara ilmiah untuk mendapatkan data yang *valid*, tercapainya tujuan, dikembangkan dan dibuktikan, sehingga dapat untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah.

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah segala usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan atau sedang diteliti. Informasi dapat diperoleh peneliti dari buku-buku ilmiah, laporan penelitian, karangan-karangan ilmiah, tesis, ensiklopedia, dan sumber-sumber lain yang tertulis baik tercetak maupun elektronik. Peneliti dapat memanfaatkan semua informasi tersebut yang relevan dengan penelitiannya.

4.3 Pengumpulan Data

Pengumpulan data adalah kegiatan peneliti meliputi observasi maupun wawancara guna memenuhi suatu data yang akan digunakan dalam penelitiannya. Pengumpulan data perlu diawasi dan dipantau agar data yang diperoleh dapat terjaga validitas dan reliabilitas. Pada penelitian ini, data yang digunakan diperoleh dari proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat. Adapun data yang dipakai dalam penelitian ini sebagai berikut.

1. Data penyelidikan tanah proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.

2. Data fondasi proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.
3. Gambar denah gedung proyek pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat.

4.4 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian adalah langkah-langkah yang digunakan oleh peneliti dalam melakukan penelitiannya. Dalam penelitian ini tahapan yang dilakukan meliputi 2 (dua) yaitu.

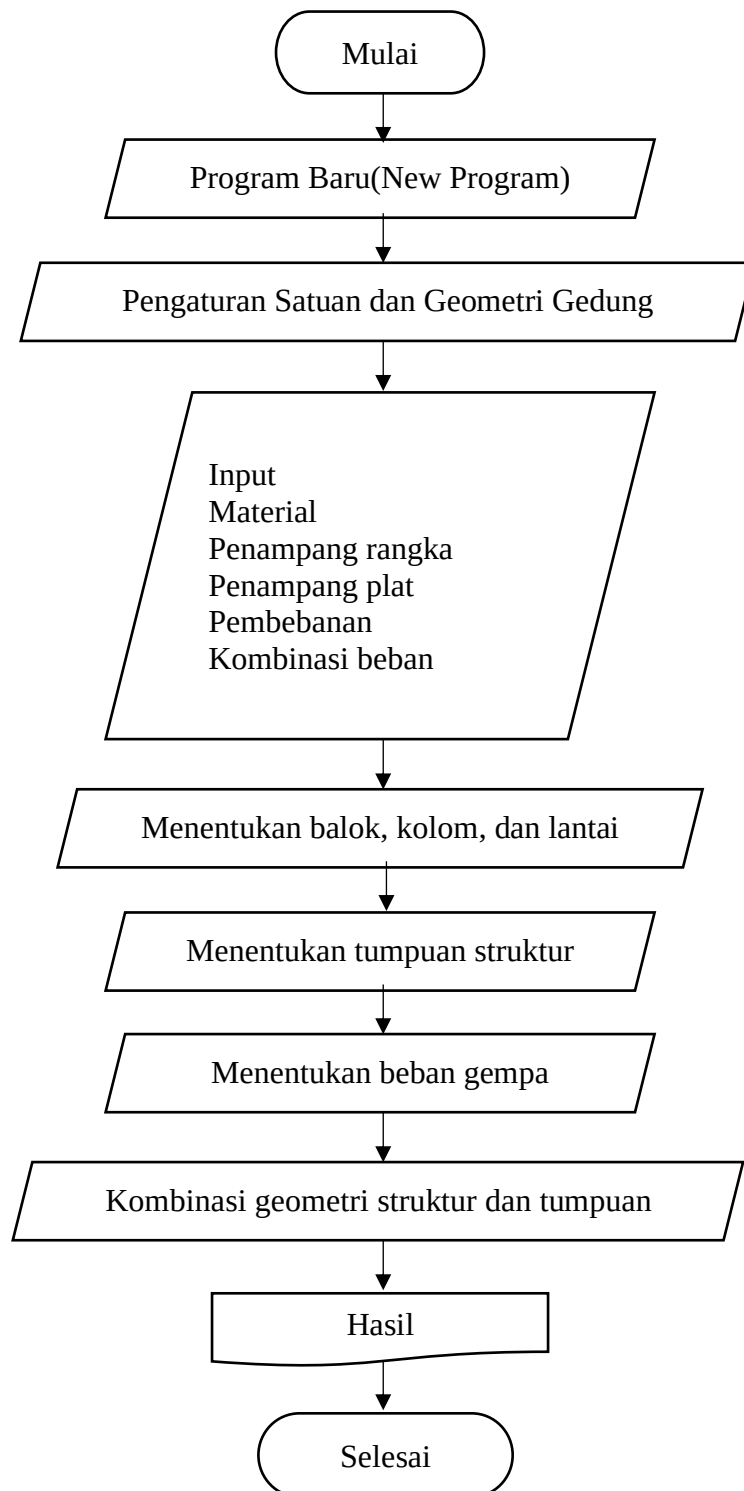
1. Pengumpulan data sekunder berupa data teknis bangunan dan data penyelidikan tanah.
2. Analisis pembebanan menggunakan *software* SAP2000.
3. Analisis fondasi tiang pancang.

Pada analisis fondasi tiang pancang menggunakan metode *Meyerhoff* dan metode *Tomlinson*. Adapun perhitungan yang dicari meliputi:

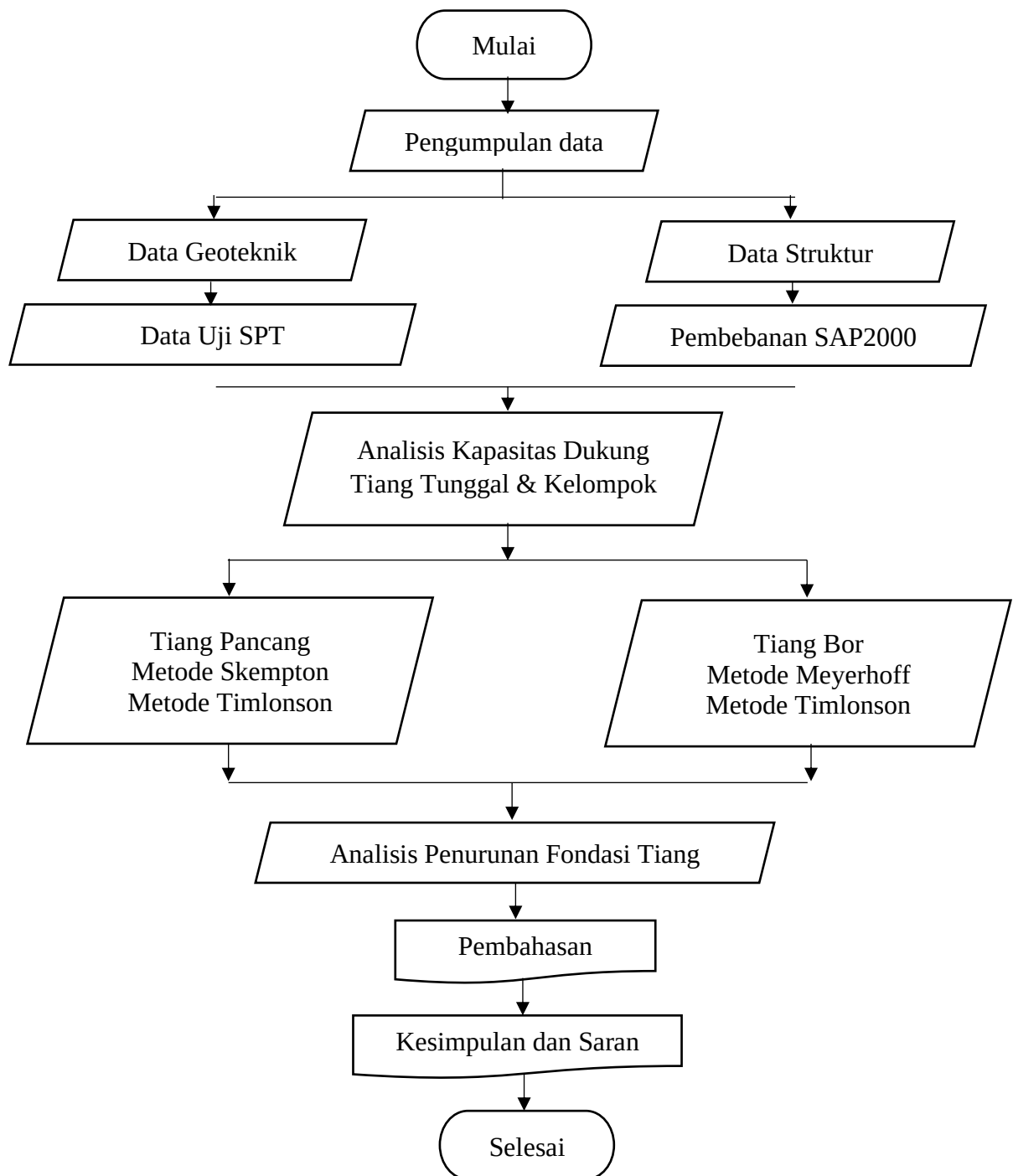
- a. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal dan tiang kelompok.
- b. Menghitung penurunan fondasi tiang.
- c. Membandingkan kapasitas dukung fondasi tiang bor dan tiang pancang.

4.5 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir adalah sebuah diagram yang digunakan untuk menyelesaikan masalah dengan langkah-langkah dalam melakukan penelitian. Pada penelitian ini terdapat 2 (dua) bagan alir yaitu bagan alir analisis pembebanan struktur menggunakan *software* SAP2000 dan bagan alir penelitian tugas akhir yang dipakai, dapat dilihat pada gambar 4.1 dan gambar 4.2.



Gambar 4. 1 Bagan Alir Analisis Pembebanan Struktur dengan Software SAP2000



Gambar 4. 2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir

BAB V

ANALISIS FONDASI TIANG PANCANG

5.1 Data Tower Pegadaian

Tower Pegadaian merupakan anak perusahaan Bank Rakyat Indonesia (BRI) yang bergerak pada tiga (3) bisnis, yakni pembiayaan, emas, dan aneka jasa. Tower pegadaian ini memiliki tiga (3) sekmen dan mempunyai fungsi yang berbeda, yaitu area MEP dengan fungsi sebagai tempat genset, gudang, dan tempat resapan (spitank) terdiri dari 2 lantai, Tower Pegadaian dengan fungsi area perkantoran terdiri dari 2 lantai basement dan 26 lantai perkantoran, dan Podium pegadaian dengan fungsi ballroom dan masjid terdiri dari 2 lantai basement dan 4 lantai. Tower pegadaian ini terletak di Jalan Kramat Raya No. 162 – Kelurahan Kenari, Kecamatan Senen, Jakarta Pusat. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 1.1 di atas.

5.1.1 Data Umum Proyek

Data proyek pembangunan Tower Pegadaian Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat adalah sebagai berikut.

1. Nama Proyek : Proyek Pekerjaan Rancang dan Bangun Tower Pegadaian (Perkantoran Pemerintah Beserta Fasilitasnya), Jakarta Pusat
2. Lokasi Proyek : Jalan Kramat Raya No. 162 – Kelurahan Kenari, Kecamatan Senen, Jakarta Pusat
3. Pemilik Proyek : PT. Pegadaian (Persero)
4. Kontraktor : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk
5. Perencana : PT. Gamma Beta Alpha Consultant
6. Pengawas : PT Wolferstan Tower Indonesia (WT Partnership)
7. Kons Bagian Atas : Struktur Beton bertulang
8. Kons Bagian Bawah : Fondasi tiang bor
9. Biaya Proyek : Rp. 654,000,000,000.00,- (Termasuk PPN)

10. Waktu Penyelesaian : 730 Hari Kalender (2 Tahun)
 11. Waktu Pemeliharaan : 365 Hari Kalender (1 Tahun)
 12. Sistem Pembayaran : Down Payment 20% & Termin Progres Bulanan

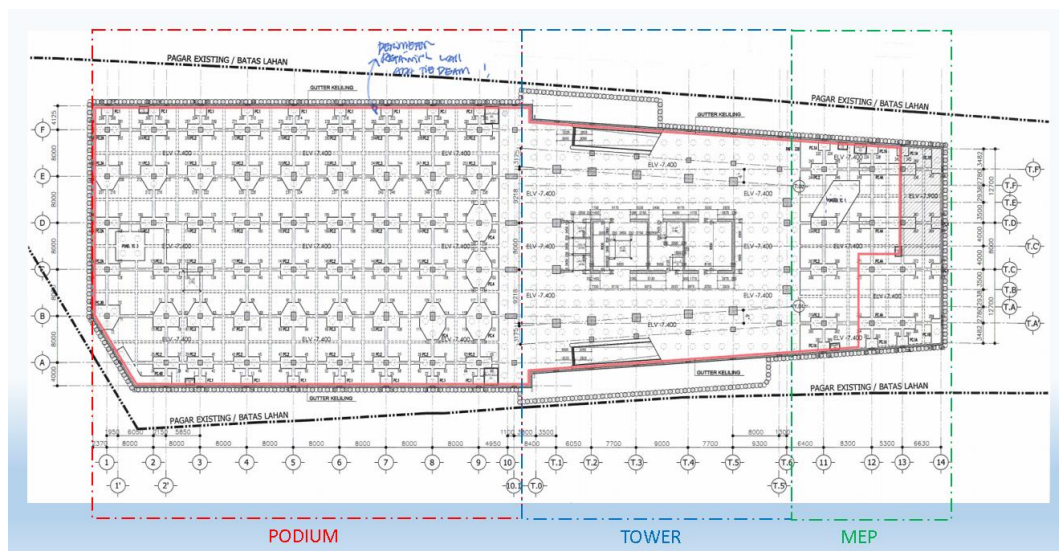
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan dalam pembangunan Tower Pegadaian Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat adalah sebagai berikut.

1. Beton dengan mutu $f'c$ sebesar 25 Mpa, 30 Mpa, 40 Mpa, dan 41,5 Mpa
2. Baja dengan mutu f_y sebesar 400 Mpa dan 500 Mpa

5.1.3 Denah Tower Pegadaian

Denah Tower Pegadaian Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat. Denah tampak atas Tower Pegadaian memperlihatkan jarak antar kolom dan denah tampak samping Tower Pegadaian memperlihatkan jumlah lantai pada gedung yang dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5. 1 Denah Tampak Atas

(Sumber :PT PP Tbk, 2022)



Gambar 5. 2 Denah Tampak Samping
(Sumber :PT PP Tbk, 2022)

5.1.4 Data Struktur

Struktur yang terdapat pada Tower Pegadaian Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat terdiri dari dua (2) struktur, yaitu struktur bagian atas dan struktur bagian bawah. Struktur pada bagian atas pada gedung ini menggunakan struktur beton bertulang dan struktur bagian bawah pada gedung ini menggunakan fondasi tiang bor. Penulis akan mendesain struktur bagian bawah menggunakan fondasi tiang pancang dan menganalisis kapasitas dukung fondasi tersebut. Struktur bagian atas merupakan seluruh bagian struktur yang berada diatas tanah. Struktur bagian atas pada bangunan penelitian ini yakni balok, kolom, pelat, dan atap.

1. Balok

Balok merupakan suatu komponen struktur yang berfungsi menyalurkan beban ke kolom. Balok juga berfungsi menahan beban yang bekerja pada bangunan

seperti beban merata maupun beban terpusat. Sehingga pada balok akan terjadi gaya geser, momen, dan gaya normal. Proyek pembangunan tower pegadaian ini direncanakan menggunakan balok dengan mutu beton $f'c$ sebesar 30 Mpa.

2. Kolom

Kolom merupakan suatu struktur tekan yang memegang peranan penting dari suatu bangunan. Kolom sendiri merupakan komponen struktur bangunan yang tugas utamanya menyangga beban aksial tekan vertikal dengan beban tinggi. Proyek pembangunan tower pegadaian ini direncanakan menggunakan kolom beton bertulang berbentuk persegi dengan mutu beton $f'c$ sebesar 40 Mpa.

3. Pelat

Pelat lantai merupakan struktur yang pertama kali menerima beban, baik beban mati maupun beban hidup yang kemudian menyalurkannya ke sistem struktur rangka lain seperti balok dan kolom. Balok dan pelat lantai merupakan satu kesatuan dalam konstruksi bangunan karena plat lantai dan balok dicor secara monolit. Proyek pembangunan tower pegadaian ini direncanakan menggunakan pelat dengan mutu beton $f'c$ sebesar 30 Mpa.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur yang akan peneliti bahas adalah struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Beban-beban tersebut akan penulis analisis dengan menggunakan program *SAP2000*.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan penulis dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai:

1. SNI 1727:2020, Beban minimum untuk perancangan bangunan gedung dan struktur lain
2. SNI 1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung
3. SNI 2847:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung
4. SNI 8460:2017, Persyaratan perancangan geoteknik

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Menurut SNI 1726:2019 beban struktur terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan adalah sebagai berikut:

1. $1,4D$
2. $1,2D+1,6L$
3. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L + 1,0 EX + 0,3 EY$
4. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L + 1,0 EX - 0,3 EY$
5. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L - 1,0 EX + 0,3 EY$
6. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L - 1,0 EX - 0,3 EY$
7. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 EX + 0,3 EY$
8. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 EX - 0,3 EY$
9. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D - 1,0 EX + 0,3 EY$
10. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D - 1,0 EX - 0,3 EY$
11. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L + 0,3 EX + 1,0 EY$
12. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L + 0,3 EX - 1,0 EY$
13. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L - 0,3 EX + 1,0 EY$
14. $(1,2 + 0,2 S_{DSR}) D + 1,0 L - 0,3 EX - 1,0 EY$
15. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D + 0,3 EX + 1,0 EY$
16. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D + 0,3 EX - 1,0 EY$
17. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D - 0,3 EX + 1,0 EY$
18. $(0,9 - 0,2 S_{DSR}) D - 0,3 EX - 1,0 EY$

Keterangan :

D = Beban mati

L = beban hidup

EX = Beban gempa arah X

EY = Beban gempa arah Y

S_{DSR} = Parameter percepatan respon spektrum pada periode pendek

5.2.3 Pembebanan

Pembebanan harus memperhitungkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa agar bangunan dapat dikatakan aman. Pembebanan yang digunakan dalam penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Beban mati

Berdasarkan SNI 1727:2013 beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang termasuk dinding, lantai, atap, plafond, tangga, dinding partisi tetap, finishing, komponen arsitektural, dan struktur lainnya.

a. Lantai

Analisis beban mati pada struktur lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1 di bawah ini.

Tabel 5. 1 Analisis Beban Mati pada Lantai

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban	Keterangan
		m	kg/m ³	kg/m ²	
1	Spesi	0,03	2100	63	SNI 1727 2020
2	Pasir	0,05	1600	80	SNI 1727 2020
3	Keramik	0,01	2400	24	SNI 1727 2020
4	Plafond			11	SNI 1727 2020
5	Mekanikal/ Elektrikal			25	SNI 1727 2020
ΣQ_d Lantai				203	kg/m²
				2,03	kN/m²

b. Atap

Analisis beban mati pada struktur atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Atap

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban	Keterangan
		m	kg/m ³	kg/m ²	
1	Spesi	0,03	2100	63	SNI 1727 2020
2	Pasir	0,05	1600	80	SNI 1727 2020
3	Water Proofing			5	SNI 1727 2020
4	Mekanikal/ Elektrikal			25	SNI 1727 2020
ΣQ_d Atap				173	kg/m²
				1,73	kN/m²

2. Beban hidup

Berdasarkan SNI 1727:2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain. Tower pegadaian termasuk dalam gedung perkantoran, maka nilai beban hidup untuk lantai sebesar 2,4 kN/m², beban hidup untuk atap sebesar 4,7 kN/m², dan beban hidup untuk koridor sebesar 4,79 kN/m².

3. Beban gempa

Pembangunan Tower Pegadaian terletak di provinsi Daerah Keistimewaan Ibukota, Jakarta Pusat yang memiliki tipe tanah lunak.

a. Kategori risiko bangunan gedung

Berdasarkan jenis pemanfaatannya, Tower Pegadaian Daerah Keistimewaan Ibukota, Jakarta Pusat termasuk risiko II dengan faktor keutamaan gempa I_e sebesar 1,0.

b. Parameter dasar S_S dan S_1

Percepatan batuan dasar MCE_R di lokasi pembangunan gedung pada periode pendek 0,2 detik (S_S) diperoleh sebesar 0,79 g, sedangkan pada periode 1 detik (S_1) diperoleh sebesar 0,38 g.

c. Klasifikasi situs

Menurut SNI 1726 (2019) klasifikasi situs tanah didasarkan pada nilai rerata NSPT pada 30 meter lapisan teratas DB-3 sehingga klasifikasi tanah di lokasi proyek termasuk ke dalam kelas situs tanah lunak (SE). Dapat dilihat pada Tabel 5.1 sebagai berikut.

Tabel 5. 3 Nilai Rerata N_{SPT} DB-3

H	N-SPT	ti/Ni	Σti
			$\Sigma(ti/Ni)$
1,50	5	0,30	
1,50	7	0,21	
1,50	6	0,25	
1,50	6	0,25	
1,50	3	0,50	
1,50	4	0,38	
1,50	10	0,15	
1,50	10	0,15	
1,50	9	0,17	
1,50	16	0,09	$\Sigma ti = 30$
1,50	24	0,06	$\Sigma(ti/Ni) = 2,79$
1,50	47	0,03	N = 10,75
1,50	50	0,03	N < 15
1,50	52	0,03	Tanah Lunak
1,50	36	0,04	(SE)
1,50	48	0,03	
1,50	54	0,03	
1,50	47	0,03	
1,50	49	0,03	
1,50	44	0,03	

d. Parameter respons spektrum percepatan gempa MCE_R

Menurut SNI 1726 (2019) untuk kelas situs SE dengan $S_s = 0,79$ dan $S_1 = 0,38$ maka diperoleh nilai F_a dan F_v . Selanjutnya dapat ditentukan parameter respons spektrum percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat dilihat pada Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5. 4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	0,79
F_a	1,27
$S_{MS} = F_a \times S_s$	1,00
S_1	0,38
F_v	2,47
$S_{M1} = F_v \times S_1$	0,95

e. Nilai parameter percepatan spektrum desain

Nilai parameter percepatan spektrum desain dapat ditentukan sesuai Tabel 5.4 sebagai berikut.

Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	0,67
$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$	0,63

f. Respons spektrum desain

1) Koefisien risiko seismik

Menurut SNI 1726 (2019) koefisien risiko seismik didapatkan dengan perhitungan sesuai Tabel 5.6 sebagai berikut.

Tabel 5. 6 Koefisien Risiko Seismik

Koefisien Risiko Seismik	
C_{RS}	0,95
C_{R1}	0,93
$S_{DSR} = S_{DS} \times C_{RS}$	0,63
$S_{D1R} = S_{D1} \times C_{R1}$	0,59

2) Nilai T_0 dan T_s

$$\begin{aligned}
 T_0 &= 0,2 \times \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} \\
 &= 0,2 \times \frac{0,59}{0,63} \\
 &= 0,19 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T_s &= \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}} \\
 &= \frac{0,59}{0,63} \\
 &= 0,93 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

3) Nilai untuk S_α kondisi $T < T_0$

$$\begin{aligned}
 S_\alpha &= S_{DSR} \times \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right) \\
 &= 0,63 \times \left(0,4 + 0,6 \frac{0}{0,19} \right) \\
 &= 0,25 \text{ g}
 \end{aligned}$$

4) Nilai untuk S_α kondisi $T = T_0$

$$\begin{aligned}
 S_\alpha &= S_{DSR} \\
 &= 0,63 \text{ g}
 \end{aligned}$$

5) Nilai untuk S_α kondisi $T > T_0$

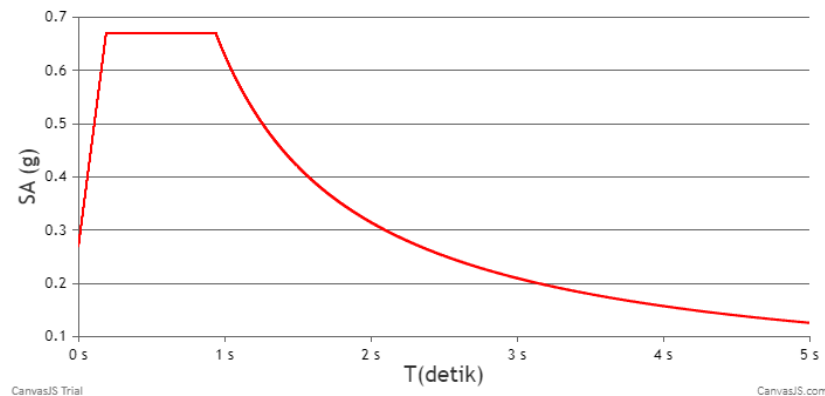
$$\begin{aligned}
 S_\alpha &= \frac{S_{D1R}}{T} \\
 &= \frac{0,59}{1} \\
 &= 0,59 \text{ g}
 \end{aligned}$$

Perhitungan nilai S_α lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.7 sebagai berikut.

Tabel 5. 7 Respons Spektrum Desain

T (detik)	S_a (g)	T (detik)	S_a (g)
0,00	0,25	3,40	0,17
0,18	0,63	3,50	0,17
0,92	0,63	3,60	0,16
1,00	0,59	3,70	0,16
1,10	0,53	3,80	0,15
1,20	0,49	3,90	0,15
1,30	0,45	4,00	0,15
1,40	0,42	4,10	0,14
1,50	0,39	4,20	0,14
1,60	0,37	4,30	0,14
1,70	0,34	4,40	0,13
1,80	0,33	4,50	0,13
1,90	0,31	4,60	0,13
2,00	0,29	4,70	0,12
2,10	0,28	4,80	0,12
2,20	0,27	4,90	0,12
2,30	0,25	5,00	0,12
2,40	0,24	5,10	0,11
2,50	0,23	5,20	0,11
2,60	0,23	5,30	0,11
2,70	0,22	5,40	0,11
2,80	0,21	5,50	0,11
2,90	0,20	5,60	0,10
3,00	0,20	5,70	0,10
3,10	0,19	5,80	0,10
3,20	0,18	5,90	0,10
3,30	0,18	6,00	0,10

Berdasarkan data-data pada Tabel 5.7 di atas, kurva respons spektrum desain dapat disajikan seperti Gambar 5.3 sebagai berikut.



Gambar 5. 3 Grafik Respons Spektrum
(Sumber: Desain Spektra Indonesia, 2023)

g. Kategori desain seismik

Kategori desain seismik dapat ditentukan dengan menggunakan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah diperoleh sebelumnya sehingga bangunan ini dapat dikategorikan sebagai desain seismik D.

h. Sistem pemikul beban seismik

Bangunan ini menggunakan sistem pemikul gaya seismik berupa sistem rangka pemikul momen khusus dan memiliki nilai faktor sebagai berikut.

$$R = 8$$

$$C_d = 5,5$$

$$\Omega_0 = 3$$

i. Periode fundamental struktur

Untuk menghitung nilai periode fundamental struktur (T) maka harus menghitung periode fundamental (T_α) terlebih dahulu yang dipengaruhi oleh tinggi total bangunan (h_n) setinggi 119 m dan tipe struktur bangunan. Untuk nilai koefisien C_t pada rangka pemikul momen khusus sebesar 0,0466 dan koefisien x sebesar 0,9.

$$\begin{aligned} T_\alpha &= C_t \times h_n^x \\ &= 0,0466 \times 119^{0,9} \\ &= 3,44 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dari hasil analisis program SAP2000 diperoleh periode Computed (T_c) sebesar 8,64 detik. Sementara itu, periode maksimum bangunan ($T_{\alpha \text{ maks}}$) dapat ditentukan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_{\alpha \text{ maks}} &= C_u \times T_{\alpha} \\ &= 1,4 \times 3,44 \\ &= 4,81 \text{ detik} \end{aligned}$$

Dengan persyaratan sebagai berikut.

Jika $T_c > T_{\alpha \text{ maks}}$ maka $T = T_{\alpha \text{ maks}}$,

Jika $T_{\alpha} < T_c < T_{\alpha \text{ maks}}$ maka $T = T_c$, dan

Jika $T_c < T_{\alpha}$ maka $T = T_{\alpha}$

Berdasarkan persyaratan di atas maka nilai periode fundamental struktur (T) yang digunakan adalah 4,81 detik.

j. Koefisien respons seismik (C_s)

Nilai koefisien respons seismik dapat ditentukan sebagai berikut.

1) Nilai C_s dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_s &= \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,67}{\left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,08 \end{aligned}$$

2) Nilai $C_{s \text{ maks}}$ dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ maks}} &= \frac{S_{DS}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} \\ &= \frac{0,67}{4,81 \left(\frac{8}{1}\right)} \\ &= 0,02 \end{aligned}$$

3) Nilai $C_{s \text{ min}}$ dapat dihitung menggunakan persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} C_{s \text{ min}} &= 0,044 \times S_{DS} \times I_e \\ &= 0,044 \times 0,67 \times 1 \\ &= 0,03 \end{aligned}$$

4) Dari perhitungan di atas maka nilai C_s yang digunakan yaitu 0,02.

k. Gaya geser dasar seismik (V)

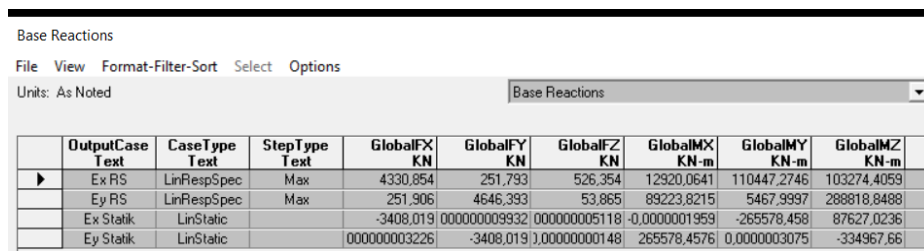
Gaya geser dasar (*base shear*) beban statik dapat dihitung sebagai berikut.

$$W = 378946,39 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} V &= C_s \times W_{\text{total bangunan}} \\ &= 0,02 \times 378946,39 \\ &= 6204,28 \text{ kN} \end{aligned}$$

i. Cek gaya geser dinamik dan statik ekuivalen

Nilai beban gempa dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu harus memenuhi syarat yang sudah ditetapkan. Nilai gaya geser gempa dinamik tidak boleh kurang dari nilai gaya geser gempa statik. Nilai gaya geser gempa dinamik harus sama dengan atau/dan lebih besar dari nilai gaya geser statik. Cek gaya geser dinamik dan statik didapatkan dari perhitungan output SAP2000 sesuai Gambar 5.4 dan Tabel 5.17 berikut.



	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
►	Ex RS	LinRespSpec	Max	4330,854	251,793	526,354	12920,0641	110447,2746	103274,4059
	Ey RS	LinRespSpec	Max	251,906	4646,393	53,865	89223,8215	5467,9997	288818,8488
	Ex Statik	LinStatic		-3408,019	000000009932	000000005118	-0,0000001959	-265578,458	87627,0236
	Ey Statik	LinStatic		000000003226	-3408,019	0,00000000148	265578,4576	0,0000003075	-334967,66

Gambar 5. 4 Hasil Output Gaya Geser pada SAP2000

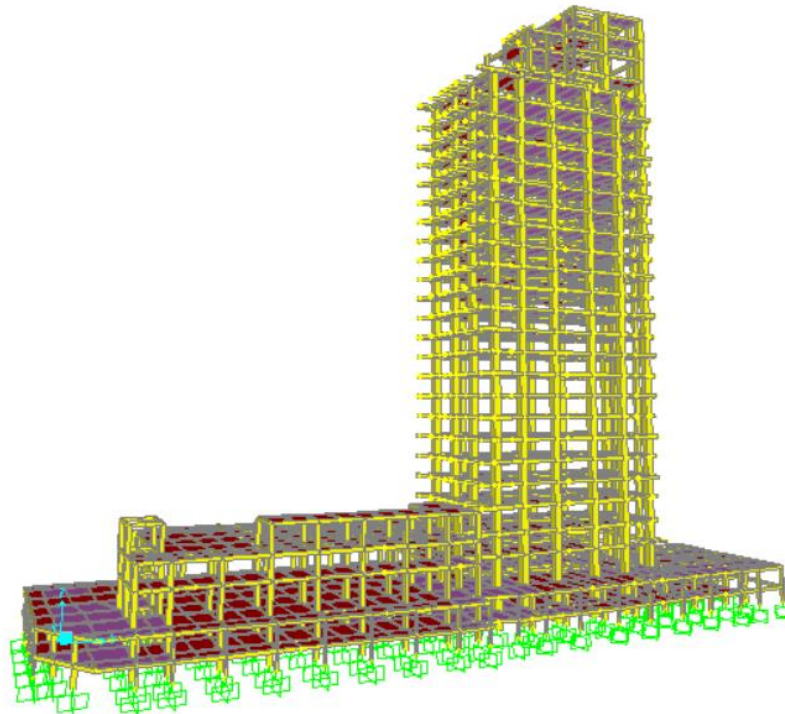
Tabel 5. 8 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

Keterangan	Arah X (kN)	Arah Y (kN)
V Dinamik	4330,854	4646,393
Simbol	>	>
V Statik Ekuivalen	3408,019	3408,019
Status ($V_t \geq V_s$)	Memenuhi	Memenuhi

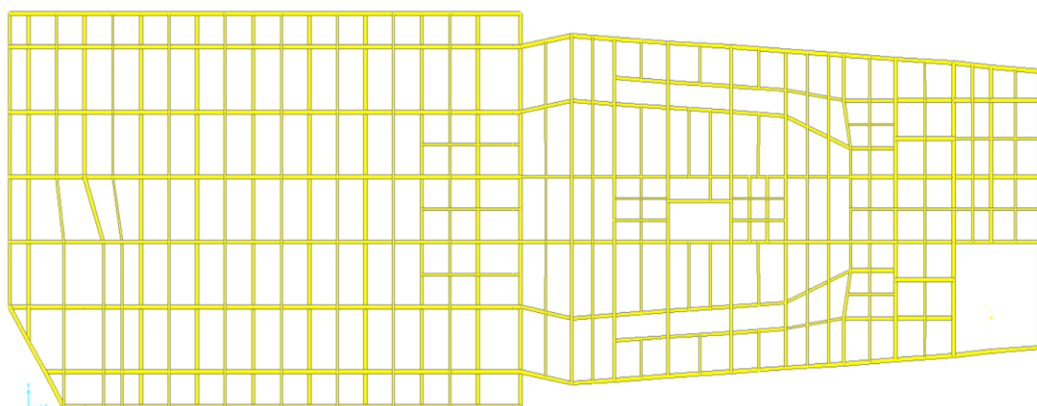
5.3 Input dan Output Program SAP2000

Permodelan struktur Tower Pegadaian yang terletak di Jalan Kramat Raya No. 162 – Kelurahan Kenari, Kecamatan Senen, Jakarta Pusat secara tiga dimensi

dan tampak atas pada program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan Gambar 5.6 sebagai berikut.



Gambar 5. 5 Permodelan 3 Dimensi di SAP2000



Gambar 5. 6 Permodelan Tampak Atas di SAP2000

Analisis diatas didapatkan dengan program SAP2000 dengan asumsi frame yang dituju sesuai dengan yang terdekat dengan berat inersia bangunan yaitu frame

4006. Bangunan Tower Pegadaian terdiri dari 28 lantai dan 2 basement dengan ketinggian bangunan 119 meter.

Hasil output dari program SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam kombinasi beban pada frame 4006 sebagai berikut.

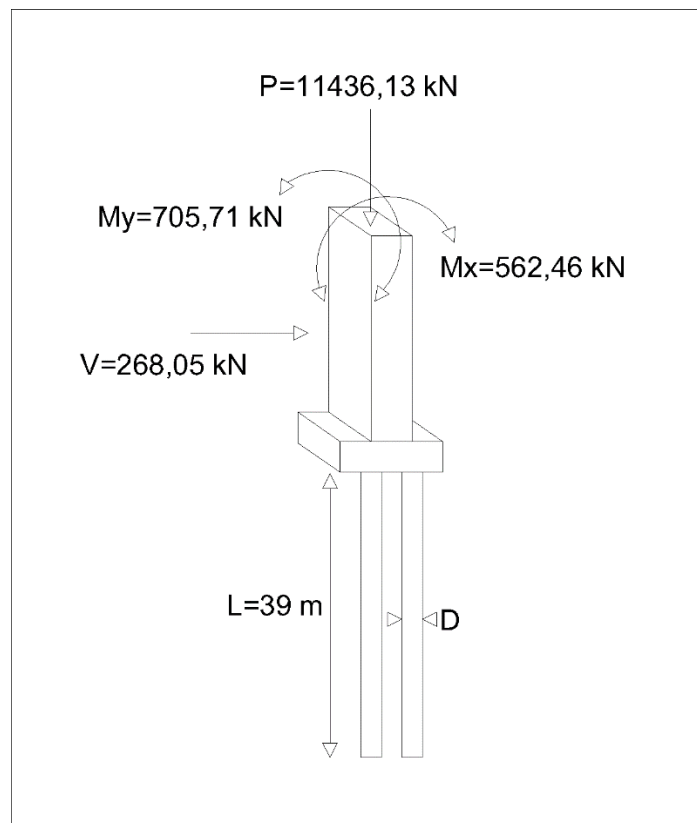
beban aksial (P) : 11436,13 kN

gaya geser (V_x) : 268,05 kN

gaya geser (V_y) : 102,01 kN

momen arah x (M_x) : 562,46 kNm

momen arah y (M_y) : 705,71 kNm



Gambar 5. 7 Permodelan Fondasi Tiang

5.4 Data Karakteristik Tanah

Pada pengamatan yang dilakukan pada lokasi Proyek Pembangunan Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat didapatkan bahwa secara geologis daerah tersebut merupakan daerah dengan berjenis tanah lunak. Penyelidikan tanah

dilakukan dengan melakukan pengujian di lapangan dan pengujian sample di laboratorium. Selain itu dilakukan juga pengujian dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT) dan metode *Ducth Cone Penetration Test* (CPT)/Sondir. Pengujian dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT) dilakukan di dalam lubang bor dengan interval setiap kedalaman 1,5 meter dengan delapan (8) titik bor yaitu DB-1 sampai dengan DB-8 dan pengujian dengan metode *Ducth Cone Penetration Test* (CPT)/Sondir dilakukan dengan enam (6) titik yaitu S-1 sampai dengan S-6 dengan kapasitas alat 2,5 ton. Resume hasil pemboran pada titik bor DB-3 dapat dilihat pada Tabel 5.18 dibawah.

Tabel 5. 9 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor DB-3

SPT	Kedalaman	N-SPT	Litologi
DB-3	0,00-1,50	5	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	1,50-3,00	7	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	3,00-4,50	6	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	4,50-6,00	6	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	6,00-7,50	3	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	7,50-9,00	4	Tanah lempung berlumpur, lunak ke sedang, berwarna coklat
	9,00-10,50	10	Tanah lempung berlumpur, lunak ke sedang, berwarna coklat
	10,50-12,00	10	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	12,00-13,50	9	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat

Lanjutan Tabel 5. 9 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor DB-3

	15,00-16,50	24	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	16,50-18,00	47	Tanah lempung berlumpur, sangat kaku, berwarna abu-abu kemerahan
	18,00-19,50	50	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	19,50-21,00	52	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	21,00-22,50	36	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	22,50-24,00	48	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	24,00-25,50	54	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	25,50-27,00	47	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	27,00-28,50	49	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	28,50-30,00	44	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	30,00-31,50	55	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	31,50-33,00	48	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	33,00-34,50	60	Tanah pasir, keras, berwarna hitam
	34,50-36,00	60	Tanah pasir, keras, berwarna hitam
	36,00-37,50	60	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	37,50-39,00	60	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	39,00-40,50	60	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat

Lanjutan Tabel 5. 9 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor DB-3

	40,50-42,00	25	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
--	-------------	----	--

Hasil pengujian tanah pada titik DB-3 di Laboratorium dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5. 10 Hasil Penyelidikan Laboratorium di Titik Bor DB-3

Kedalaman	WN	γ_t	γ_d	Gs	e	n	Sr
m	%	t/m ³	t/m ³				%
2,50-3,00	82,094	1,419	0,779	2,617	2,359	0,702	91,06
5,50-6,00	78,644	1,522	0,852	2,616	2,070	0,674	99,37
8,50-9,00	65,912	1,502	0,905	2,616	1,891	0,654	91,19
13,00-13,50	49,093	1,586	1,064	2,616	1,459	0,593	88,04

5.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Lapangan

Analisis perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor pada lapangan dapat dihitung dengan cara sebagai berikut;

5.5.1 Metode Skempton

Pada perencanaan diameter 1,0 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 240 kN/m²

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$N_c = 9 \text{ (Skempton, 1966)}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2$$

$$= 0,79 \text{ m}^2$$

$$Q_p = \mu \times A_p \times N_c^* \times C_u$$

$$= 0,8 \times 0,79 \times 9 \times 240$$

$$= 1357,17 \text{ kN}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang

- a. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter pada tanah lempung meter $C_u = 17,65 \text{ kN/m}^2$ dan nilai faktor adhesi setiap lapisan tanah $\alpha = 0,45$ berdasarkan Skempton (2019)

$$\begin{aligned} f_s &= C_u \times \alpha \\ &= 17,65 \times 0,45 \\ &= 7,94 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 2 \times \pi \times r \\ &= 2 \times \pi \times 0,5 \\ &= 3,14 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= P \times L \times f_s \\ &= 3,14 \times 1,5 \times 7,94 \\ &= 37,43 \text{ kN} \end{aligned}$$

- b. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\begin{aligned} \delta &= 0,75 \times \phi + 10^\circ \\ &= 0,75 \times 34,10^\circ + 10^\circ \\ &= 35,57 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta \\ &= 3,14 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(35,57) \\ &= 537,24 \text{ kN} \end{aligned}$$

- c. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 1,50-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 1,50-39,00 meter dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Lempung

Kedalaman (m)	C_u kN/m^2	Skempton α	f_s kN/m^2	L m	Q_s kN
------------------	--------------------------	----------------------	--------------------------	--------	-------------

Lanjutan Tabel 5. 11 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Lempung

1,50	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
3,00	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
4,50	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
6,00	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
7,50	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
9,00	17,65	0,45	7,94	1,50	37,43
10,50	27,33	0,45	12,30	1,50	57,96
12,00	40,67	0,45	18,30	1,50	86,24
13,50	69,60	0,45	31,32	1,50	147,59
15,00	98,67	0,45	44,40	1,50	209,24
16,50	126,93	0,45	57,12	1,50	269,16
18,00	134,40	0,45	60,48	1,50	285,01
19,50	149,07	0,45	67,08	1,50	316,11
21,00	171,60	0,45	77,22	1,50	363,89
22,50	186,93	0,45	84,12	1,50	396,40
28,50	194,00	0,45	87,30	1,50	411,39
30,00	207,87	0,45	93,54	1,50	440,80
31,50	214,00	0,45	96,30	1,50	453,80
36,00	240,00	0,45	108,00	1,50	508,94
37,50	240,00	0,45	108,00	1,50	508,94
39,00	240,00	0,45	108,00	1,50	508,94
ΣQ_s					5189,01

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Pasir

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²
24,00	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24
25,50	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24

Lanjutan Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Skempton pada Tanah Pasir

27,00	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24
33,00	1,50	3,14	1,25	106,27	626,78
34,50	1,50	3,14	1,25	106,27	626,78
ΣQ_s					2865,27

d. Total perhitungan tahanan gesek selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 5189,01 + 2865,27 \\
 &= 8054,28 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 1357,17 + 8054,28 \\
 &= 9411,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{9411,45}{2} \\
 &= 4705,72 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Jumlah tiang pancang

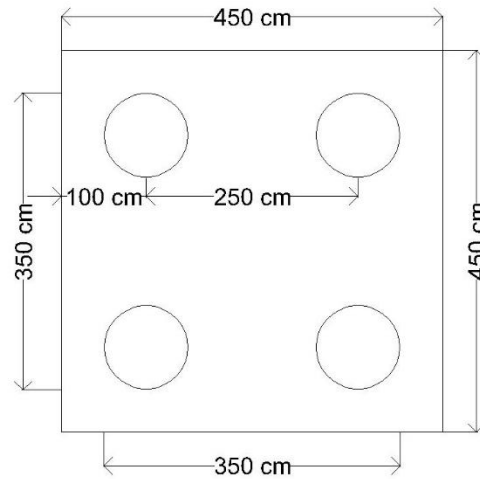
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{4705,72} \\
 &= 2,43 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 4 tiang karena pembulatan dari 3 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2 \times D \\
 &= 2,5 \times 1,0 \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang bor pada Gambar 5.8 di bawah ini.



Gambar 5. 8 Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Skempton

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 1,0 \text{ m}$$

$$S = 2,5 \text{ m}$$

$$B_g = 3,50 \text{ m}$$

$$L_g = 3,50 \text{ m}$$

$$B = 4,50 \text{ m}$$

$$L = 4,50 \text{ m}$$

6. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

- a. Kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{1,0}{2,5} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right)\end{aligned}$$

$$= 0,76$$

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 4 \times 4429,09 \times 0,76 \\ &= 13424,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut

1) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} C_b &= 240 \text{ kN/m}^2 \\ N_c &= 9 \text{ (Skempton, 1966)} \\ B_g &= 3,50 \text{ m} \\ L_g &= 3,50 \text{ m} \\ Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\ &= 1,3 \times 240 \times 3,50 \times 3,50 \\ &= 34398,00 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0-1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} B_g &= 3,50 \text{ m} \\ L_g &= 3,50 \text{ m} \\ L &= 1,5 \text{ m} \\ C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\ Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\ &= 2 \times 1,5 \times (3,50 + 3,50) \times 17,65 \\ &= 370,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.13 sebagai berikut.

Tabel 5. 13 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Skempton Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2*(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN

**Lanjutan Tabel 5. 13 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Skempton Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan**

1,50	14,00	1,50	17,65	370,69
3,00	14,00	1,50	17,65	370,69
4,50	14,00	1,50	17,65	370,69
6,00	14,00	1,50	17,65	370,69
7,50	14,00	1,50	17,65	370,69
9,00	14,00	1,50	17,65	370,69
10,50	14,00	1,50	27,33	573,93
12,00	14,00	1,50	40,67	854,07
13,50	14,00	1,50	69,60	1461,60
15,00	14,00	1,50	98,67	2072,07
16,50	14,00	1,50	126,93	2665,53
18,00	14,00	1,50	134,40	2822,40
19,50	14,00	1,50	149,07	3130,47
21,00	14,00	1,50	171,60	3603,60
22,50	14,00	1,50	186,93	3925,53
24,00	14,00	1,50	197,20	4141,20
25,50	14,00	1,50	240,00	5040,00
27,00	14,00	1,50	195,87	4113,27
28,50	14,00	1,50	194,00	4074,00
30,00	14,00	1,50	207,87	4365,27
31,50	14,00	1,50	214,00	4494,00
33,00	14,00	1,50	217,20	4561,20
34,50	14,00	1,50	240,00	5040,00
36,00	14,00	1,50	240,00	5040,00
37,50	14,00	1,50	240,00	5040,00
39,00	14,00	1,50	240,00	5040,00
ΣQ_s				74282,29

3) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\&= 34398,00 + 74282,29 \\&= 108680,29 \text{ kN} > 11436,13 \text{ kN}\end{aligned}$$

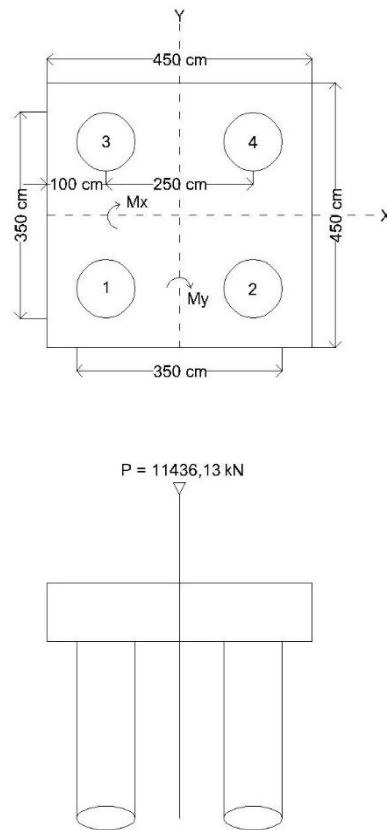
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 13424,78 kN.

7. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.14 dan Gambar 5.9 berikut.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Bor

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i < P_{izin}
1	1,25	1,25	1,56	1,56	2859,03	112,49	141,14	3112,67	AMAN
2	-1,25	1,25	1,56	1,56	2859,03	112,49	-141,14	2830,38	AMAN
3	1,25	-1,25	1,56	1,56	2859,03	-112,49	141,14	2887,68	AMAN
4	-1,25	-1,25	1,56	1,56	2859,03	-112,49	-141,14	2605,40	AMAN
			6,25	6,25					



Gambar 5. 9 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 4429,09 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

5.5.2 Metode Tomlinson

Pada perencanaan diameter 1,0 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 24,473 Ton/m² dengan sudut geser dalam (ϕ) = 4,45, didapatkan $N_c^* = 11$ berdasarkan grafik Tomlinson (1957)

1. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1^2 \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = A_p \times N_c^* \times C_u$$

$$= 0,79 \times 11 \times 24,47$$

$$= 211,43 \text{ ton}$$

$$= 2073,43 \text{ kN}$$

2. Menghitung tahanan selimut tiang

a. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter tanah lempung

$$f_s = \alpha \times C_u$$

$$= 1,08 \times 1,80$$

$$= 1,94$$

$$P = 2 \times \pi \times r$$

$$= 2 \times \pi \times 0,5$$

$$= 3,14$$

$$Q_s = A_s \times f_s \times L$$

$$= 3,14 \times 1,94 \times 1,5$$

$$= 9,16 \text{ ton}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter untuk tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = 0,75 \times \phi + 10^\circ$$

$$= 0,75 \times 34,10^\circ + 10^\circ$$

$$= 35,57$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 3,14 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(35,57)$$

$$= 537,24 \text{ kN}$$

c. Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 1,50-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.15 dan Tabel 5.16 berikut.

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Lempung

Kedalaman	C_u	Tomlinson	f_s	L	Q_s
(m)	Ton/m ²	α	Ton/m ²	m	Ton

Lanjutan Tabel 5. 15 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Lempung

1,50	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
3,00	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
4,50	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
6,00	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
7,50	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
9,00	1,80	1,08	1,94	1,50	9,16
10,50	2,79	0,96	2,68	1,50	12,61
12,00	4,15	0,84	3,48	1,50	16,42
13,50	7,10	0,62	4,40	1,50	20,74
15,00	10,06	0,48	4,83	1,50	22,76
16,50	12,94	0,45	5,82	1,50	27,45
18,00	13,70	0,44	6,03	1,50	28,42
19,50	15,20	0,40	6,08	1,50	28,65
21,00	17,50	0,38	6,65	1,50	31,33
22,50	19,06	0,37	7,05	1,50	33,23
28,50	19,78	0,37	7,32	1,50	34,49
30,00	21,20	0,37	7,84	1,50	36,96
31,50	21,82	0,37	8,07	1,50	38,05
36,00	24,47	0,35	8,57	1,50	40,36
37,50	24,47	0,35	8,57	1,50	40,36
39,00	24,47	0,35	8,57	1,50	40,36
ΣQ_s (Ton)					507,15
ΣQ_s (kN)					4973,52

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Pasir

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²

Lanjutan Tabel 5. 16 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson pada Tanah Pasir

24,00	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24
25,50	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24
27,00	1,50	3,14	1,07	106,27	537,24
33,00	1,50	3,14	1,25	106,27	626,78
34,50	1,50	3,14	1,25	106,27	626,78
ΣQ_s (kN)					2865,27

d. Total perhitungan tahanan gesek selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 4973,52 + 2865,27 \\
 &= 7838,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 2073,43 + 7838,79 \\
 &= 9031,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{9031,01}{2} \\
 &= 4515,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5. Jumlah tiang pancang

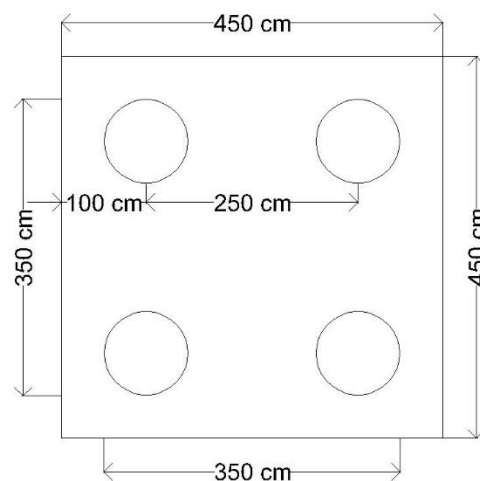
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{4515,50} \\
 &= 2,53 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 4 tiang karena pembulatan dari 3 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak tiang

$$\begin{aligned} S &= 2,5 \times D \\ &= 2,5 \times 1,0 \\ &= 2,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang bor pada Gambar 5.10 di bawah ini.



Gambar 5. 10 Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \alpha &= 1,0 \text{ m} \\ S &= 2,5 \text{ m} \\ B_g &= 3,50 \text{ m} \\ L_g &= 3,50 \text{ m} \\ B &= 4,50 \text{ m} \\ L &= 4,50 \text{ m} \end{aligned}$$

6. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang
 - a. Kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{1,0}{2,5} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 21,80^\circ \\
E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\
&= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right) \\
&= 0,76 \\
Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
&= 4 \times 4446,21 \times 0,76 \\
&= 13476,69 \text{ kN} > 11436,13 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut

1) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
C_b &= 240 \text{ kN/m}^2 \\
N_c &= 11 \text{ (Tomlinson, 1957)} \\
B_g &= 3,50 \text{ m} \\
L_g &= 3,50 \text{ m} \\
Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
&= 1,3 \times 240 \times 3,50 \times 3,50 \\
&= 42041,55 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0-1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
B_g &= 3,50 \text{ m} \\
L_g &= 3,50 \text{ m} \\
L &= 1,5 \text{ m} \\
C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
&= 2 \times 1,5 \times (3,50 + 3,50) \times 17,65 \\
&= 370,81 \text{ kN}
\end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.17 sebagai berikut.

**Tabel 5. 17 Nilai Qs Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson
Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan**

Kedalaman	$P=2*(Bg+Lg)$	L	C	Qs
m	m	m	kN/m²	kN
1,50	14,00	1,50	1,80	37,80
3,00	14,00	1,50	1,80	37,80
4,50	14,00	1,50	1,80	37,80
6,00	14,00	1,50	1,80	37,80
7,50	14,00	1,50	1,80	37,80
9,00	14,00	1,50	1,80	37,80
10,50	14,00	1,50	2,79	58,52
12,00	14,00	1,50	4,15	87,09
13,50	14,00	1,50	7,10	149,04
15,00	14,00	1,50	10,06	211,29
16,50	14,00	1,50	12,94	271,80
18,00	14,00	1,50	13,70	287,80
19,50	14,00	1,50	15,20	319,21
21,00	14,00	1,50	17,50	367,46
22,50	14,00	1,50	19,06	400,29
24,00	14,00	1,50	20,11	422,28
25,50	14,00	1,50	24,47	513,93
27,00	14,00	1,50	19,97	419,43
28,50	14,00	1,50	19,78	415,43
30,00	14,00	1,50	21,20	445,13
31,50	14,00	1,50	21,82	458,25
33,00	14,00	1,50	22,15	465,11
34,50	14,00	1,50	24,47	513,93
36,00	14,00	1,50	24,47	513,93
37,50	14,00	1,50	24,47	513,93
39,00	14,00	1,50	24,47	513,93

Tabel 5. 17 Nilai Qs Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

ΣQ_s (Ton)	7574,56
ΣQ_s (kN)	74306,48

3) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
 &= 42041,55 + 74306,48 \\
 &= 116348,03 \text{ kN} > 11436,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

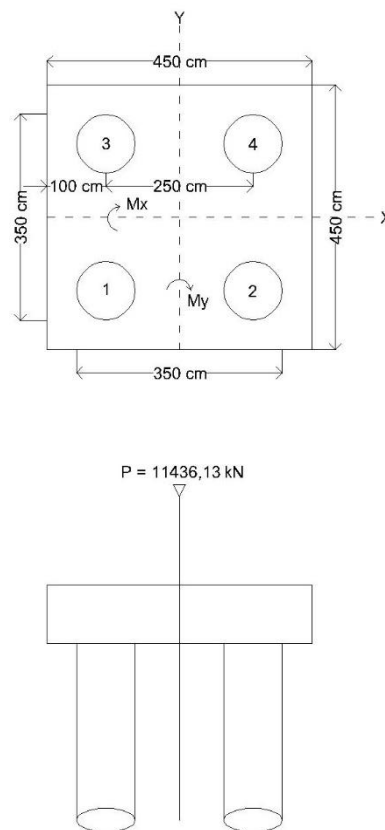
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 13476,69 kN.

7. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.18 dan Gambar 5.12 berikut.

Tabel 5. 18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Bor

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i < P_{izin}
1	1,25	1,25	1,56	1,56	2859,03	112,49	141,14	2887,68	AMAN
2	-1,25	1,25	1,56	1,56	2859,03	112,49	-141,14	2605,40	AMAN
3	1,25	-1,25	1,56	1,56	2859,03	-112,49	141,14	3112,67	AMAN
4	-1,25	-1,25	1,56	1,56	2859,03	-112,49	-141,14	2830,38	AMAN
			6,25	6,25					



Gambar 5. 11 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Bor

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 4446,21 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

Berikut merupakan rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang tunggal bor (existing) dan kapasitas dukung fondasi kelompok tiang bor (existing) berdasarkan metode Skempton dan metode Tomlinson yang dapat dilihat pada Tabel 5.19 berikut.

Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas dukung Fondasi Tiang Bor dengan Metode Skempton dan Metode Tomlinson

Metode	Skempton	Tomlinson
Q_p (kN)	1357,17	2073,43
Q_s (kN)	7501,01	6819,00
Q_{ult} (kN)	8858,18	8892,43

Lanjutan Tabel 5. 19 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas dukung Fondasi Tiang Bor dengan Metode Skempton dan Metode Tomlinson

Q_{all} (kN)	4429,09	4446,21
Q_g Satuan (kN)	13424,78	13476,69
Q_g Blok (kN)	108680,29	116348,03
Q_g Pakai (kN)	13424,78	13476,69

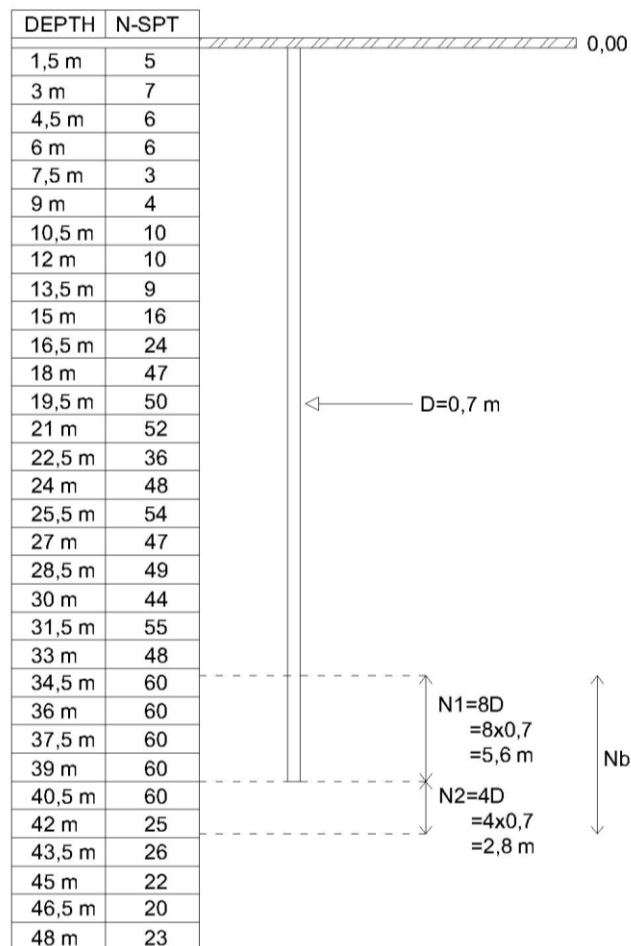
5.6 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang

Rencana analisis desain fondasi tiang pancang dilakukan dengan perhitungan metode Meyerhoff dan metode Tomlinson. Output program SAP2000 didapatkan hasil beban aksial (P), gaya geser (V), momen arah x (Mx), dan momen arah y (My) dalam perencanaannya. Hasil masing-masing beban sebesar 11436,13 kN, 268,05 kN, 562,46 kNm, dan 705,71 kNm.

5.6.1 Metode Meyerhoff

1. Tiang Pancang Diameter 0,7 m

Tiang pancang berada di kedalaman 39 m maka didapatkan nilai N_1 dan N_2 pada tiang diameter 0,7 m dapat dilihat pada Gambar 5.12 sebagai berikut.



Gambar 5. 12 Nilai N_b pada Metode Meyerhoff Tiang Diameter 0,7 m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{(1,1 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 25) + (1,3 \times 26)}{1,1 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,3} \\
 &= \frac{407,30}{8,40} \\
 &= 48,49
 \end{aligned}$$

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\
 &= 0,39 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N_b \times A_p \times \frac{L}{D} \leq A_p \times 400 \times N_b \\
 &= 40 \times 48,49 \times 0,39 \times \frac{42}{0,7} \leq 0,39 \times 400 \times 48,49
 \end{aligned}$$

$$= 41586,05 \text{ kN} \leq 7464,16 \text{ kN}$$

$$= 7464,16 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0,7$$

$$= 2,20 \text{ m}$$

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter dengan nilai N-SPT 5 pada tanah lempung

$$Q_s = 2 \times A_s \times L \times N\text{-SPT}$$

$$= 2 \times 2,20 \times 1,5 \times 5$$

$$= 32,99 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = \phi + 3^\circ$$

$$= 34,10^\circ - 3^\circ$$

$$= 31,10$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 2,20 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10)$$

$$= 317,15 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s pada kedalaman 1,50-39,00 meter pada perhitungan 1 dan 2 didapatkan sesuai hasil rekapitulasi pada Tabel 5.20 dan Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung

As	L	NSPT	Qs
m	m		kN
2,20	1,50	5	32,99
2,20	1,50	7	46,18
2,20	1,50	6	39,58

Lanjutan Tabel 5. 20 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung

2,20	1,50	6	39,58
2,20	1,50	3	19,79
2,20	1,50	4	26,39
2,20	1,50	10	65,97
2,20	1,50	10	65,97
2,20	1,50	9	59,38
2,20	1,50	16	105,56
2,20	1,50	24	158,34
2,20	1,50	47	310,08
2,20	1,50	50	329,87
2,20	1,50	52	343,06
2,20	1,50	36	237,50
2,20	1,50	49	323,27
2,20	1,50	44	290,28
2,20	1,50	55	362,85
2,20	1,50	60	395,84
2,20	1,50	60	395,84
2,20	1,50	60	395,84
ΣQ_s			4044,17

Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²
24,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
25,50	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
27,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
33,00	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01

**Tabel 5. 21 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang
Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir**

34,50	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01
ΣQ_s (kN)					1691,49

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 4044,17 + 1691,49 \\
 &= 5735,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 7464,16 + 5735,66 \\
 &= 13199,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \\
 &= 0,39 \times 39 \times 24 \\
 &= 360,22 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{13199,82}{2,5} - 360,22 \\
 &= 4919,71 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

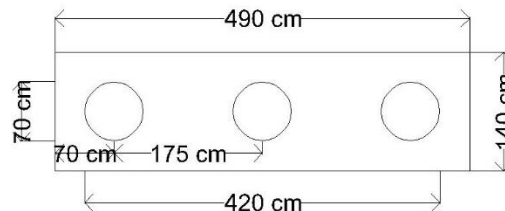
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{4919,71} \\
 &= 2,32 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,7 \\
 &= 1,75 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang bor pada Gambar 5.13 di bawah ini.



Gambar 5. 13 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 0,7 \text{ m}$$

$$S = 1,75 \text{ m}$$

$$B_g = 0,70 \text{ m}$$

$$L_g = 4,20 \text{ m}$$

$$B = 1,40 \text{ m}$$

$$L = 4,90 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,7}{2,59} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(3-1) \times 1 + (1-1) \times 3}{90 \times 1 \times 3} \right) \\ &= 0,83\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 3 \times 4921,33 \times 0,83 \\ &= 12379,71 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
 N_c &= 6,33 \\
 B_g &= 0,70 \text{ m} \\
 L_g &= 4,20 \text{ m} \\
 Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
 &= 1,3 \times 240,00 \times 0,70 \times 4,20 \\
 &= 5801,80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 B_g &= 0,70 \text{ m} \\
 L_g &= 4,20 \text{ m} \\
 L &= 1,5 \text{ m} \\
 C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
 &= 2 \times 1,5 \times (0,70 + 4,20) \times 17,65 \\
 &= 259,48 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-42 m dapat dilihat pada Tabel 5.22 sebagai berikut.

Tabel 5. 22 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	9,80	1,50	17,65	259,48
3,00	9,80	1,50	17,65	259,48
4,50	9,80	1,50	17,65	259,48
6,00	9,80	1,50	17,65	259,48

**Lanjutan Tabel 5. 22 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

7,50	9,80	1,50	17,65	259,48
9,00	9,80	1,50	17,65	259,48
10,50	9,80	1,50	27,33	401,75
12,00	9,80	1,50	40,67	597,85
13,50	9,80	1,50	69,60	1023,12
15,00	9,80	1,50	98,67	1450,45
16,50	9,80	1,50	126,93	1865,87
18,00	9,80	1,50	134,40	1975,68
19,50	9,80	1,50	149,07	2191,33
21,00	9,80	1,50	171,60	2522,52
22,50	9,80	1,50	186,93	2747,87
24,00	9,80	1,50	197,20	2898,84
25,50	9,80	1,50	240,00	3528,00
27,00	9,80	1,50	195,87	2879,29
28,50	9,80	1,50	194,00	2851,80
30,00	9,80	1,50	207,87	3055,69
31,50	9,80	1,50	214,00	3145,80
33,00	9,80	1,50	217,20	3192,84
34,50	9,80	1,50	240,00	3528,00
36,00	9,80	1,50	240,00	3528,00
37,50	9,80	1,50	240,00	3528,00
39,00	9,80	1,50	240,00	3528,00
40,50	9,80	1,50	17,65	259,48
42,00	9,80	1,50	17,65	259,48
ΣQ_s				51997,60

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\&= 5801,80 + 51997,60 \\&= 82671,79 \text{ kN}\end{aligned}$$

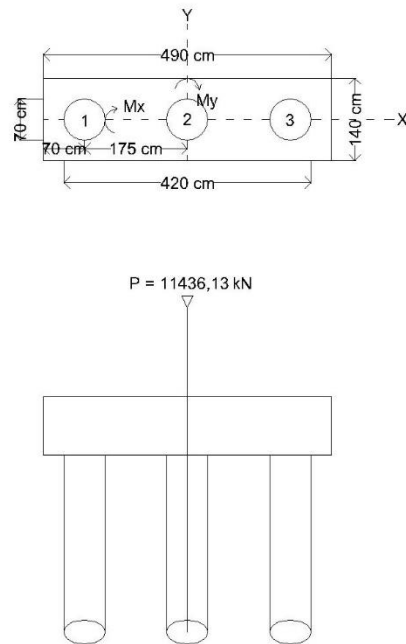
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 12379,71 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.23 dan Gambar 5.14 berikut.

Tabel 5. 23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	0,88	0,00	0,77	0,00	3812,04	0,00	403,26	4215,31	AMAN
2	0,00	0,00	0,00	0,00	3812,04	0,00	0,00	3812,04	AMAN
3	0,88	0,00	0,77	0,00	3812,04	0,00	403,26	4215,31	AMAN
			1,53	0,00					

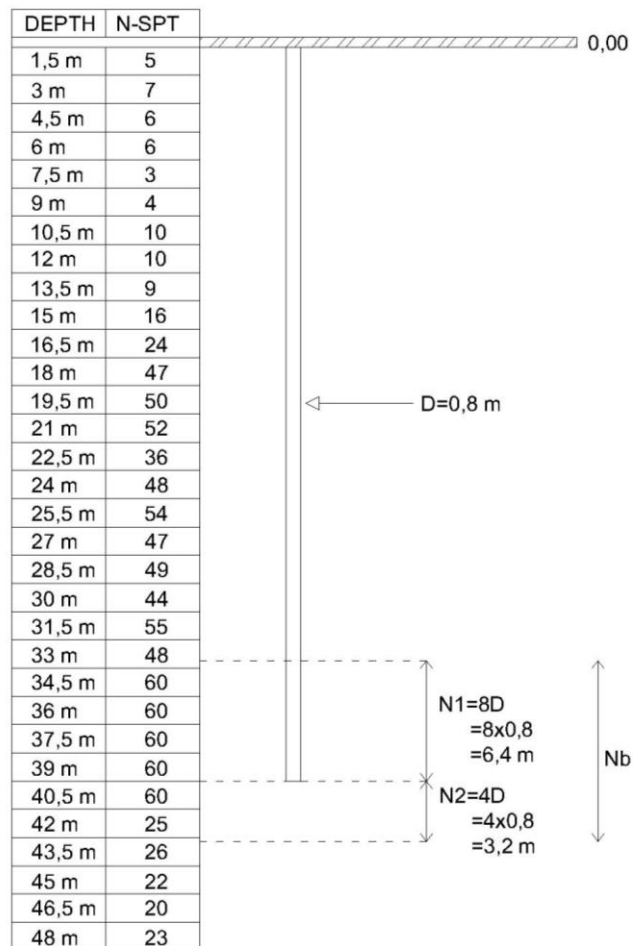


Gambar 5. 14 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 4921,33 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

2. Tiang Pancang Diameter 0,8 m

Tiang pancang berada di kedalaman 39 m maka didapatkan nilai N_1 dan N_2 pada tiang diameter 0,8 m dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5. 15 Nilai Nb pada Metode Meyerhoff Tiang Diameter 0,8 m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{(0,4 \times 48) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 25) + (1,5 \times 26) + (0,2 \times 22)}{0,4 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 0,2} \\
 &= \frac{460,1}{9,6} \\
 &= 47,93
 \end{aligned}$$

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\
 &= 0,50 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N_b \times A_p \times \frac{L}{D} \leq A_p \times 400 \times N_b \\
 &= 40 \times 47,93 \times 0,50 \times \frac{39}{0,8} \leq 0,50 \times 400 \times 47,93
 \end{aligned}$$

$$= 46977,02 \text{ kN} \leq 9636,31 \text{ kN}$$

$$= 9636,31 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0,8$$

$$= 2,51 \text{ m}$$

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter dengan nilai N-SPT 5

$$Q_s = 2 \times A_s \times L \times N\text{-SPT}$$

$$= 2 \times 2,51 \times 1,5 \times 5$$

$$= 37,70 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = \phi + 3^\circ$$

$$= 34,10^\circ - 3^\circ$$

$$= 31,10$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 2,51 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10)$$

$$= 362,46 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s pada kedalaman 1,50-39,00 meter pada perhitungan 1 dan 2 didapatkan sesuai hasil rekapitulasi pada Tabel 5.24 dan Tabel 5.25 berikut.

Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m

As	L	NSPT	Qs
m	m		kN
2,51	1,50	5	37,70
2,51	1,50	7	52,78
2,51	1,50	6	45,24

**Lanjutan Tabel 5. 24 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi
Tiang Pancang Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m**

2,51	1,50	6	45,24
2,51	1,50	3	22,62
2,51	1,50	4	30,16
2,51	1,50	10	75,40
2,51	1,50	10	75,40
2,51	1,50	9	67,86
2,51	1,50	16	120,64
2,51	1,50	24	180,96
2,51	1,50	47	354,37
2,51	1,50	50	376,99
2,51	1,50	52	392,07
2,51	1,50	36	271,43
2,51	1,50	49	369,45
2,51	1,50	44	331,75
2,51	1,50	55	414,69
2,51	1,50	60	452,39
2,51	1,50	60	452,39
2,51	1,50	60	452,39
ΣQ_s			4621,91

**Tabel 5. 25 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang
Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir**

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²
24,00	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
25,50	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
27,00	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
33,00	1,50	2,51	1,06	106,27	422,87

Lanjutan Tabel 5. 25 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir

34,50	1,50	2,51	1,06	106,27	422,87
ΣQ_s (kN)					1933,13

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 4621,91 + 1933,13 \\
 &= 6555,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 9636,31 + 6555,04 \\
 &= 16191,35 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \\
 &= 0,50 \times 39 \times 24 \\
 &= 470,48 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{16191,35}{2,5} - 470,48 \\
 &= 6006,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{6006,05} \\
 &= 1,90 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 3 tiang karena pembulatan dari 2 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

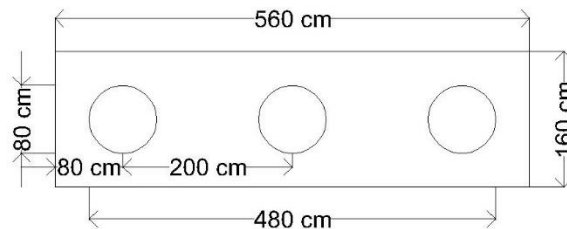
Jarak antar tiang

$$S = 2,5 \times D$$

$$= 2,5 \times 0,8$$

$$= 2,00 \text{ m}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang bor pada Gambar 5.16 di bawah ini.



Gambar 5. 16 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 0,8 \text{ m}$$

$$S = 2,00 \text{ m}$$

$$B_g = 0,80 \text{ m}$$

$$L_g = 4,80 \text{ m}$$

$$B = 1,60 \text{ m}$$

$$L = 5,60 \text{ m}$$

e. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\theta = \arctan \frac{D}{S}$$

$$= \arctan \frac{D}{S}$$

$$= 21,80^\circ$$

$$E_g = 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right)$$

$$= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(3-1) \times 1 + (1-1) \times 3}{90 \times 1 \times 3} \right)$$

$$= 0,84$$

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 3 \times 6007,90 \times 0,84$$

$$= 15113,01 \text{ kN}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\ N_c &= 6,33 \\ B_g &= 0,80 \text{ m} \\ L_g &= 4,80 \text{ m} \\ Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\ &= 1,3 \times 240,00 \times 0,80 \times 4,80 \\ &= 7577,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} B_g &= 0,80 \text{ m} \\ L_g &= 4,80 \text{ m} \\ L &= 1,5 \text{ m} \\ C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\ Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\ &= 2 \times 1,5 \times (0,80 + 4,80) \times 17,65 \\ &= 296,55 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.26 sebagai berikut.

Tabel 5. 26 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	11,20	1,50	17,65	296,55
3,00	11,20	1,50	17,65	296,55
4,50	11,20	1,50	17,65	296,55

**Lanjutan Tabel 5. 26 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

6,00	11,20	1,50	17,65	296,55
7,50	11,20	1,50	17,65	296,55
9,00	11,20	1,50	17,65	296,55
10,50	11,20	1,50	27,33	459,14
12,00	11,20	1,50	40,67	683,26
13,50	11,20	1,50	69,60	1169,28
15,00	11,20	1,50	98,67	1657,66
16,50	11,20	1,50	126,93	2132,42
18,00	11,20	1,50	134,40	2257,92
19,50	11,20	1,50	149,07	2504,38
21,00	11,20	1,50	171,60	2882,88
22,50	11,20	1,50	186,93	3140,42
24,00	11,20	1,50	197,20	3312,96
25,50	11,20	1,50	240,00	4032,00
27,00	11,20	1,50	195,87	3290,62
28,50	11,20	1,50	194,00	3259,20
30,00	11,20	1,50	207,87	3492,22
31,50	11,20	1,50	214,00	3595,20
33,00	11,20	1,50	217,20	3648,96
34,50	11,20	1,50	240,00	4032,00
36,00	11,20	1,50	240,00	4032,00
37,50	11,20	1,50	240,00	4032,00
39,00	11,20	1,50	240,00	4032,00
40,50	11,20	1,50	17,65	296,55
42,00	11,20	1,50	17,65	296,55
ΣQ_s				59425,83

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 7577,86 + 59425,83 \\ &= 67003,69 \text{ kN} \end{aligned}$$

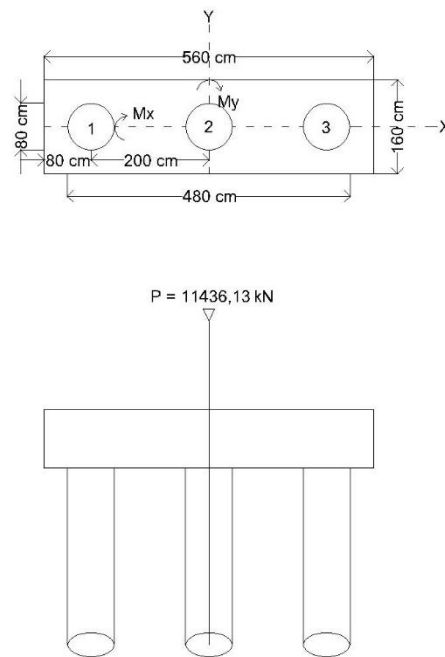
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 15113,01 kN.

f. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.27 dan Gambar 5.17 berikut.

Tabel 5. 27 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	1,00	0,00	1,00	0,00	3812,04	0,00	460,87	4272,92	AMAN
2	0,00	0,00	0,00	0,00	3812,04	0,00	0,00	3812,04	AMAN
3	-1,00	0,00	1,00	0,00	3812,04	0,00	-460,87	3351,17	AMAN
			2,00	0,00					

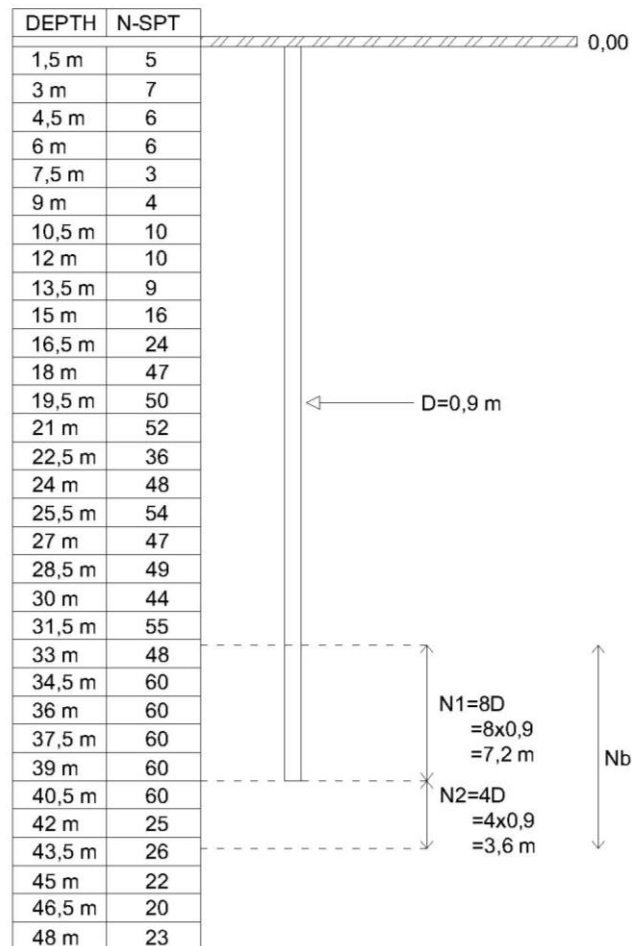


Gambar 5. 17 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 6007,90 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

3. Tiang Pancang Diameter 0,9 m

Tiang pancang berada di kedalaman 39 m maka didapatkan nilai N_1 dan N_2 pada tiang diameter 0,9 m dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5. 18 Nilai Nb pada metode Meyerhoff Tiang Diameter 0,9 m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{(1,2 \times 48) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 25) + (0,6 \times 26)}{1,2 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 0,6} \\
 &= \frac{507,3}{10,8} \\
 &= 46,97
 \end{aligned}$$

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,9^2 \\
 &= 0,64 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N_b \times A_p \times \frac{L}{D} \leq A_p \times 400 \times N_b \\
 &= 40 \times 46,97 \times 0,64 \times \frac{39}{0,9} \leq 0,64 \times 400 \times 46,97
 \end{aligned}$$

$$= 51796,22 \text{ kN} \leq 11952,97 \text{ kN}$$

$$= 11952,97 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0,9$$

$$= 2,83 \text{ m}$$

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter dengan nilai N-SPT 5

$$Q_s = 2 \times A_s \times L \times N\text{-SPT}$$

$$= 2 \times 2,83 \times 1,5 \times 5$$

$$= 42,41 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = \phi + 3^\circ$$

$$= 34,10^\circ - 3^\circ$$

$$= 31,10$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 2,83 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10)$$

$$= 407,77 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s pada kedalaman 1,50-39,00 meter pada perhitungan 1 dan 2 didapatkan sesuai hasil rekapitulasi pada Tabel 5.28 dan Tabel 5.29 berikut.

Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung

A_s	L	NSPT	Q_s
m	m		kN
2,83	1,50	5	42,41
2,83	1,50	7	59,38
2,83	1,50	6	50,89

Lanjutkan Tabel 5. 28 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung

2,83	1,50	6	50,89
2,83	1,50	3	25,45
2,83	1,50	4	33,93
2,83	1,50	10	84,82
2,83	1,50	10	84,82
2,83	1,50	9	76,34
2,83	1,50	16	135,72
2,83	1,50	24	203,58
2,83	1,50	47	398,67
2,83	1,50	50	424,12
2,83	1,50	52	441,08
2,83	1,50	36	305,36
2,83	1,50	49	415,63
2,83	1,50	44	373,22
2,83	1,50	55	466,53
2,83	1,50	60	508,94
2,83	1,50	60	508,94
2,83	1,50	60	508,94
ΣQ_s			5199,65

Tabel 5. 29 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²
24,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
25,50	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
27,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
33,00	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01

Lanjutan Tabel 5. 29 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir

34,50	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01
ΣQ_s (kN)					2174,77

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 5199,65 + 2174,77 \\
 &= 7374,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 11952,97 + 7374,42 \\
 &= 19337,39 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \\
 &= 0,64 \times 39 \times 24 \\
 &= 595,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{19337,39}{2,5} - 595,46 \\
 &= 7135,50 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

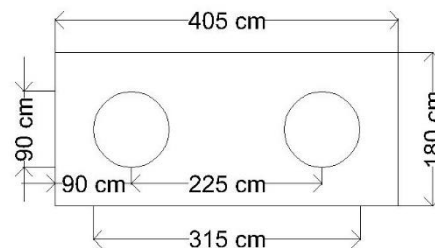
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{7135,50} \\
 &= 1,60 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,9 \\
 &= 2,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.19 di bawah ini.



Gambar 5. 19 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 0,9 \text{ m}$$

$$S = 2,25 \text{ m}$$

$$B_g = 0,90 \text{ m}$$

$$L_g = 3,15 \text{ m}$$

$$B = 1,80 \text{ m}$$

$$L = 4,05 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,9}{3,09} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right) \\ &= 0,88\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 7137,57 \times 0,88 \\ &= 12546,16 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
 N_c &= 6,33 \\
 B_g &= 0,90 \text{ m} \\
 L_g &= 3,15 \text{ m} \\
 Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
 &= 1,3 \times 240,00 \times 0,90 \times 3,15 \\
 &= 5594,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 B_g &= 0,90 \text{ m} \\
 L_g &= 3,15 \text{ m} \\
 L &= 1,5 \text{ m} \\
 C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
 &= 2 \times 1,5 \times (0,90 + 3,15) \times 17,65 \\
 &= 214,47 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.30 sebagai berikut.

Tabel 5. 30 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	8,10	1,50	17,65	214,47
3,00	8,10	1,50	17,65	214,47
4,50	8,10	1,50	17,65	214,47
6,00	8,10	1,50	17,65	214,47

**Lanjutan Tabel 5. 30 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

7,50	8,10	1,50	17,65	214,47
9,00	8,10	1,50	17,65	214,47
10,50	8,10	1,50	27,33	332,06
12,00	8,10	1,50	40,67	494,14
13,50	8,10	1,50	69,60	845,64
15,00	8,10	1,50	98,67	1198,84
16,50	8,10	1,50	126,93	1542,20
18,00	8,10	1,50	134,40	1632,96
19,50	8,10	1,50	149,07	1811,20
21,00	8,10	1,50	171,60	2084,94
22,50	8,10	1,50	186,93	2271,20
24,00	8,10	1,50	197,20	2395,98
25,50	8,10	1,50	240,00	2916,00
27,00	8,10	1,50	195,87	2379,82
28,50	8,10	1,50	194,00	2357,10
30,00	8,10	1,50	207,87	2525,62
31,50	8,10	1,50	214,00	2600,10
33,00	8,10	1,50	217,20	2638,98
34,50	8,10	1,50	240,00	2916,00
36,00	8,10	1,50	240,00	2916,00
37,50	8,10	1,50	240,00	2916,00
39,00	8,10	1,50	240,00	2916,00
40,50	8,10	1,50	17,65	214,47
42,00	8,10	1,50	17,65	214,47
ΣQ_s				42977,61

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 5594,59 + 42977,61 \\ &= 48572,20 \text{ kN} \end{aligned}$$

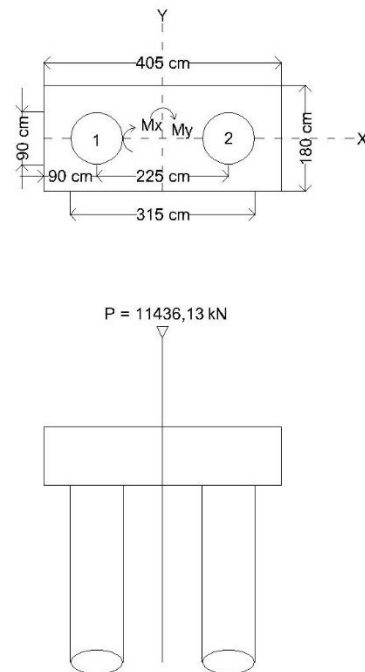
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 12546,16 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan Gambar 5.20 berikut.

Tabel 5. 31 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	1,13	0,00	1,27	0,00	5718,06	0,00	518,48	6236,55	AMAN
2	-1,13	0,00	1,27	0,00	5718,06	0,00	-518,48	5199,58	AMAN
			5,06	0,00					

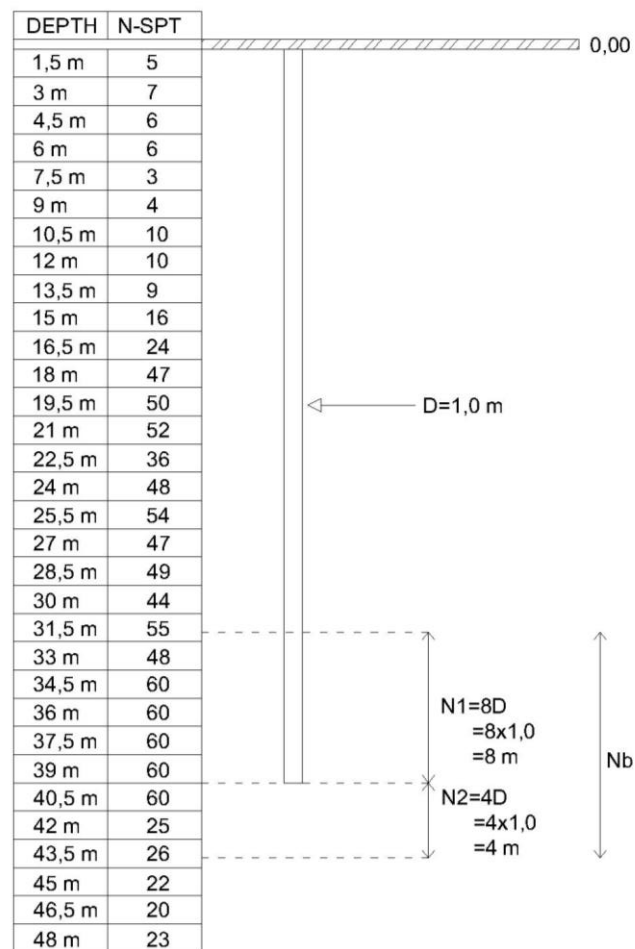


Gambar 5. 20 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 7137,57 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

4. Tiang Pancang Diameter 1,0 m

Tiang pancang berada di kedalaman 39 m maka didapatkan nilai N_1 dan N_2 pada tiang diameter 1,0 m dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut.



Gambar 5. 21 Nilai N_b pada Metode Meyerhoff Tiang Diameter 1,0 m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{(0,5 \times 55) + (1,5 \times 48) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 60) + (1,5 \times 25) + (1,5 \times 26) + (1 \times 22)}{0,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,5 + 1,0} \\
 &= \frac{558}{12} \\
 &= 46,50
 \end{aligned}$$

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,0^2 \\
 &= 0,79 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40 \times N_b \times A_p \times \frac{L}{D} \leq A_p \times 400 \times N_b \\
 &= 40 \times 46,50 \times 0,79 \times \frac{39}{1,0} \leq 0,79 \times 400 \times 46,50
 \end{aligned}$$

$$= 56972,78 \text{ kN} \leq 14608,41 \text{ kN}$$

$$= 14608,41 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,0$$

$$= 3,14 \text{ m}$$

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter dengan nilai N-SPT 5

$$Q_s = 2 \times A_s \times L \times N\text{-SPT}$$

$$= 2 \times 3,14 \times 1,5 \times 5$$

$$= 47,12 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = \phi + 3^\circ$$

$$= 34,10^\circ - 3^\circ$$

$$= 31,10$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 3,14 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10)$$

$$= 453,08 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s pada kedalaman 1,50-39,00 meter didapatkan pada perhitungan 1 dan 2 sesuai hasil rekapitulasi pada Tabel 5.32 dan Tabel 5.33 berikut.

Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung

A_s	L	NSPT	Q_s
m	m		kN
3,14	1,50	5	47,12
3,14	1,50	7	65,97
3,14	1,50	6	56,55

**Lanjutan Tabel 5. 32 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi
Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Lempung**

3,14	1,50	6	56,55
3,14	1,50	3	28,27
3,14	1,50	4	37,70
3,14	1,50	10	94,25
3,14	1,50	10	94,25
3,14	1,50	9	84,82
3,14	1,50	16	150,80
3,14	1,50	24	226,19
3,14	1,50	47	442,96
3,14	1,50	50	471,24
3,14	1,50	52	490,09
3,14	1,50	36	339,29
3,14	1,50	49	461,81
3,14	1,50	44	414,69
3,14	1,50	55	518,36
3,14	1,50	60	565,49
3,14	1,50	60	565,49
3,14	1,50	60	565,49
ΣQ_s			5777,39

**Tabel 5. 33 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang
Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir**

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m²
24,00	1,50	3,14	0,90	106,27	453,08
25,50	1,50	3,14	0,90	106,27	453,08
27,00	1,50	3,14	0,90	106,27	453,08
33,00	1,50	3,14	1,06	106,27	528,59

Lanjutan Tabel 5. 33 Rekapitulasi Perhitungan Q_s Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff pada Tanah Pasir

34,50	1,50	3,14	1,06	106,27	528,59
ΣQ_s (kN)					2416,41

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_s \text{ lempung} + Q_s \text{ pasir} \\
 &= 5777,39 + 2416,41 \\
 &= 8193,80 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 14608,41 + 8193,80 \\
 &= 22802,20 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton} \\
 &= 0,79 \times 39 \times 24 \\
 &= 735,13 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{22802,20}{2,5} - 735,13 \\
 &= 8385,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

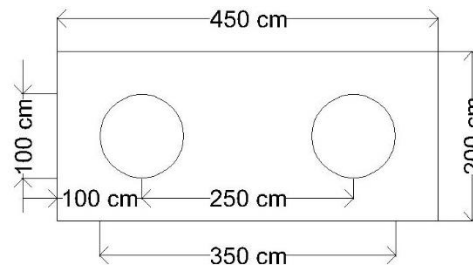
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{8385,75} \\
 &= 1,36 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 1,0 \\
 &= 2,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.22 di bawah ini.



Gambar 5. 22 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Meyerhoff

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 1,0 \text{ m}$$

$$S = 2,50 \text{ m}$$

$$B_g = 1,00 \text{ m}$$

$$L_g = 3,50 \text{ m}$$

$$B = 2,00 \text{ m}$$

$$L = 4,50 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{1,0}{3,34} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2-1) \times 1 + (1-1) \times 2}{90 \times 1 \times 2} \right) \\ &= 0,88\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 8388,05 \times 0,88 \\ &= 14744,20 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
 N_c &= 6,33 \\
 B_g &= 1,00 \text{ m} \\
 L_g &= 3,50 \text{ m} \\
 Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
 &= 1,3 \times 240,00 \times 1,00 \times 3,50 \\
 &= 6906,90 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 B_g &= 1,00 \text{ m} \\
 L_g &= 3,50 \text{ m} \\
 L &= 1,5 \text{ m} \\
 C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
 &= 2 \times 1,5 \times (1,00 + 3,50) \times 17,65 \\
 &= 238,30 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.34 sebagai berikut.

Tabel 5. 34 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	9,00	1,50	17,65	238,30
3,00	9,00	1,50	17,65	238,30
4,50	9,00	1,50	17,65	238,30

**Lanjutan Tabel 5. 34 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Meyerhoff Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

6,00	9,00	1,50	17,65	238,30
7,50	9,00	1,50	17,65	238,30
9,00	9,00	1,50	17,65	238,30
10,50	9,00	1,50	27,33	368,96
12,00	9,00	1,50	40,67	549,05
13,50	9,00	1,50	69,60	939,60
15,00	9,00	1,50	98,67	1332,05
16,50	9,00	1,50	126,93	1713,56
18,00	9,00	1,50	134,40	1814,40
19,50	9,00	1,50	149,07	2012,45
21,00	9,00	1,50	171,60	2316,60
22,50	9,00	1,50	186,93	2523,56
24,00	9,00	1,50	197,20	2662,20
25,50	9,00	1,50	240,00	3240,00
27,00	9,00	1,50	195,87	2644,25
28,50	9,00	1,50	194,00	2619,00
30,00	9,00	1,50	207,87	2806,25
31,50	9,00	1,50	214,00	2889,00
33,00	9,00	1,50	217,20	2932,20
34,50	9,00	1,50	240,00	3240,00
36,00	9,00	1,50	240,00	3240,00
37,50	9,00	1,50	240,00	3240,00
39,00	9,00	1,50	240,00	3240,00
ΣQ_s				47752,90

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 6909,90 + 47752,90 \\ &= 54659,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

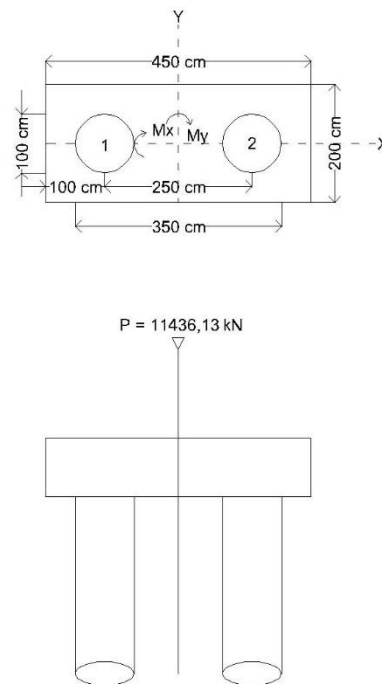
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 14744,20 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.35 dan Gambar 5.23 berikut.

Tabel 5. 35 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	1,25	0,00	1,56	0,00	5718,06	0,00	576,09	6294,16	AMAN
2	-1,25	0,00	1,56	0,00	5718,06	0,00	-576,09	5141,97	AMAN
			6,25	0,00					



Gambar 5. 23 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 8388,05 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

5.6.2 Metode Tomlinson

1. Tiang Pancang Diameter 0,7 m

Pada perencanaan diameter 0,7 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 240,00 kN/m² dengan sudut geser dalam (ϕ) = 4,45, didapatkan $N_c^* = 11$ berdasarkan grafik Tomlinson (1957)

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2 \\ &= 0,38 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times N_c^* \times C_u \\ &= 0,38 \times 6,33 \times 240,00 \\ &= 584,19 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 1 \times 17,65 \\ &= 17,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,20 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times f \times L \\ &= 2,20 \times 17,65 \times 1,5 \\ &= 58,23 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\begin{aligned} \delta &= \phi + 3^\circ \\ &= 34,10^\circ - 3^\circ \\ &= 31,10 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta \\ &= 2,20 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10) \\ &= 317,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 1,50-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.36 dan Tabel 5.37 berikut.

Tabel 5. 36 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Lempung

Kedalaman	L	C_u	Tomlinson	f	Q_s
m	m	kN/m ²	α	kN/m ²	kN
1,50	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23

**Lanjutan Tabel 5. 36 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi
Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Lempung**

3,00	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23
4,50	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23
6,00	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23
7,50	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23
9,00	1,50	17,65	1,00	17,65	58,23
10,50	1,50	27,33	1,00	27,33	90,15
12,00	1,50	40,67	1,00	40,67	134,16
13,50	1,50	69,60	1,00	69,60	229,59
15,00	1,50	98,67	0,98	96,70	318,97
16,50	1,50	126,93	0,72	91,39	301,46
18,00	1,50	134,40	0,47	63,17	208,37
19,50	1,50	149,07	0,35	52,17	172,11
21,00	1,50	171,60	0,32	54,91	181,14
22,50	1,50	186,93	0,32	59,82	197,32
28,50	1,50	194,00	0,32	62,08	204,78
30,00	1,50	207,87	0,32	66,52	219,42
31,50	1,50	214,00	0,32	68,48	225,89
36,00	1,50	240,00	0,32	76,80	253,34
37,50	1,50	240,00	0,32	76,80	253,34
39,00	1,50	240,00	0,32	76,80	253,34
ΣQ_s (kN)					3592,74

**Tabel 5. 37 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang
Metode Tomlinson pada Tanah Pasir**

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Q_s
m	m	m		kN/m²	kN/m³
24,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
25,50	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15

Lanjutan Tabel 5. 37 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Pasir

27,00	1,50	2,20	0,90	106,27	317,15
33,00	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01
34,50	1,50	2,20	1,06	106,27	370,01
ΣQ_s (kN)					1691,49

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 3592,74 + 1691,49 \\
 &= 5284,23 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 584,19 + 5284,23 \\
 &= 5868,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{5868,42}{2,5} \\
 &= 2347,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{2347,37} \\
 &= 4,87 \text{ tiang} \approx 7 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

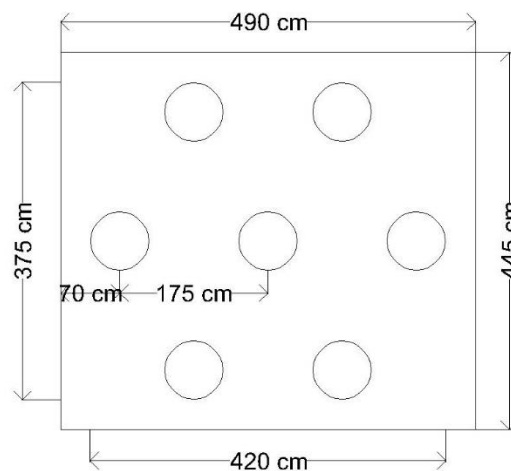
Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 7 tiang karena pembulatan dari 5 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,7
 \end{aligned}$$

$$= 1,75 \text{ m}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.24 di bawah ini.



Gambar 5. 24 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 0,7 \text{ m}$$

$$S = 1,75 \text{ m}$$

$$B_g = 3,75 \text{ m}$$

$$L_g = 4,20 \text{ m}$$

$$B = 4,45 \text{ m}$$

$$L = 4,90 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,7}{2,59} \\ &= 21,80^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\
&= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2,33-1) \times 2,33 + (2,33-1) \times 2,33}{90 \times 2,33 \times 2,33} \right) \\
&= 0,72 \\
Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
&= 7 \times 2303,84 \times 0,72 \\
&= 11667,05 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
N_c &= 11 \text{ (Tomlinson, 1957)} \\
B_g &= 3,75 \text{ m} \\
L_g &= 4,20 \text{ m} \\
Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
&= 1,3 \times 240,00 \times 3,75 \times 4,20 \\
&= 4907,45 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
B_g &= 3,75 \text{ m} \\
L_g &= 4,20 \text{ m} \\
L &= 1,5 \text{ m} \\
C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
&= 2 \times 1,5 \times (3,75 + 4,20) \times 17,65 \\
&= 420,73 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.38 sebagai berikut.

Tabel 5. 38 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m²	kN/m²
1,50	15,89	1,50	17,65	420,73
3,00	15,89	1,50	17,65	420,73
4,50	15,89	1,50	17,65	420,73
6,00	15,89	1,50	17,65	420,73
7,50	15,89	1,50	17,65	420,73
9,00	15,89	1,50	17,65	420,73
10,50	15,89	1,50	27,33	651,41
12,00	15,89	1,50	40,67	969,37
13,50	15,89	1,50	69,60	1658,92
15,00	15,89	1,50	98,67	2351,80
16,50	15,89	1,50	126,93	3025,38
18,00	15,89	1,50	134,40	3203,42
19,50	15,89	1,50	149,07	3553,08
21,00	15,89	1,50	171,60	4090,09
22,50	15,89	1,50	186,93	4455,48
24,00	15,89	1,50	197,20	4700,26
25,50	15,89	1,50	240,00	5720,40
27,00	15,89	1,50	195,87	4668,56
28,50	15,89	1,50	194,00	4623,99
30,00	15,89	1,50	207,87	4954,58
31,50	15,89	1,50	214,00	5100,69
33,00	15,89	1,50	217,20	5176,96
34,50	15,89	1,50	240,00	5720,40
36,00	15,89	1,50	240,00	5720,40
37,50	15,89	1,50	240,00	5720,40

**Lanjutan Tabel 5. 38 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

39,00	15,89	1,50	240,00	5720,40
ΣQ_s				84310,40

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
 &= 4907,45 + 84310,40 \\
 &= 138292,33 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

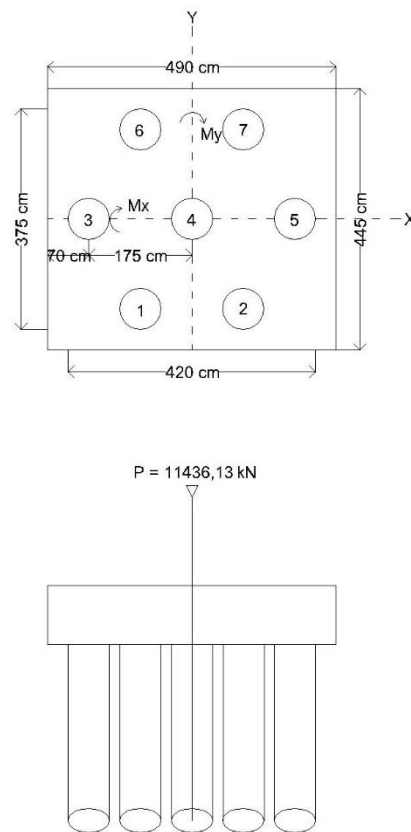
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 11667,05 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.39 dan Gambar 5.25 berikut.

Tabel 5. 39 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	0,88	1,52	0,77	2,32	1633,73	92,36	67,21	1793,30	AMAN
2	-0,88	1,52	0,77	2,32	1633,73	92,36	-67,21	1658,88	AMAN
3	1,75	0,00	3,06	0,00	1633,73	0,00	134,42	1768,15	AMAN
4	0,00	0,00	0,00	0,00	1633,73	0,00	0,00	1633,73	AMAN
5	-1,75	0,00	3,06	0,00	1633,73	0,00	-134,42	1499,31	AMAN
6	0,88	-1,52	0,77	2,32	1633,73	-92,36	67,21	1608,59	AMAN
7	-0,88	-1,52	0,77	2,32	1633,73	-92,36	-67,21	1474,16	AMAN
			9,19	9,27					



Gambar 5. 25 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 2303,84 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

2. Tiang Pancang Diameter 0,8 m

Pada perencanaan diameter 0,8 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 240,00 kN/m² dengan sudut geser dalam (ϕ) = 4,45, didapatkan $N_c^* = 11$ berdasarkan grafik Tomlinson (1957)

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \\ &= 0,50 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = A_p \times N_c^* \times C_u$$

$$= 0,50 \times 6,33 \times 240,00$$

$$= 763,03 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter

$$f = \alpha \times C_u$$

$$= 1 \times 17,65$$

$$= 17,65$$

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 0,8$$

$$= 2,51 \text{ m}$$

$$Q_s = A_s \times f \times L$$

$$= 2,51 \times 17,65 \times 1,5$$

$$= 66,55 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 24,00-25,50 meter pada tanah pasir dengan $p_o' = 106,27 \text{ kN/m}^2$ dan $\phi = 34,10^\circ$

$$\delta = \phi + 3^\circ$$

$$= 34,10^\circ - 3^\circ$$

$$= 31,10$$

$$Q_s = P \times L \times p_o' \times K_d \times \tan \delta$$

$$= 2,51 \times 1,5 \times 106,27 \times 1,5 \times \tan(31,10)$$

$$= 362,46 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 1,50-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.40 dan Tabel 5.41 berikut.

**Tabel 5. 40 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang
Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Lempung**

Kedalaman	L	C_u	Tomlinson	f	Q_s
m	m	kN/m²	α	kN/m²	kN
1,50	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
3,00	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
4,50	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
6,00	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
7,50	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
9,00	1,50	17,65	1,00	17,65	66,55
10,50	1,50	27,33	1,00	27,33	103,03
12,00	1,50	40,67	1,00	40,67	153,32
13,50	1,50	69,60	1,00	69,60	262,39
15,00	1,50	98,67	0,98	96,70	364,54
16,50	1,50	126,93	0,72	91,39	344,53
18,00	1,50	134,40	0,47	63,17	238,14
19,50	1,50	149,07	0,35	52,17	196,69
21,00	1,50	171,60	0,32	54,91	207,01
22,50	1,50	186,93	0,32	59,82	225,51
28,50	1,50	194,00	0,32	62,08	234,04
30,00	1,50	207,87	0,32	66,52	250,77
31,50	1,50	214,00	0,32	68,48	258,16
36,00	1,50	240,00	0,32	76,80	289,53
37,50	1,50	240,00	0,32	76,80	289,53
39,00	1,50	240,00	0,32	76,80	289,53
ΣQ_s (kN)					4105,99

Tabel 5. 41 Rekapitulasi Perhitungan Qs pada Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson pada Tanah Pasir

Kedalaman	L	P	Kd.tg δ	po'	Qs
m	m	m		kN/m ²	kN/m ³
24,00	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
25,50	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
27,00	1,50	2,51	0,90	106,27	362,46
33,00	1,50	2,51	1,06	106,27	422,87
34,50	1,50	2,51	1,06	106,27	422,87
ΣQ_s (kN)					1933,13

4) Total perhitungan tahanan selimut

$$\begin{aligned}
 Q_s &= Q_{s \text{ lempung}} + Q_{s \text{ pasir}} \\
 &= 4105,99 + 1933,13 \\
 &= 6039,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 763,03 + 6039,12 \\
 &= 6802,15 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{6802,15}{2,5} \\
 &= 2720,86 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang Pancang

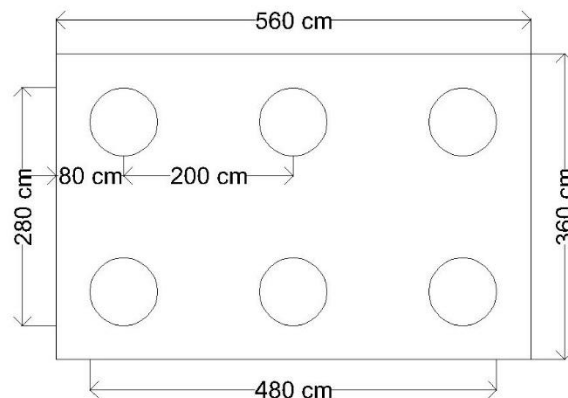
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{2720,86} \\
 &= 4,20 \text{ tiang} \approx 6 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 6 tiang karena pembulatan dari 5 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned} S &= 2,5 \times D \\ &= 2,5 \times 0,8 \\ &= 2,00 \text{ m} \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.26 di bawah ini.



Gambar 5. 26 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \alpha &= 0,8 \text{ m} \\ S &= 2,00 \text{ m} \\ B_g &= 2,80 \text{ m} \\ L_g &= 4,80 \text{ m} \\ B &= 3,60 \text{ m} \\ L &= 5,60 \text{ m} \end{aligned}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\theta = \arctan \frac{D}{S}$$

$$\begin{aligned}
&= \arctan \frac{0,8}{2,00} \\
&= 21,80^\circ \\
E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\
&= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(3-1) \times 2 + (2-1) \times 3}{90 \times 2 \times 3} \right) \\
&= 0,72 \\
Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
&= 6 \times 2699,31 \times 0,72 \\
&= 11618,73 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
N_c &= 11 \text{ (Tomlinson, 1957)} \\
B_g &= 2,80 \text{ m} \\
L_g &= 4,80 \text{ m} \\
Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
&= 1,3 \times 240,00 \times 2,80 \times 4,80 \\
&= 4193,28 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
B_g &= 2,80 \text{ m} \\
L_g &= 4,80 \text{ m} \\
L &= 1,5 \text{ m} \\
C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
&= 2 \times 1,5 \times (2,80 + 4,80) \times 17,65 \\
&= 402,46 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.42 sebagai berikut.

Tabel 5. 42 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m²	kN/m²
1,50	15,2	1,50	17,65	402,46
3,00	15,2	1,50	17,65	402,46
4,50	15,2	1,50	17,65	402,46
6,00	15,2	1,50	17,65	402,46
7,50	15,2	1,50	17,65	402,46
9,00	15,2	1,50	17,65	402,46
10,50	15,2	1,50	27,33	623,12
12,00	15,2	1,50	40,67	927,28
13,50	15,2	1,50	69,60	1586,88
15,00	15,2	1,50	98,67	2249,68
16,50	15,2	1,50	126,93	2894,00
18,00	15,2	1,50	134,40	3064,32
19,50	15,2	1,50	149,07	3398,80
21,00	15,2	1,50	171,60	3912,48
22,50	15,2	1,50	186,93	4262,00
24,00	15,2	1,50	197,20	4496,16
25,50	15,2	1,50	240,00	5472,00
27,00	15,2	1,50	195,87	4465,84
28,50	15,2	1,50	194,00	4423,20
30,00	15,2	1,50	207,87	4739,44
31,50	15,2	1,50	214,00	4879,20
33,00	15,2	1,50	217,20	4952,16
34,50	15,2	1,50	240,00	5472,00
36,00	15,2	1,50	240,00	5472,00
37,50	15,2	1,50	240,00	5472,00

**Lanjutan Tabel 5. 42 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

39,00	15,2	1,50	240,00	5472,00
ΣQ_s				80649,34

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
 &= 4193,28 + 80649,34 \\
 &= 126775,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

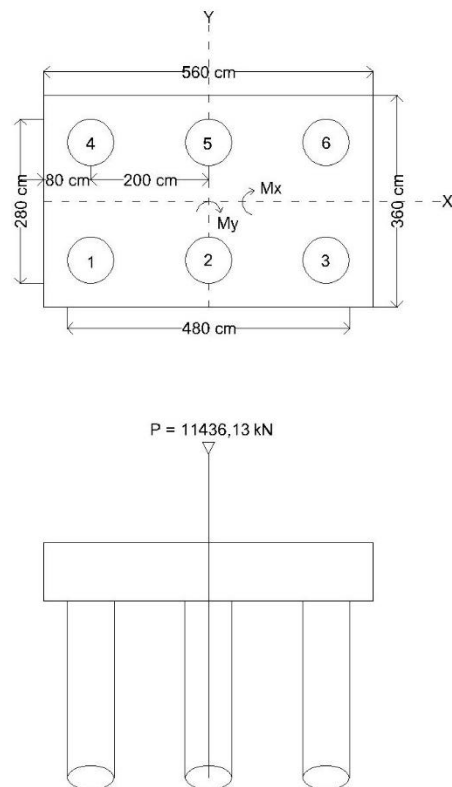
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 11618,73 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.43 dan Gambar 5.27 berikut.

Tabel 5. 43 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	2,00	1,00	4,00	1,00	1633,73	60,66	153,62	1848,02	AMAN
2	2,00	1,00	4,00	1,00	1633,73	60,66	153,62	1848,02	AMAN
3	0,00	1,00	0,00	1,00	1633,73	60,66	0,00	1694,39	AMAN
4	0,00	-1,00	0,00	1,00	1633,73	-60,66	0,00	1573,07	AMAN
5	-2,00	1,00	4,00	1,00	1633,73	60,66	-153,62	1540,77	AMAN
6	-2,00	-1,00	4,00	1,00	1633,73	-60,66	-153,62	1419,45	AMAN
			11,00	9,08					



Gambar 5. 27 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 2699,31 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

3. Tiang Pancang Diameter 0,9 m

Pada perencanaan diameter 0,9 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 240,00 kN/m² dengan sudut geser dalam (ϕ) = 4,45, didapatkan $N_c^* = 11$ berdasarkan grafik Tomlinson (1957)

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,9^2 \\ &= 0,64 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times N_c^* \times C_u \\ &= 0,64 \times 11 \times 240,00 \end{aligned}$$

$$= 1679,50 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 1 \times 17,65 \\ &= 17,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,9 \\ &= 2,83 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times f \times L \\ &= 2,83 \times 17,65 \times 1,5 \\ &= 74,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-3,00 meter

$$\begin{aligned} f &= \alpha \times C_u \\ &= 1 \times 17,65 \\ &= 17,65 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,9 \\ &= 2,83 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times f \times L \\ &= 2,83 \times 17,65 \times 1,5 \\ &= 74,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 3,00-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 3,00-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 3,00-39,00 meter dapat dilihat pada Tabel 5.44 berikut.

**Tabel 5. 44 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang
Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m**

Kedalaman	L	C_u	Tomlinson	f	Q_s
m	m	kN/m²	α	kN/m²	kN
1,50	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
3,00	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
4,50	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
6,00	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
7,50	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
9,00	1,50	17,65	1,00	17,65	74,86
10,50	1,50	27,33	1,00	27,33	115,91
12,00	1,50	40,67	1,00	40,67	172,49
13,50	1,50	69,60	1,00	69,60	295,18
15,00	1,50	98,67	0,98	96,70	410,10
16,50	1,50	126,93	0,72	91,39	387,60
18,00	1,50	134,40	0,47	63,17	267,90
19,50	1,50	149,07	0,35	52,17	221,28
21,00	1,50	171,60	0,32	54,91	232,89
22,50	1,50	186,93	0,32	59,82	253,70
24,00	1,50	197,20	0,32	63,10	267,63
25,50	1,50	240,00	0,32	76,80	325,72
27,00	1,50	195,87	0,32	62,68	265,83
28,50	1,50	194,00	0,32	62,08	263,29
30,00	1,50	207,87	0,32	66,52	282,11
31,50	1,50	214,00	0,32	68,48	290,43
33,00	1,50	217,20	0,32	69,50	294,78
34,50	1,50	240,00	0,32	76,80	325,72
36,00	1,50	240,00	0,32	76,80	325,72
37,50	1,50	240,00	0,32	76,80	325,72

**Lanjutan Tabel 5. 44 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi
Tiang Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m**

39,00	1,50	240,00	0,32	76,80	325,72
ΣQ_s (kN)					6098,92

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 1679,50 + 6098,92 \\
 &= 7778,42 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{7778,42}{2,5} \\
 &= 3111,37 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang Pancang

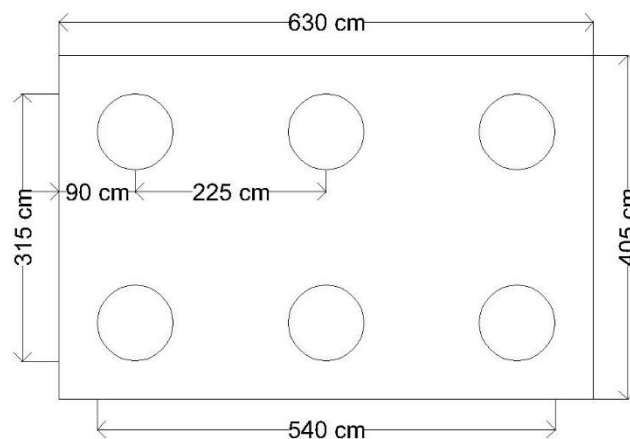
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{3111,37} \\
 &= 3,77 \text{ tiang} \approx 6 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 6 tiang karena pembulatan dari 5 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 0,9 \\
 &= 2,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.28 di bawah ini.



Gambar 5. 28 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 0,9 \text{ m}$$

$$S = 2,25 \text{ m}$$

$$B_g = 3,15 \text{ m}$$

$$L_g = 5,40 \text{ m}$$

$$B = 4,05 \text{ m}$$

$$L = 6,30 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,9}{2,25} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(3-1) \times 2,52 + (2-1) \times 3}{90 \times 3 \times 2} \right) \\ &= 0,72\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 6 \times 3111,37 \times 0,72 \\ &= 13392,37 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 C_b &= 240,00 \text{ kN/m}^2 \\
 N_c &= 11 \text{ (Tomlinson, 1957)} \\
 B_g &= 3,15 \text{ m} \\
 L_g &= 5,40 \text{ m} \\
 Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\
 &= 1,3 \times 240,00 \times 3,15 \times 5,40 \\
 &= 5307,12 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 B_g &= 3,15 \text{ m} \\
 L_g &= 5,40 \text{ m} \\
 L &= 1,5 \text{ m} \\
 C &= 17,65 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\
 &= 2 \times 1,5 \times (3,15 + 5,40) \times 17,65 \\
 &= 452,77 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.35 sebagai berikut.

Tabel 5. 45 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	17,1	1,50	17,65	452,77
3,00	17,1	1,50	17,65	452,77
4,50	17,1	1,50	17,65	452,77
6,00	17,1	1,50	17,65	452,77

**Lanjutan Tabel 5. 45 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

7,50	17,1	1,50	17,65	452,77
9,00	17,1	1,50	17,65	452,77
10,50	17,1	1,50	27,33	701,01
12,00	17,1	1,50	40,67	1043,19
13,50	17,1	1,50	69,60	1785,24
15,00	17,1	1,50	98,67	2530,89
16,50	17,1	1,50	126,93	3255,75
18,00	17,1	1,50	134,40	3447,36
19,50	17,1	1,50	149,07	3823,65
21,00	17,1	1,50	171,60	4401,54
22,50	17,1	1,50	186,93	4794,75
24,00	17,1	1,50	197,20	5058,18
25,50	17,1	1,50	240,00	6156,00
27,00	17,1	1,50	195,87	5024,07
28,50	17,1	1,50	194,00	4976,10
30,00	17,1	1,50	207,87	5331,87
31,50	17,1	1,50	214,00	5489,10
33,00	17,1	1,50	217,20	5571,18
34,50	17,1	1,50	240,00	6156,00
36,00	17,1	1,50	240,00	6156,00
37,50	17,1	1,50	240,00	6156,00
39,00	17,1	1,50	240,00	6156,00
ΣQ_s				90730,51

e) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
 &= 5307,12 + 90730,51 \\
 &= 149108,83 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

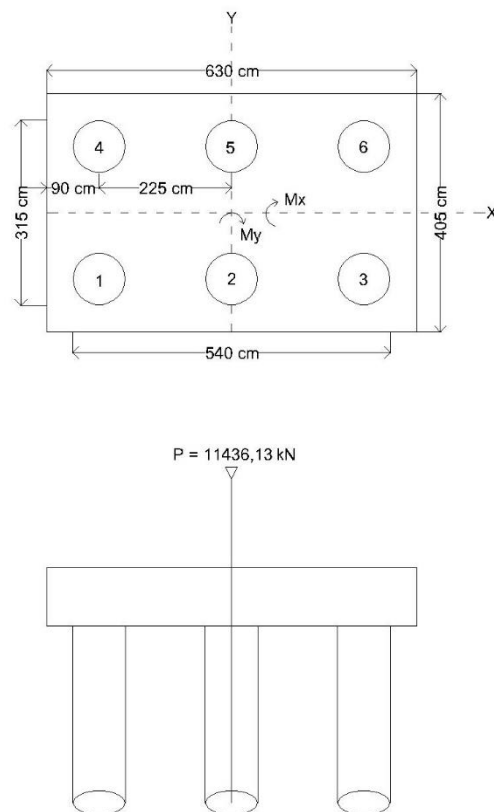
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 13392,37 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.46 dan Gambar 5.29 berikut.

Tabel 5. 46 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	2,25	1,13	5,06	1,27	1906,02	68,24	172,83	2147,09	AMAN
2	0,00	1,13	0,00	1,27	1906,02	68,24	0,00	1974,27	AMAN
3	-2,25	1,13	5,06	1,27	1906,02	68,24	-172,83	1801,44	AMAN
4	2,25	-1,13	5,06	1,27	1906,02	-68,24	172,83	2010,60	AMAN
5	0,00	-1,13	0,00	1,27	1906,02	-68,24	0,00	1837,78	AMAN
6	-2,25	-1,13	5,06	1,27	1906,02	-68,24	-172,83	1664,95	AMAN
			20,25	7,59					



Gambar 5. 29 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 3111,37 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

4. Tiang Pancang Diameter 1,0 m

Pada perencanaan diameter 1,0 m ujung tiang bor berada di kedalaman 39 m sehingga C_u yang digunakan 240,00 kN/m² dengan sudut geser dalam (ϕ) = 4,45, didapatkan $N_c^* = 11$ berdasarkan grafik Tomlinson (1957)

a. Menghitung tahanan ujung tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 1,0^2 \\ &= 0,79 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = A_p \times N_c^* \times C_u$$

$$= 0,79 \times 11 \times 240,00$$

$$= 2073,45 \text{ kN}$$

b. Menghitung tahanan selimut tiang

1) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 0,00-1,50 meter

$$f = \alpha \times C_u$$

$$= 1 \times 17,65$$

$$= 17,65$$

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,0$$

$$= 3,14 \text{ m}$$

$$Q_s = A_s \times f \times L$$

$$= 3,14 \times 17,65 \times 1,5$$

$$= 83,18 \text{ kN}$$

2) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 1,50-3,00 meter

$$f = \alpha \times C_u$$

$$= 1 \times 17,65$$

$$= 17,65$$

$$P = \pi \times D$$

$$= \pi \times 1,0$$

$$= 3,14 \text{ m}$$

$$Q_s = A_s \times f \times L$$

$$= 3,14 \times 17,65 \times 1,5$$

$$= 83,18 \text{ kN}$$

3) Menghitung tahanan selimut tiang kedalaman 3,00-39,00 meter

Untuk perhitungan Q_s kedalaman 3,00-39,00 meter menggunakan metode perhitungan sesuai pada a dan b untuk hasil rekapitulasi perhitungan pada kedalaman 3,00-39,00 meter dapat dilihat pada Tabel 5.47 berikut.

**Tabel 5. 47 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi Tiang
Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m**

Kedalaman	L	C_u	Tomlinson	f	Q_s
m	m	kN/m²	α	kN/m²	kN
1,50	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
3,00	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
4,50	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
6,00	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
7,50	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
9,00	1,50	17,65	1,00	17,65	83,18
10,50	1,50	27,33	1,00	27,33	128,79
12,00	1,50	40,67	1,00	40,67	191,65
13,50	1,50	69,60	1,00	69,60	327,98
15,00	1,50	98,67	0,98	96,70	455,67
16,50	1,50	126,93	0,72	91,39	430,66
18,00	1,50	134,40	0,47	63,17	297,67
19,50	1,50	149,07	0,35	52,17	245,87
21,00	1,50	171,60	0,32	54,91	258,77
22,50	1,50	186,93	0,32	59,82	281,88
24,00	1,50	197,20	0,32	63,10	297,37
25,50	1,50	240,00	0,32	76,80	361,91
27,00	1,50	195,87	0,32	62,68	295,37
28,50	1,50	194,00	0,32	62,08	292,55
30,00	1,50	207,87	0,32	66,52	313,46
31,50	1,50	214,00	0,32	68,48	322,70
33,00	1,50	217,20	0,32	69,50	327,53
34,50	1,50	240,00	0,32	76,80	361,91
36,00	1,50	240,00	0,32	76,80	361,91
37,50	1,50	240,00	0,32	76,80	361,91

**Lanjutan Tabel 5. 47 Rekapitulasi Perhitungan Q_s pada Fondasi
Tiang Pancang Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m**

39,00	1,50	240,00	0,32	76,80	361,91
ΣQ_s (kN)					6776,58

c. Menghitung tahanan ultimit

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 2073,45 + 6776,58 \\
 &= 8850,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Menghitung tahanan ijin

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{8850,03}{2,5} \\
 &= 3540,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang Pancang

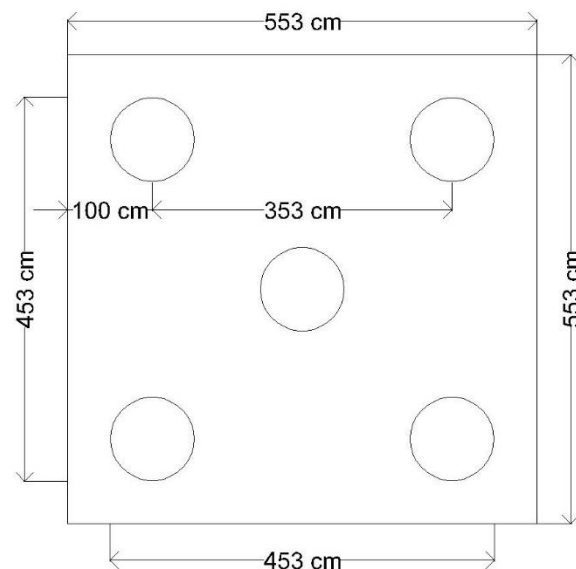
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{11436,13}{3540,01} \\
 &= 3,36 \text{ tiang} \approx 5 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jumlah tiang yang digunakan sebanyak 5 tiang karena pembulatan dari 4 tiang yang dihasilkan $Q_{s \text{ satuan}}$ belum memenuhi beban aksial bangunan (P) sebesar 11436,13 kN.

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5 \times D \\
 &= 2,5 \times 1,0 \\
 &= 2,50 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Berikut merupakan desain susunan rencana fondasi kelompok tiang pancang pada Gambar 5.30 di bawah ini.



Gambar 5. 30 Kelompok Fondasi Tiang Pancang Metode Tomlinson

Dari gambar di atas diperoleh data sebagai berikut.

$$\alpha = 1,0 \text{ m}$$

$$S = 2,50 \text{ m}$$

$$B_g = 4,53 \text{ m}$$

$$L_g = 4,53 \text{ m}$$

$$B = 5,53 \text{ m}$$

$$L = 5,53 \text{ m}$$

f. Kapasitas dukung kelompok tiang pancang

1) Kapasitas dukung kelompok tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi tiang dapat dihitung sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{1,0}{2,50} \\ &= 21,80^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \left(\frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{90 \times m \times n} \right) \\ &= 1 - 21,80^\circ \left(\frac{(2,5-1) \times 2,5 + (2,5-1) \times 2,5}{90 \times 2,5 \times 2,5} \right) \\ &= 0,71\end{aligned}$$

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g$$

$$= 5 \times 3540,01 \times 0,71$$

$$= 12554,91 \text{ kN}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang bor dalam kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

a) Menghitung tahanan ujung tiang dalam kesatuan blok

$$C_b = 240,00 \text{ kN/m}^2$$

$$N_c = 11 \text{ (Tomlinson, 1957)}$$

$$B_g = 4,53 \text{ m}$$

$$L_g = 4,53 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= 1,3 \times C_b \times B_g \times L_g \\ &= 1,3 \times 240,00 \times 4,53 \times 4,53 \\ &= 6388,40 \text{ kN} \end{aligned}$$

b) Menghitung tahanan selimut tiang dalam kesatuan blok

Pada kedalaman 0 - 1,5 m kapasitas dukung tiang berdasarkan kesatuan blok dapat dihitung sebagai berikut.

$$B_g = 4,53 \text{ m}$$

$$L_g = 4,53 \text{ m}$$

$$L = 1,5 \text{ m}$$

$$C = 17,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 2 \times L \times (B_g + L_g) \times C \\ &= 2 \times 1,5 \times (4,53 + 4,53) \times 17,65 \\ &= 479,25 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Perhitungan tahanan selimut dalam kesatuan blok pada kedalaman 1,5-39 m dapat dilihat pada Tabel 5.47 sebagai berikut.

Tabel 5. 48 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok Kesatuan

Kedalaman	$P=2x(B_g+L_g)$	L	C	Q_s
m	m	m	kN/m ²	kN/m ²
1,50	18,1	1,50	17,65	479,25
3,00	18,1	1,50	17,65	479,25

**Lanjutan Tabel 5. 48 Nilai Q_s Kelompok Fondasi Tiang Bor
Metode Tomlinson Kedalaman 0 - 39 m Berdasarkan Blok
Kesatuan**

4,50	18,1	1,50	17,65	479,25
6,00	18,1	1,50	17,65	479,25
7,50	18,1	1,50	17,65	479,25
9,00	18,1	1,50	17,65	479,25
10,50	18,1	1,50	27,33	742,01
12,00	18,1	1,50	40,67	1104,19
13,50	18,1	1,50	69,60	1889,64
15,00	18,1	1,50	98,67	2678,89
16,50	18,1	1,50	126,93	3446,15
18,00	18,1	1,50	134,40	3648,96
19,50	18,1	1,50	149,07	4047,25
21,00	18,1	1,50	171,60	4658,94
22,50	18,1	1,50	186,93	5075,15
24,00	18,1	1,50	197,20	5353,98
25,50	18,1	1,50	240,00	6516,00
27,00	18,1	1,50	195,87	5317,87
28,50	18,1	1,50	194,00	5267,10
30,00	18,1	1,50	207,87	5643,67
31,50	18,1	1,50	214,00	5810,10
33,00	18,1	1,50	217,20	5896,98
34,50	18,1	1,50	240,00	6516,00
36,00	18,1	1,50	240,00	6516,00
37,50	18,1	1,50	240,00	6516,00
39,00	18,1	1,50	240,00	6516,00
ΣQ_s				96036,39

c) Menghitung Kapasitas dukung ultimit dalam kesatuan blok

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\ &= 6388,40 + 96036,39 \\ &= 166308,73 \text{ kN} \end{aligned}$$

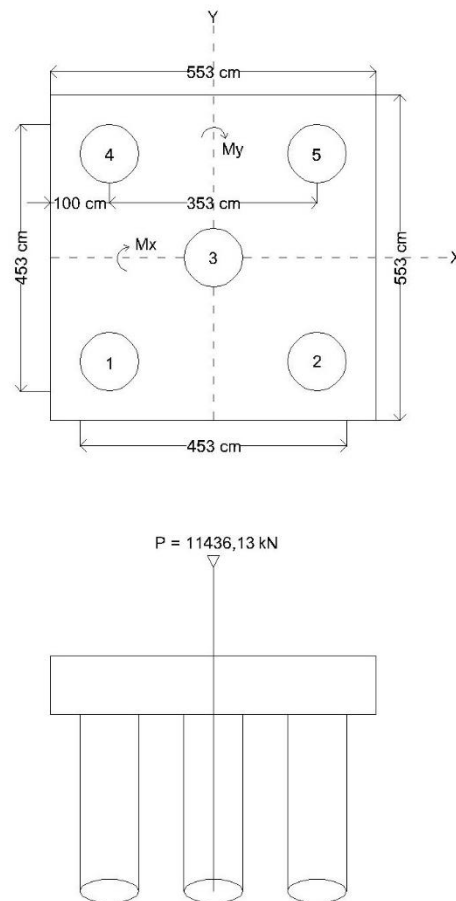
Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diperoleh diambil nilai yang terkecil yaitu nilai kapasitas dukung berdasarkan efisiensi tiang sebesar 12554,91 kN.

g. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Hasil perhitungan dan kontrol terhadap masing-masing tiang fondasi bor dapat dilihat pada Tabel 5.49 dan Gambar 5.31 berikut.

Tabel 5. 49 Rekapitulasi Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi Tiang Pancang

Tiang	x_i	y_i	x²	y²	$\frac{P}{n}$	$\frac{M_x \times y_i}{\sum y^2}$	$\frac{M_y \times x_i}{\sum x^2}$	P_i	Kondisi
	m	m	m²	m²	kN	kN	kN	kN	P_i<P_{izin}
1	1,76	1,76	3,11	3,11	2287,23	106,92	135,38	2529,52	AMAN
2	-1,76	1,76	3,11	3,11	2287,23	106,92	-135,38	2258,76	AMAN
3	0,00	0,00	0,00	0,00	2287,23	0,00	0,00	2287,23	AMAN
4	1,76	-1,76	3,11	3,11	2287,23	-106,92	135,38	2315,69	AMAN
5	-1,76	-1,76	3,11	3,11	2287,23	-106,92	-135,38	2044,93	AMAN
			12,43	12,43					



Gambar 5. 31 Distribusi Gaya Kelompok Tiang Pancang

Dari hasil perhitungan dan kontrol masing-masing (P_i) setelah diberikan beban diperoleh P_i lebih kecil dari P_{izin} atau Q_{all} sebesar 3540,01 kN sehingga fondasi tiang bor aman terhadap beban rencana.

5.7 Analisis Penurunan Fondasi Tiang

5.7.1 Analisis Penurunan Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan tiang pancang dengan variasi diameter 1,0 m metode Tomlinson dapat ditentukan sebagai berikut.

$$P = 11436,13 \text{ kN}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 39 \text{ m}$$

$$\text{Modulus elastisitas (E}_p\text{)} = 4700 \times \sqrt{f'_c}$$

$$\begin{aligned}
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ Mpa} \\
 &= 25742960,20 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Modulus elastisitas tanah (E_s) = 40000 kN/m²

$$\mu = 0,3$$

$$\begin{aligned}
 K &= \frac{E_p}{E_s} \\
 &= \frac{25742960,20}{40000} \\
 &= 643,57
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 D_b/D &= \frac{1,0}{1,0} \\
 &= 1 \text{ (diameter ujung dan atas sama besarnya)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 L/D &= \frac{39}{1,0} \\
 &= 39
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 E_b/E_s &= \frac{42500}{40000} \\
 &= 1,06
 \end{aligned}$$

Tiang dianggap sebagai tiang dengan daya dukung ujung, maka dari grafik metode Poulos dan Davis (1980) diperoleh parameter sebagai berikut.

$$I_0 = 0,05 \text{ (untuk } \frac{L}{D} = 39, \frac{D_b}{D} = 1)$$

$$R_k = 1,46 \text{ (untuk } \frac{L}{D} = 39, K = 643,57)$$

$$R_b = 0,93 \text{ (untuk } \frac{L}{D} = 39, \frac{E_b}{E_s} = 1,06)$$

$$R_\mu = 0,98 \text{ (untuk } \mu = 0,3, K = 643,57)$$

$$\begin{aligned}
 I &= I_0 \times R_k \times R_b \times R_\mu \\
 &= 0,05 \times 1,46 \times 0,93 \times 0,98 \\
 &= 0,07
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{Q \times I}{E_s \times D} \\
 &= \frac{11436,13 \times 0,07}{40000 \times 1,0} \\
 &= 0,02 \text{ m} \\
 &= 1,88 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Penurunan tiang tunggal untuk fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi lainnya dapat dilihat pada Tabel 5.50 berikut.

Tabel 5. 50 Penurunan Tiang Tunggal

Jenis Tiang	Metode	D (m)	S (m)	S (cm)
Tiang Bor	Skempton	1,0	0,02	1,88
	Tomlinson	1,0	0,02	1,88
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	0,03	3,02
		0,8	0,03	2,71
		0,9	0,02	2,22
		1,0	0,02	1,88
	Tomlinson	0,7	0,03	3,02
		0,8	0,03	2,71
		0,9	0,02	2,22
		1,0	0,02	1,88

5.7.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok

Perhitungan penurunan tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m metode Tomlinson dapat ditentukan sebagai berikut.

1. Perhitungan penurunan segera

$$B_g = 4,53 \text{ m}$$

$$D = 1,0 \text{ m}$$

$$S = 0,02 \text{ m}$$

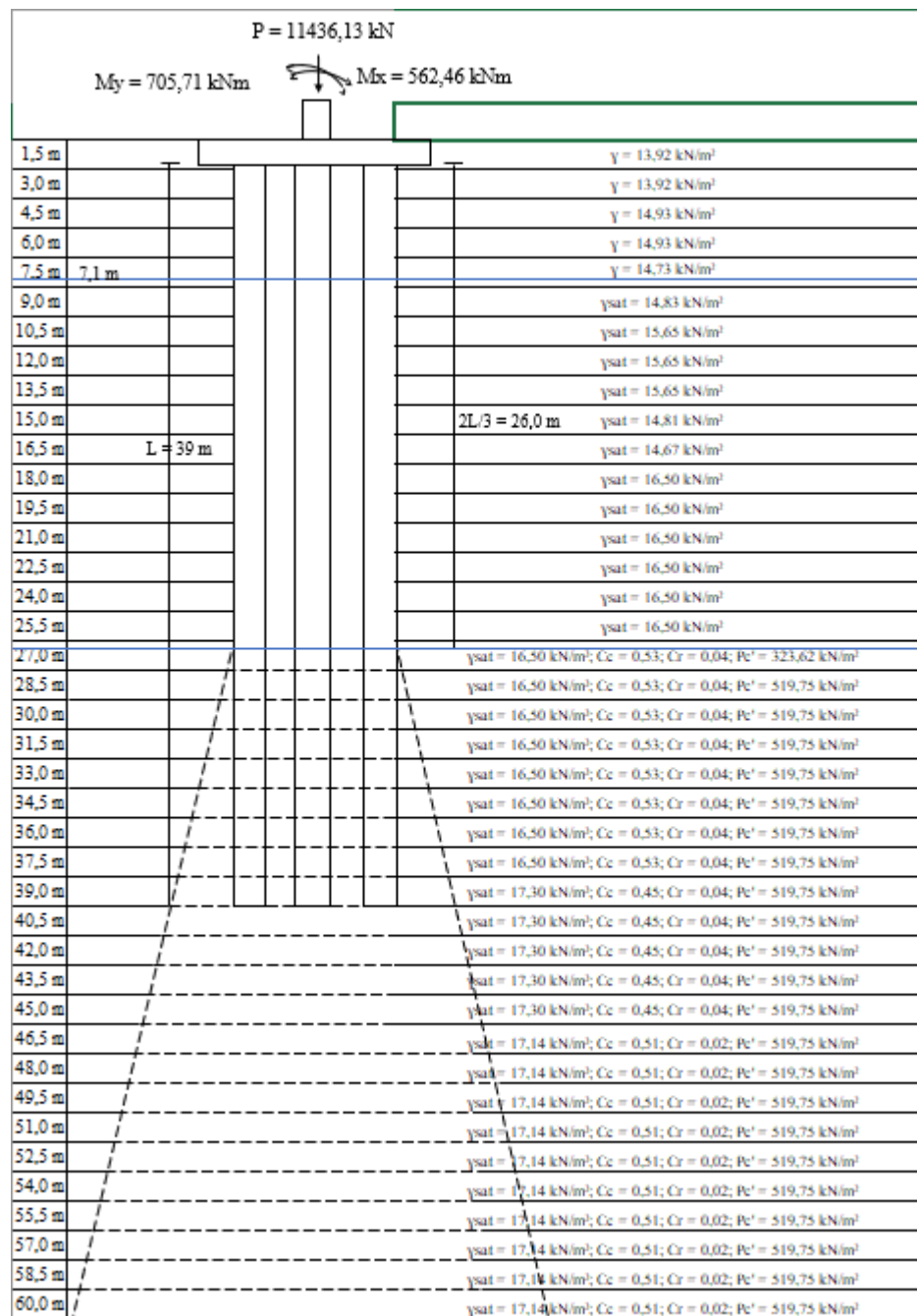
$$S_i = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,02 \times \sqrt{\frac{5,71}{1,0}}$$

$$= 0,04 \text{ m} \approx 3,99 \text{ cm}$$

2. Perhitungan penurunan konsolidasi

Beban tiang disebarkan menurut penyebaran beban 2V : 1H dengan paramater tanah yang digunakan dalam perhitungan tertera pada Lampiran 3. Penyebaran beban tiang dapat dilihat pada Gambar 5.32 berikut.



Gambar 5. 32 Distribusi Beban pada Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
\text{Beban aksial (P)} &= 11436,13 \text{ kN} \\
\text{Lebar kelompok tiang (B}_g\text{)} &= 4,53 \text{ m} \\
\text{Panjang kelompok tiang (L}_g\text{)} &= 4,53 \text{ m} \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 39 \\
\text{Penyebaran tegangan} &= \frac{2}{3} \times L \\
&= \frac{2}{3} \times 39 \\
&= 26 \text{ m}
\end{aligned}$$

Perhitungan penurunan konsolidasi adalah sebagai berikut.

a. Perhitungan lapis ke 1 kedalaman 26 – 27 m

$$H_1 = 1,00 \text{ m}$$

$$z_1 = 0,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
\Delta P &= \frac{P}{(B_g + z_1) \times (L_g + z_1)} \\
&= \frac{11436,13}{(4,53 + 0,50) \times (4,53 + 0,50)} \\
&= 452,91 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
P_o' &= (13,92 \times 1,50) + (13,92 \times 1,50) + (14,93 \times 1,50) + (14,93 \times 1,50) \\
&+ (14,73 \times 1,10) + (14,83 - 9,81) \times 0,40 + (14,83 - 9,81) \times 1,50 + (15,65 - \\
&9,81) \times 1,50 + (15,65 - 9,81) \times 1,50 + (15,65 - 9,81) \times 1,50 + (14,81 - 9,81) \\
&\times 1,50 + (14,67 - 9,81) \times 1,50 + (16,50 - 9,81) \times 1,50 + (16,50 - 9,81) \times 1,50 \\
&+ (16,50 - 9,81) \times 1,50 + (16,50 - 9,81) \times 1,50 + (16,50 - 9,81) \times 1,50 + \\
&(16,50 - 9,81) \times 1,50 + (16,50 - 9,81) \times 0,50 + (16,50 - 9,81) \times 0,50 \\
&= 220,26 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$P_c' = 323,62 \text{ kN/m}^2$$

$$P_o' + \Delta P = 673,17 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
S_{c1} &= \Sigma \frac{H}{1 + e_o} \times \left(C_r \times \log \frac{P_c'}{P_o'} + C_c \times \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_c'} \right) \\
&= \frac{0,50}{1 + 1,29} \times \left(0,04 \times \log \frac{323,62}{220,26} + 0,53 \times \log \frac{673,17}{323,62} \right) \\
&= 0,44 \times (0,169 + 0,006) \\
&= 0,076 \text{ m} \\
&= 7,65 \text{ cm}
\end{aligned}$$

- b. Perhitungan lapis selanjutnya kedalaman 26 – 39 m dapat dilihat pada Tabel 5.51 berikut.

**Tabel 5. 51 Penurunan Konsolidasi pada Fondasi Tiang pancang
Variasi Dimensi 1,0 m**

Lapisan	H	z ₁	P _o '	ΔP	S _c
	m	m	kN/m ²	kN/m ²	m
1	0,50	0,50	220,26	452,90	0,0765
2	1,50	1,75	225,28	290,44	0,0739
3	1,50	3,25	230,30	189,18	0,0081
4	1,50	4,75	235,31	132,94	0,0079
5	1,50	6,25	240,33	98,50	0,0077
6	1,50	7,75	245,35	75,90	0,0075
7	1,50	9,25	250,37	60,27	0,0073
8	1,50	10,75	255,38	49,01	0,0071
9	1,50	12,25	261,00	40,64	0,0073
10	1,50	13,75	266,62	34,24	0,0071
11	1,50	15,25	272,24	29,24	0,0011
12	1,50	16,75	277,85	25,27	0,0009
13	1,50	18,25	283,47	22,05	0,0008
14	1,50	19,75	288,97	19,41	0,0004
15	1,50	21,25	294,47	17,21	0,0004
16	1,50	22,75	299,96	15,37	0,0003
17	1,50	24,25	305,46	13,81	0,0003
18	1,50	25,75	310,96	12,48	0,0003
19	1,50	27,25	316,46	11,33	0,0002
20	1,50	28,75	321,95	10,33	0,0002
21	1,50	30,25	327,45	9,46	0,0002
22	1,50	31,75	332,95	8,69	0,0002
23	1,50	33,25	338,45	8,01	0,0002

Lanjutan Tabel 5. 51 Penurunan Konsolidasi pada Fondasi Tiang pancang Variasi Dimensi 1,0 m

ΣS_c (m)	0,22
ΣS_c (cm)	21,58

Dari tabel di atas diperoleh penurunan konsolidasi sebesar 0,21 m atau 21,58 cm.

5. Penurunan kelompok tiang

Dari perhitungan di atas diperoleh penurunan kelompok tiang sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 S &= S_i + S_c \\
 &= 0,04 + 0,22 \\
 &= 0,26 \text{ m} \\
 &= 25,57 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

Penurunan kelompok tiang untuk fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi dapat dilihat pada Tabel 5.52 berikut.

Tabel 5. 52 Penurunan Kelompok Tiang

Jenis Fondasi	Metode	D (m)	S_i (m)	S_c (m)	S (m)	S (cm)
Fondasi Bor	Skempton	1,0	0,04	0,21	0,25	25,00
	Tomlinson	1,0	0,04	0,21	0,25	25,00
Fondasi Pancang	Meyerhoff	0,7	0,03	0,47	0,50	49,57
		0,8	0,03	0,43	0,45	45,32
		0,9	0,02	0,50	0,52	52,48
		1,0	0,02	0,47	0,49	48,66
	Tomlinson	0,7	0,07	0,25	0,32	31,89
		0,8	0,05	0,27	0,32	31,82
		0,9	0,04	0,24	0,28	27,86
		1,0	0,04	0,22	0,26	25,57

5.7.3 Penurunan yang diizinkan

Penurunan yang diizinkan pada fondasi tiang pancang dengan dimensi 1,0 m atau 100 cm dapat dihitung menggunakan rumus berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 15 \text{ cm} + \frac{D}{600} \\ &= 15 \text{ cm} + \frac{100}{600} \\ &= 15,17 \text{ cm} \end{aligned}$$

Perhitungan penurunan yang diizinkan pada fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi dapat dilihat pada Tabel 5.53 berikut.

Tabel 5. 53 Rekapitulasi Penurunan yang Diizinkan

Jenis Tiang	Metode	D (cm)	S _{izin} (cm)
Tiang Bor	Skempton	100	15,17
	Tomlinson	100	15,17
Tiang Pancang	Meyerhoff	70	15,12
		80	15,13
		90	15,15
		100	15,17
	Tomlinson	70	15,12
		80	15,13
		90	15,15
		100	15,17

5.8 Pembahasan

Perencanaan fondasi merupakan salah satu tahapan penting dalam perencanaan suatu bangunan. Fondasi merupakan bagian dari struktur bawah bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban dari struktur atas ke tanah yang ada di bawah fondasi. Pada pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat dilakukan penyelidikan tanah untuk menentukan sifat fisik tanah sehingga diperoleh parameter yang dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung fondasi yang akurat di lokasi proyek.

Fondasi yang digunakan di Proyek Pembangunan Tower pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat adalah fondasi tiang bor dengan dimensi 1,0 m dan penelitian ini direncanakan menggunakan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m. Sesuai perhitungan pada fondasi tiang pancang secara kapasitas dukung fondasi tunggal dan kelompok tiang sudah memenuhi persyaratan tetapi syarat pada penurunan tidak memenuhi, sehingga untuk memenuhi syarat pada penurunan dilakukan analisis dengan ditambahkan panjang tiang sebesar 42 m dan jarak tiang sebesar $2,5D + 0,02L$.

5.8.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

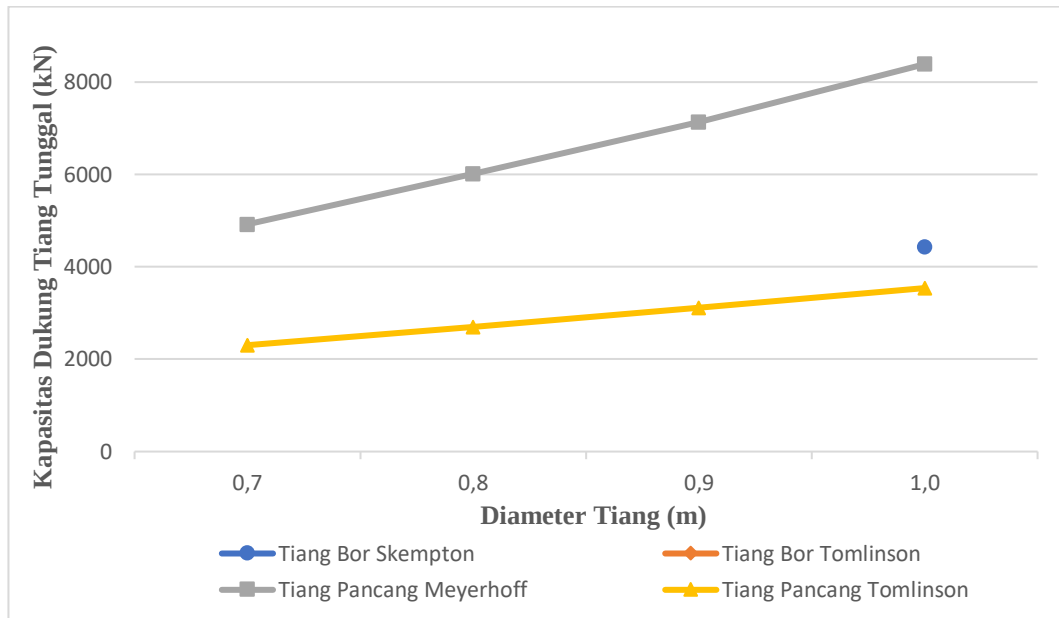
Kapasitas dukung fondasi tiang tunggal pada penelitian ini menggunakan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m dengan kedalaman tiang 42 m dikarenakan dengan kedalaman 39 m penurunan fondasi belum memenuhi penurunan yang diizinkan. Fondasi tiang *existing* atau fondasi tiang bor menggunakan diameter 1,0 dengan kedalaman 39 m. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang dihitung dengan metode Meyerhoff dan metode Tomlinson, sedangkan pada fondasi tiang *existing* atau fondasi tiang bor dihitung dengan metode Skempton dan metode Tomlinson. Nilai kapasitas dukung fondasi tiang tunggal yang telah dihitung sebelumnya dapat dilihat pada Tabel 5.54 dan Gambar 5.33 Berikut.

Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

Jenis Tiang	Metode	D	Q _p	Q _s	Q _u	Q _{all}
		m	kN	kN	kN	kN
Tiang Bor	Skempton	1,0	1357,17	8054,28	9411,45	4705,72
	Tomlinson	1,0	2073,43	7838,79	9031,01	4515,50
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	7464,16	5739,69	13203,85	4919,71
		0,8	9636,31	6559,65	16195,96	6006,05
		0,9	11952,97	7379,60	19332,58	7135,50
		1,0	14608,41	8199,56	22807,96	8385,75
	Tomlinson	0,7	1015,99	4743,61	5759,60	2347,37

Lanjutan Tabel 5. 54 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

		0,8	1327,01	5421,26	6748,27	2720,86
		0,9	1679,50	6098,92	7778,42	3103,89
		1,0	2073,45	6776,58	8850,03	3496,45

**Gambar 5. 33 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal**

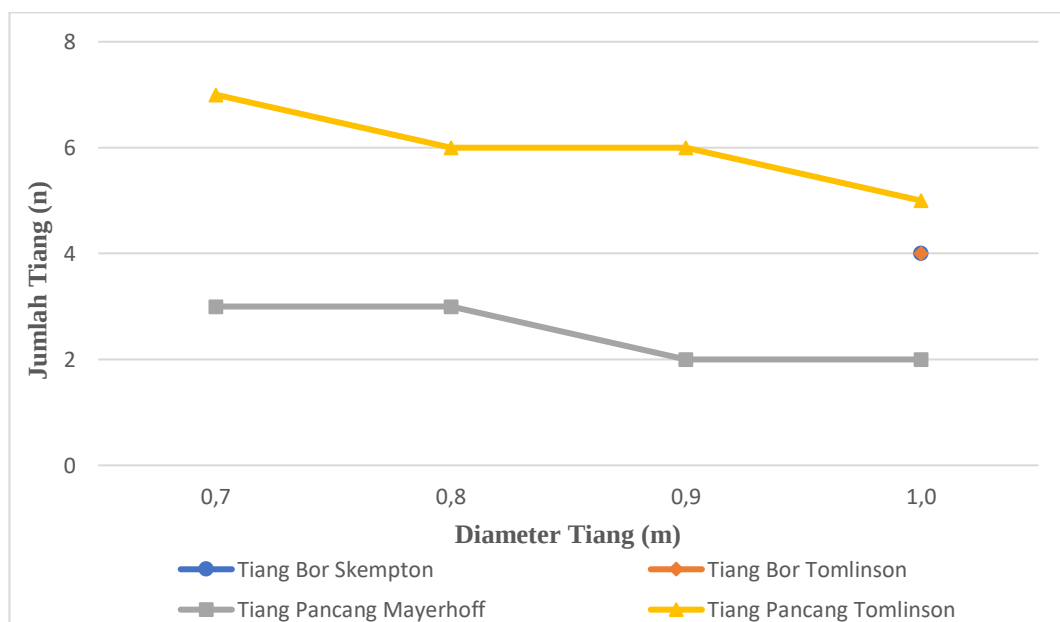
Dari Gambar 5.33 diperoleh nilai kapasitas dukung izin fondasi tiang tunggal pada fondasi existing atau fondasi tiang bor metode Skempton sebesar 4705,72 kN dan metode Tomlinson sebesar 4515,50 kN, sedangkan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 4919,71 kN, 6006,05 kN, 7135,50 kN, dan 8385,75 kN dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 2347,37 kN, 2720,86 kN, 3103,89 kN, dan 3496,45 kN.

5.8.2 Hasil Analisis Kebutuhan Fondasi Tiang

Kebutuhan jumlah fondasi tiang dalam penelitian ini yaitu fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m dan fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m dapat dilihat pada Tabel 5.55 dan Gambar 5.34 berikut.

Tabel 5. 55 Kebutuhan Fondasi Tiang

Jenis Tiang	Metode	D	Jumlah Tiang
		m	n
Tiang Bor	Skempton	1,0	4
	Tomlinson	1,0	4
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	3
		0,8	3
		0,9	2
		1,0	2
	Tomlinson	0,7	7
		0,8	6
		0,9	6
		1,0	5

**Gambar 5. 34 Perbandingan Kebutuhan Fondasi Tiang**

Dari gambar 5.34 diperoleh kebutuhan fondasi tiang pada fondasi *existing* atau fondasi tiang bor metode Skempton sebanyak 4 tiang dan metode Tomlinson sebanyak 4 tiang, sedangkan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter

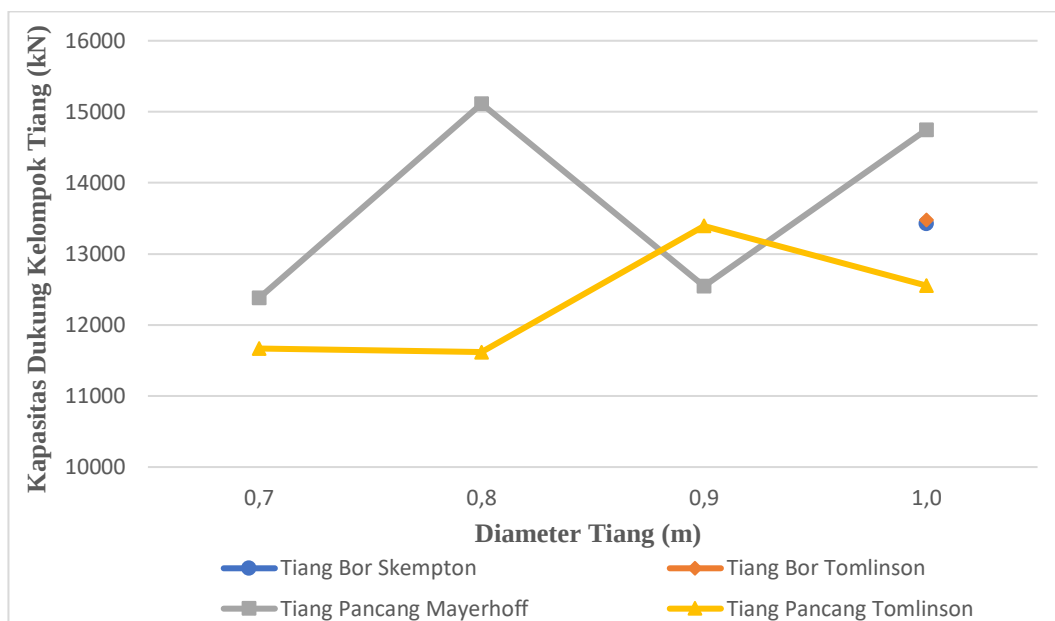
0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebanyak 3 tiang, 3 tiang, 2 tiang, dan 2 tiang dan metode Tomlinson masing-masing sebanyak 7 tiang, 6 tiang, 6 tiang, dan 5 tiang.

5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang

Berdasarkan nilai yang diperoleh kapasitas dukung fondasi tiang tunggal dan kebutuhan jumlah fondasi tiang maka diperoleh nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m dan fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m yang dapat dilihat pada Tabel 5.56 dan Gambar 5.35 berikut.

Tabel 5. 56 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang

Jenis Tiang	Metode	D	Q _g satuan	Q _g blok	Q _g pakai	P	Kontrol
		m	kN	kN	kN	kN	P < Q _g
Tiang	Skempton	1,0	13424,78	108680,29	13424,78	11436,13	AMAN
Bor	Tomlinson	1,0	13476,69	116348,03	13476,69	11436,13	AMAN
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	12379,71	57799,40	12379,71	11436,13	AMAN
		0,8	15113,01	67003,69	15113,01	11436,13	AMAN
		0,9	12546,16	48572,20	12546,16	11436,13	AMAN
		1,0	14744,20	54659,80	14744,20	11436,13	AMAN
	Tomlinson	0,7	11667,05	138292,33	11667,05	11436,13	AMAN
		0,8	11618,73	126775,42	11618,73	11436,13	AMAN
		0,9	13392,37	149108,83	13392,37	11436,13	AMAN
		1,0	12554,91	166308,73	12554,91	11436,13	AMAN



Gambar 5. 35 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok Tiang

Dari tabel 5.50 fondasi dapat dikatakan aman jika kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang akan diterima fondasi. Analisis diperoleh kapasitas dukung fondasi kelompok tiang pada fondasi *existing* atau fondasi tiang bor metode Skempton sebesar 13424,78 kN dan metode Tomlinson sebesar 13476,69 kN, sedangkan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 12379,71 kN, 15113,01 kN, 12546,16 kN, dan 14744,20 kN dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 11667,05 kN, 11618,73 kN, 13392,37 kN, dan 12554,91 kN. Dari hasil-hasil diatas baik pada fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter diperoleh nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang lebih besar dari nilai P sebesar 11436,13 kN sehingga fondasi tiang dapat dikatakan aman untuk digunakan.

5.8.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang

Besarnya penurunan fondasi tiang dipengaruhi oleh jenis tanah, beban bangunan diatasnya, dimensi tiang, dan jenis material tiang. Pada fondasi kelompok tiang juga dipengaruhi oleh jumlah dan formasi tiang sehingga penurunan pada kelompok tiang lebih besar dari penurunan tiang tunggal. Hasil penurunan fondasi tiang dapat dilihat pada Tabel 5.57 dan Tabel 5.58 berikut.

Tabel 5. 57 Rekapitulasi Penurunan Tiang Tunggal

Jenis Tiang	Metode	D	S	S
		m	m	cm
Tiang Bor	Skempton	1,0	0,02	1,88
	Tomlinson	1,0	0,02	1,88
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	0,03	3,02
		0,8	0,03	2,71
		0,9	0,02	2,22
		1,0	0,02	1,88
	Tomlinson	0,7	0,03	3,02
		0,8	0,03	2,71
		0,9	0,02	2,22
		1,0	0,02	1,88

Tabel 5. 58 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Tiang

Jenis Tiang	Metode	D	S _i	S _c	S = S _i + S _c	S _{izin}	Kontrol
		m	cm	cm	cm	cm	S < S _{izin}
Tiang Bor	Skempton	1,0	3,51	21,49	25,00	15,17	TIDAK AMAN
	Tomlinson	1,0	3,51	21,49	25,00	15,17	TIDAK AMAN
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	3,02	46,54	49,57	15,12	TIDAK AMAN
		0,8	2,71	42,61	45,32	15,13	TIDAK AMAN
		0,9	2,22	50,26	52,48	15,15	TIDAK AMAN
		1,0	1,88	46,78	48,66	15,17	TIDAK AMAN
	Tomlinson	0,7	7,00	24,90	31,89	15,12	TIDAK AMAN
		0,8	5,07	26,75	31,82	15,13	TIDAK AMAN
		0,9	4,15	23,71	27,86	15,15	TIDAK AMAN
		1,0	3,99	21,58	25,57	15,17	TIDAK AMAN

Dari Tabel 5.50 diperoleh penurunan pada fondasi *existing* atau fondasi tiang bor metode Skempton sebesar 25,00 cm dan metode Tomlinson sebesar 25,00 cm, sedangkan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 49,57 cm, 45,32 cm, 52,48 cm, dan 48,66 cm dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 31,89 cm, 31,82 cm, 27,86 cm, dan 25,57 cm. Hasil perhitungan diatas menunjukkan bahwa fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m tidak aman terhadap penurunan berlebih yaitu $S < S_{izin}$ sehingga penurunan kelompok tiang tidak memenuhi persyaratan dan harus dianalisis kembali dengan menambahkan panjang tiang sebesar 42 m dan jarak tiang sebesar $2,5D + 0,02L$ agar didapatkan hasil memenuhi persyaratan penurunan yang dapat dilihat pada Tabel 5.59 berikut.

Tabel 5. 59 Rekapitulasi Penurunan Kelompok Tiang dengan Panjang Tiang 42 m dan Jarak Tiang $2,5D + 0,02L$

Jenis Tiang	Metode	D	L	Jarak (S)	Penurunan (S)	S_{izin}	Kontrol
		m	cm	cm	cm	cm	$S < S_{izin}$
Tiang Bor	Skempton	1,0	42	3,34	20,36	15,17	TIDAK AMAN
	Tomlinson	1,0	42	3,34	20,36	15,17	TIDAK AMAN
Tiang Pancang	Meyerhoff	0,7	42	2,59	32,58	15,12	TIDAK AMAN
		0,8	42	2,84	29,43	15,13	TIDAK AMAN
		0,9	42	3,09	37,73	15,15	TIDAK AMAN
		1,0	42	3,34	34,50	15,17	TIDAK AMAN
	Tomlinson	0,7	42	2,59	16,99	15,12	TIDAK AMAN
		0,8	42	2,84	16,11	15,13	TIDAK AMAN
		0,9	42	3,09	15,37	15,15	TIDAK AMAN
		1,0	42	3,34	13,89	15,17	AMAN

Dari Tabel 5.53 diperoleh hasil penurunan fondasi yang memenuhi persyaratan pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 1,0 m pada metode Tomlinson sebesar 13,89 cm. Hasil penurunan tersebut dapat dikatakan aman terhadap penurunan berlebih yaitu sebesar 15,17 cm sehingga fondasi tersebut dapat digunakan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dan fondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada Proyek Pembangunan Tower Pegadaian Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat dapat diambil kesimpulan sebagai berikut.

1. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan terhadap fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m diperoleh kapasitas dukung fondasi tiang tunggal metode Skempton sebesar 4429,09 kN dan metode Tomlinson sebesar 4446,21 kN. Kebutuhan jumlah tiang fondasi yang digunakan metode Skempton dan metode Tomlinson sebanyak 4 tiang. Dari kapasitas dukung fondasi kelompok tiang metode Skempton sebesar 13424,78 kN dan metode Tomlinson sebesar 13476,69 kN, sehingga hasil tersebut diperoleh nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang lebih besar dari nilai P sebesar 11436,13 kN sehingga fondasi tiang dapat dikatakan aman untuk digunakan. Dari penurunan yang terjadi pada metode Skempton dan metode Tomlinson sebesar 25,00 cm, hasil penurunan yang didapatkan dari fondasi tiang bor menunjukkan tidak aman digunakan dikarenakan hasil tersebut melebihi S_{izin} sebesar $15 + (D/600)$.
2. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan terhadap fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 4921,33 kN, 6007,90 kN, 7137,57 kN, dan 8388,05 kN dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 2303,84 kN, 2699,31 kN, 3111,37 kN, dan 3540,01 kN, dari hasil tersebut dapat dikatakan bahwa semakin besar diameter tiang maka semakin besar kapasitas dukung fondasi tiang tunggal. Kebutuhan jumlah fondasi tiang pancang yang digunakan dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebanyak 3 tiang, 3 tiang, 2 tiang, dan 2 tiang dan metode Tomlinson masing-masing sebanyak 7 tiang, 6 tiang, 6 tiang, dan 5 tiang,

dari hasil tersebut menunjukkan bahwa variasi diameter semakin besar maka kebutuhan fondasi dalam kelompok tiang semakin sedikit digunakan. Kapasitas dukung fondasi kelompok tiang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 12379,71 kN, 15113,01 kN, 12546,16 kN, dan 14744,20 kN dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 11667,05 kN, 11618,73 kN, 13392,37 kN, dan 12554,91 kN, sehingga hasil tersebut diperoleh nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang lebih besar dari nilai P sebesar 11436,13 kN sehingga fondasi tiang dapat dikatakan aman untuk digunakan. Penurunan yang terjadi pada fondasi tiang pancang dengan variasi diameter 0,7 m, 0,8 m, 0,9 m, dan 1,0 m diperoleh metode Meyerhoff masing-masing sebesar 49,57 cm, 45,32 cm, 52,48 cm, dan 48,66 cm dan metode Tomlinson masing-masing sebesar 31,89 cm, 31,82 cm, 27,86 cm, dan 25,57 cm, hasil penurunan yang didapatkan dari fondasi tiang pancang menunjukkan tidak aman digunakan dikarenakan hasil tersebut melebihi S_{izin} sebesar $15 + (D/600)$.

3. Berdasarkan nilai kapasitas dukung fondasi *existing* atau fondasi tiang bor dengan diameter 1,0 m pada kedalaman 39 m diperoleh pada metode Skempton sebesar 4429,09 kN dan metode Tomlinson sebesar 4446,21 kN dan penurunan fondasi pada metode Skempton dan metode Tomlinson sebesar 25,00 cm. Dari analisis yang telah dilakukan terhadap variasi diameter tiang pancang digunakan alternatif diameter ke 4 dengan metode perhitungan Tomlinson yaitu tiang pancang dengan diameter 1,0 m dengan jumlah 5 tiang dalam satu kelompok tiang. Variasi diameter 1,0 m merupakan variasi yang aman digunakan karena nilai kapasitas dukung fondasi kelompok tiang (Q_g) sebesar 12554,91 kN sudah lebih besar dari beban aksial (P) sebesar 11436,13 kN. Penurunan yang terjadi pada diameter 1,0 m sebesar 25,57 cm, sehingga hasil penurunan dilakukan perhitungan kembali dengan menambahkan panjang tiang menjadi 42 m dan jarak tiang menjadi $2,5D + 0,02L$ didapatkan hasil sebesar 13,89 cm, penurunan tersebut sudah lebih kecil dari penurunan yang diizinkan yaitu sebesar 15,17 cm sehingga dari kemampuan kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi sudah memenuhi persyaratan dan fondasi aman untuk digunakan.

6.2 Saran

Saran yang dapat Penulis berikan untuk penelitian selanjutnya adalah sebagai berikut.

1. Melakukan analisis kapasitas dukung tiang pancang dengan menggunakan metode lainnya (data sondir, elemen hingga, dan Bowles) agar mendapatkan nilai kapasitas dukung yang lebih akurat.
2. Melakukan perbandingan analisis kapasitas dukung dengan menggunakan program lainnya seperti Plaxis, Geo Studio atau Soil Vision.
3. Perlu dilakukan analisis lebih lanjut terkait kapasitas dukung dan penurunan tiang dengan struktur elemen bangunan yang lebih lengkap sesuai dengan bangunan aslinya untuk mendapatkan nilai kapasitas dukung dan penurunan yang lebih akurat.

DAFTAR PUSTAKA

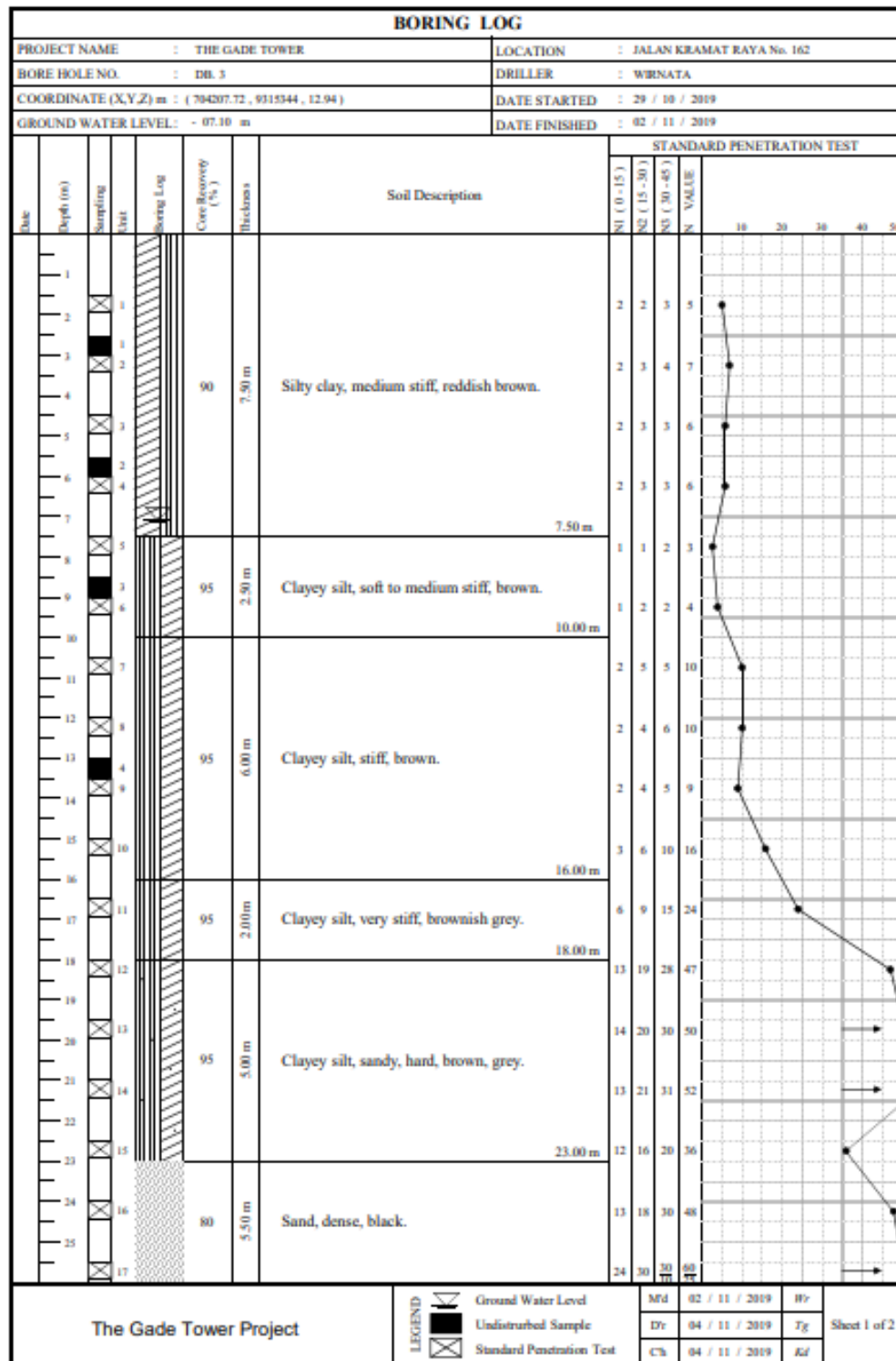
- Ananto, F. 2023. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Bertingkat (Studi Kasus: Jogja Apartel Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Fadli, Z. A. (2021). Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral Dan Penurunan (The Effect Of Dimensions Variations On Axial Bearing Capacity, Lateral Bearing Capacity And Settlement) (Studi Kasus: Proyek Paket 4 Pembangunan Apslc Universitas Gadjah Mada). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Farid, M. S. 2019. Analisis Daya Dukung Fondasi Sumuran Dan Perencanaan Ulang Menggunakan Fondasi Tiang Bor (Analysis Of Caisson Bearing Capacity And Redesign With Bored Pile Foundation). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Gunawan, I. R. 1983. *Pengantar Teknik Fondasi*. Kanisius. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. Mekanika Tanah II, edisi 11, *Gadjah Mada University Press, Yogyakarta*.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. Teknik fondasi 1, *Beta Offset, Yogyakarta*.
- Hardiyatmo, H. C. 2015. Perancangan Perkerasan Jalan dan Penyelidikan Tanah, edisi 2, *Gadjah Mada University Press, Yogyakarta*.
- Heriyadi, B. 2002. Pedoman Penyelidikan Tanah. (<http://repository.unp.ac.id/>), Diakses 3 Oktober 2022.
- Kadarusman, A. N. 2021. Analisis Kapasitas Dukung Metode Meyerhoff Dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Terhadap Variasi Dimensi (*Analysis Of The Bearing Capacity Of The Meyerhoff Method And Settlement Of Pile Foundations On Dimensional Variations*) (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Vokasi (TILC) Universitas Gadjah

- Mada) (*Doctoral dissertation, Universitas Islam Indonesia*). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Muthmainnah, M. 2021. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Dimensi. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Nasional, B. S. 2008. SNI 4153: 2008 Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT. *Jakarta: Badan Standarisasi Nasional Badan Standarisasi Nasional*.
- Notohadiprawiro, T. 1998. Tanah dan lingkungan. *Direktorat Jendral Pendidikan Tinggi Departemen Pendidikan dan Kebudayaan. Jakarta*. 25 Oktober:237.
- Saputra, B. D. 2011. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang pada Pembangunan Gedung Sari Roti PT. NIPPON Indosari Corpindo Cikarang Bekasi. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Sardjono, H. S. 1988. Fondasi tiang pancang. Sinar Wijaya, Surabaya.
- Schroeder, D. 1984. *Soils-facts and concepts*. International Potash Institute.
- Solikhati, Y. 2011. Pengertian Dan Jenis Fondasi. (<http://eprints.undip.ac.id/>), Diakses 3 Oktober 2022.
- Tamimi, F. 2020. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Fondasi Bored Pile (Redesign The Lower Structure Of A Building Using Bored Pile). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Yuhendra, R. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang pada Pembangunan Gedung Islamic Centre Kabupaten Kampar, Riau. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Zikri, N. F. 2019. Pengaruh Jarak Tiang Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Bored Pile Dengan Metode Reese & O'neil, Brom, Poulos & Davis Dan Elemen Hingga (Studi Kasus; Proyek Pembangunan Swiss-Bell Hotel Solo) (The Effect Of Pile Distance To Bearing Capacity Of Bored Pile Using Reese & O'neil, Brom, Poulos & Davis And Finite Element Method) (Case Study; Swiss-Bell Hotel Solo Project). Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Zesma, R. B. 2007. Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Jembatan Kebon Agung II. Tugas Akhir. (Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

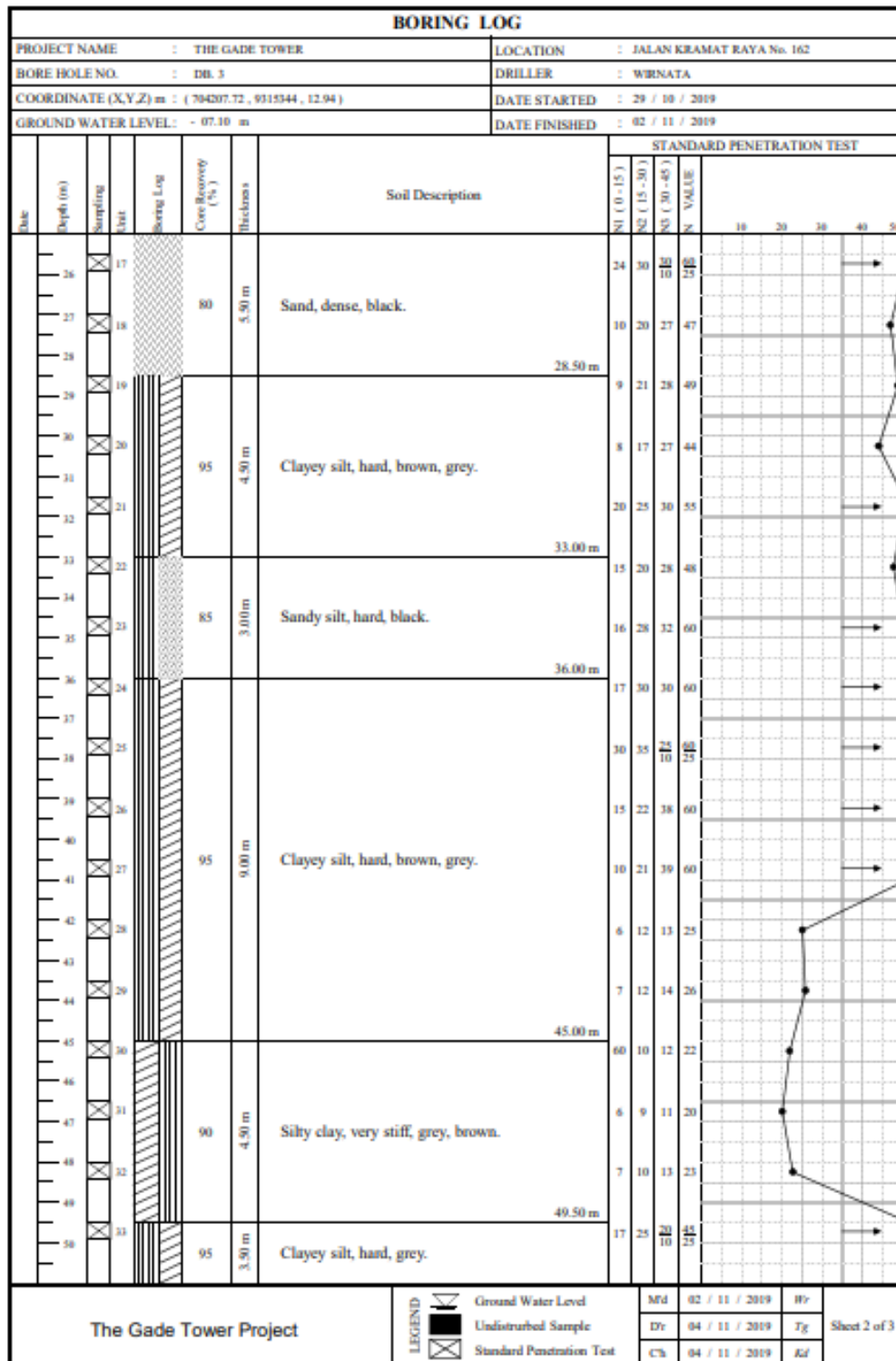
LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT)



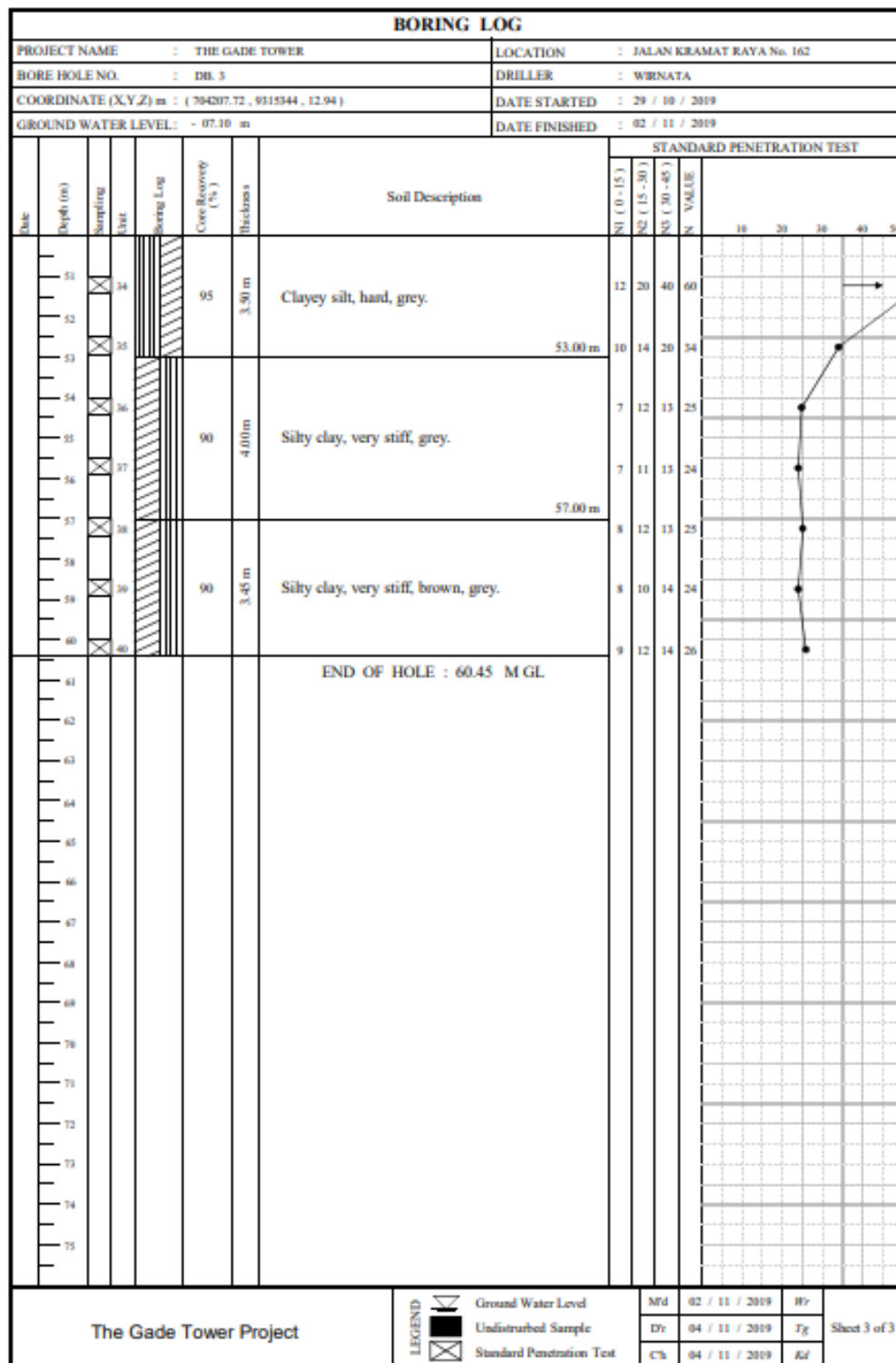
Gambar L-1. 1 Data Boring Log Titik DB.3

(Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat)



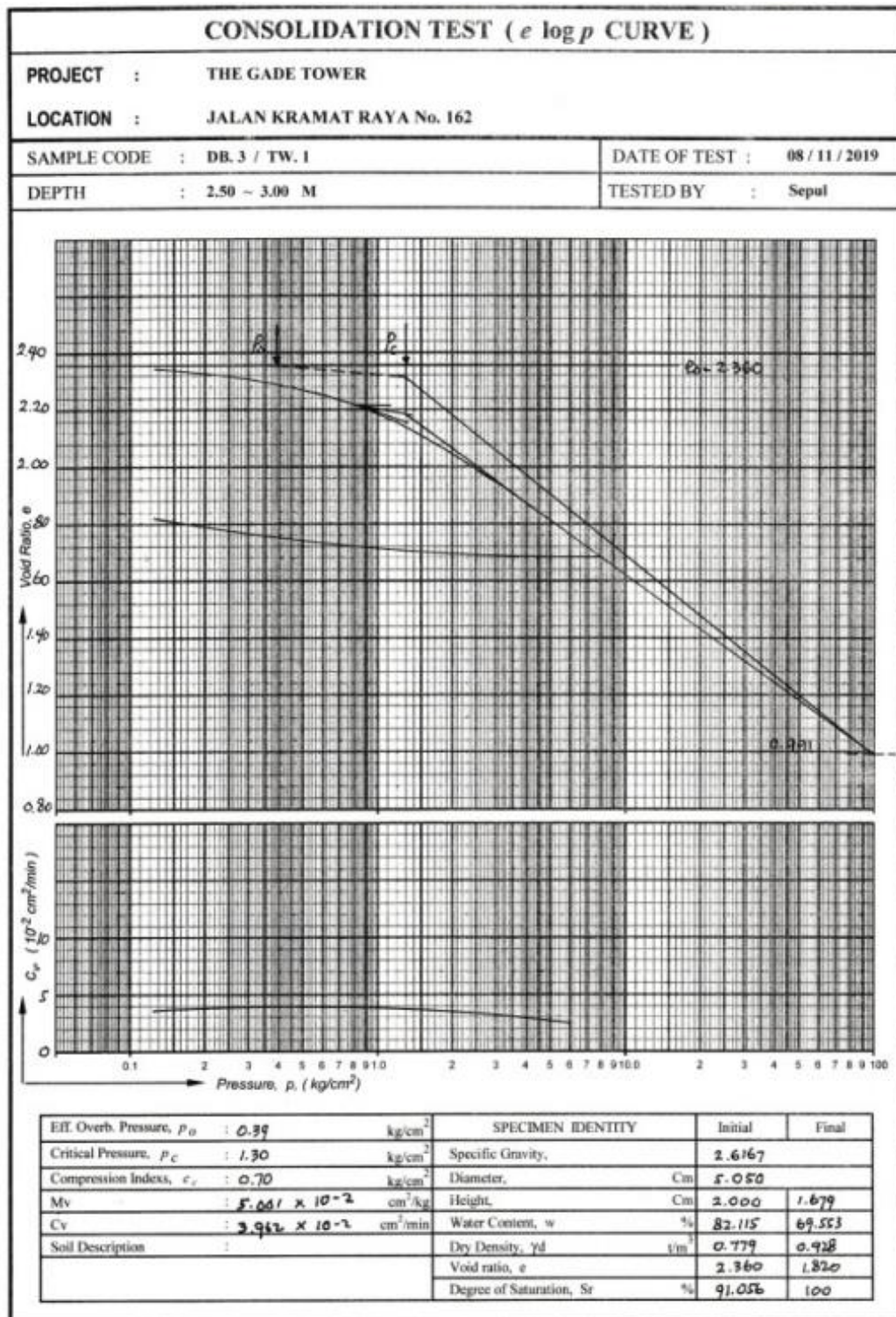
Gambar L-1. 2 Data Boring Log Titik DB.3

(Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat)



Gambar L-1. 3 Data Boring Log Titik DB.3

(Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat)



Gambar L-1. 4 Data Pengujian Laboratorium Titik DB. 3 Sampel TW. 1
 (Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya, Jakarta Pusat)

Lampiran 2 Hasil Bor Mesin DB-3

SPT	Kedalaman	N-SPT	Cu	Litologi
DB-3	0,00-1,50	5	17,65	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	1,50-3,00	7	17,65	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	3,00-4,50	6	17,65	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	4,50-6,00	6	17,65	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	6,00-7,50	3	17,65	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat kemerahan
	7,50-9,00	4	17,65	Tanah lempung berlumpur, lunak ke sedang, berwarna coklat
	9,00-10,50	10	27,33	Tanah lempung berlumpur, lunak ke sedang, berwarna coklat
	10,50-12,00	10	40,67	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	12,00-13,50	9	69,60	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	13,50-15,00	16	98,67	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	15,00-16,50	24	126,93	Tanah lempung berlumpur, sedang ke kaku, berwarna coklat
	16,50-18,00	47	134,40	Tanah lempung berlumpur, sangat kaku, berwarna abu-abu kemerahan
	18,00-19,50	50	149,07	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	19,50-21,00	52	171,60	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat

	21,00-22,50	36	186,93	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	22,50-24,00	48	197,20	Tanah pasir berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	24,00-25,50	54	240,00	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	25,50-27,00	47	195,87	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	27,00-28,50	49	194,00	Tanah pasir, sangat keras, berwarna hitam
	28,50-30,00	44	207,87	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	30,00-31,50	55	214,00	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	31,50-33,00	48	217,20	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	33,00-34,50	60	240,00	Tanah pasir, keras, berwarna hitam
	34,50-36,00	60	240,00	Tanah pasir, keras, berwarna hitam
	36,00-37,50	60	240,00	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	37,50-39,00	60	240,00	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	39,00-40,50	60	240,00	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat
	40,50-42,00	25	151,33	Tanah lempung berlumpur, kaku ke keras, berwarna coklat

(Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya,
Jakarta Pusat)

Lampiran 3 Data Pengujian Konsolidasi

L	γ	e_o	C_c	C_r	P_c'
m	kN/m²				kN/m²
1,50	13,92	2,36	0,70	0,04	127,486
3,00	13,92	2,36	0,70	0,04	127,486
4,50	14,93	2,07	0,62	0,04	196,133
6,00	14,93	2,07	0,62	0,04	196,133
7,50	14,83	1,89	0,62	0,03	225,553
9,00	14,83	1,89	0,62	0,03	225,553
10,50	15,65	1,46	0,47	0,04	245,166
12,00	15,65	1,46	0,47	0,04	245,166
13,50	15,65	1,46	0,47	0,04	245,166
15,00	14,81	1,73	0,45	0,03	343,233
16,50	14,67	1,87	0,42	0,03	284,393
18,00	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
19,50	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
21,00	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
22,50	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
24,00	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
25,50	16,50	1,29	0,53	0,04	274,586
27,00	16,50	1,29	0,53	0,04	323,62
28,50	16,50	1,29	0,53	0,04	323,62
30,00	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75
31,50	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75
33,00	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75
34,50	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75
36,00	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75

37,50	16,50	1,29	0,53	0,04	519,75
39,00	17,30	1,14	0,45	0,04	519,75
40,50	17,30	1,14	0,45	0,04	519,75
42,00	17,30	1,14	0,45	0,04	519,75
43,50	17,30	1,14	0,45	0,04	519,75
45,00	17,30	1,14	0,45	0,04	519,75
46,50	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
48,00	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
49,50	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
51,00	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
52,50	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
54,00	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
55,50	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
57,00	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
58,50	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75
60,00	17,14	1,12	0,51	0,02	519,75

(Sumber : Laporan Akhir Penyelidikan Geoteknik Tower Pegadaian, Jalan Kramat Raya,
Jakarta Pusat)

Lampiran 5 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Frame	Output Case	P	V2	V3	T	M2	M3
		kN	kN	kN	kN/m	kN/m	kN/m
4006	COMB2	-11436,13	27,60	255,99	0,17	226,36	40,53
4006	COMB2	-11436,13	27,60	255,99	0,17	-183,22	-3,63
4006	COMB2	-11436,13	27,60	255,99	0,17	-592,80	-47,80
4006	COMB4	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-557,87	-329,67
4006	COMB5	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-557,87	-329,67
4006	COMB6	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-557,87	-329,67
4006	COMB4	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-255,36	-410,71
4006	COMB5	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-255,36	-410,71
4006	COMB6	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	-255,36	-410,71
4006	COMB4	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	45,84	-496,50
4006	COMB5	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	45,84	-496,50
4006	COMB6	-9481,39	-57,09	187,38	-3,40	45,84	-496,50
4006	COMB3	-9481,24	-57,09	187,38	-3,40	-557,86	-329,67
4006	COMB3	-9481,24	-57,09	187,38	-3,40	-255,36	-410,71
4006	COMB3	-9481,24	-57,09	187,38	-3,40	45,83	-496,50
4006	COMB7	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-705,71	-154,48
4006	COMB8	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-705,71	-154,48
4006	COMB9	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-705,71	-154,48
4006	COMB10	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-705,71	-154,48
4006	COMB7	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-462,20	-174,06
4006	COMB8	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-462,20	-174,06
4006	COMB9	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-462,20	-174,06
4006	COMB10	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-462,20	-174,06
4006	COMB7	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-221,38	-195,59
4006	COMB8	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-221,38	-195,59
4006	COMB9	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-221,38	-195,59
4006	COMB10	-9466,84	-14,71	148,56	-8,68	-221,38	-195,59

4006	COMB7	-9145,13	59,63	268,05	8,96	589,77	261,54
4006	COMB8	-9145,13	59,63	268,05	8,96	589,77	261,54
4006	COMB9	-9145,13	59,63	268,05	8,96	589,77	261,54
4006	COMB10	-9145,13	59,63	268,05	8,96	589,77	261,54
4006	COMB7	-9145,13	59,63	268,05	8,96	164,02	168,15
4006	COMB8	-9145,13	59,63	268,05	8,96	164,02	168,15
4006	COMB9	-9145,13	59,63	268,05	8,96	164,02	168,15
4006	COMB10	-9145,13	59,63	268,05	8,96	164,02	168,15
4006	COMB7	-9145,13	59,63	268,05	8,96	-259,05	76,70
4006	COMB8	-9145,13	59,63	268,05	8,96	-259,05	76,70
4006	COMB9	-9145,13	59,63	268,05	8,96	-259,05	76,70
4006	COMB10	-9145,13	59,63	268,05	8,96	-259,05	76,70
4006	COMB4	-9130,59	102,01	229,23	3,67	322,56	562,46
4006	COMB5	-9130,59	102,01	229,23	3,67	322,56	562,46
4006	COMB6	-9130,59	102,01	229,23	3,67	322,56	562,46
4006	COMB4	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-42,82	404,79
4006	COMB5	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-42,82	404,79
4006	COMB6	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-42,82	404,79
4006	COMB4	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-406,89	251,89
4006	COMB5	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-406,89	251,89
4006	COMB6	-9130,59	102,01	229,23	3,67	-406,89	251,89
4006	COMB3	-9130,44	102,01	229,22	3,67	322,55	562,46
4006	COMB3	-9130,44	102,01	229,22	3,67	-42,82	404,79
4006	COMB3	-9130,44	102,01	229,22	3,67	-406,88	251,89
4006	COMB1	-5178,69	12,50	115,92	0,08	102,50	18,35
4006	COMB1	-5178,69	12,50	115,92	0,08	-82,97	-1,65
4006	COMB1	-5178,69	12,50	115,92	0,08	-268,44	-21,64
4006	COMB11	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-331,18	-311,40
4006	COMB12	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-331,18	-311,40
4006	COMB13	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-331,18	-311,40

4006	COMB14	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-331,18	-311,40
4006	COMB11	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-185,30	-409,32
4006	COMB12	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-185,30	-409,32
4006	COMB13	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-185,30	-409,32
4006	COMB14	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-185,30	-409,32
4006	COMB11	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-40,72	-512,00
4006	COMB12	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-40,72	-512,00
4006	COMB13	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-40,72	-512,00
4006	COMB14	-5108,11	-67,65	89,49	-3,46	-40,72	-512,00
4006	COMB15	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-479,02	-136,21
4006	COMB16	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-479,02	-136,21
4006	COMB17	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-479,02	-136,21
4006	COMB18	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-479,02	-136,21
4006	COMB15	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-392,14	-172,67
4006	COMB16	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-392,14	-172,67
4006	COMB17	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-392,14	-172,67
4006	COMB18	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-392,14	-172,67
4006	COMB15	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-307,94	-211,08
4006	COMB16	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-307,94	-211,08
4006	COMB17	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-307,94	-211,08
4006	COMB18	-5093,56	-25,26	50,67	-8,75	-307,94	-211,08
4006	COMB15	-4771,85	49,07	170,16	8,89	503,21	246,04
4006	COMB16	-4771,85	49,07	170,16	8,89	503,21	246,04
4006	COMB17	-4771,85	49,07	170,16	8,89	503,21	246,04
4006	COMB18	-4771,85	49,07	170,16	8,89	503,21	246,04
4006	COMB15	-4771,85	49,07	170,16	8,89	234,08	169,54
4006	COMB16	-4771,85	49,07	170,16	8,89	234,08	169,54
4006	COMB17	-4771,85	49,07	170,16	8,89	234,08	169,54
4006	COMB18	-4771,85	49,07	170,16	8,89	234,08	169,54
4006	COMB15	-4771,85	49,07	170,16	8,89	-32,36	94,97

4006	COMB16	-4771,85	49,07	170,16	8,89	-32,36	94,97
4006	COMB17	-4771,85	49,07	170,16	8,89	-32,36	94,97
4006	COMB18	-4771,85	49,07	170,16	8,89	-32,36	94,97
4006	COMB11	-4757,30	91,46	131,34	3,61	235,99	546,96
4006	COMB12	-4757,30	91,46	131,34	3,61	235,99	546,96
4006	COMB13	-4757,30	91,46	131,34	3,61	235,99	546,96
4006	COMB14	-4757,30	91,46	131,34	3,61	235,99	546,96
4006	COMB11	-4757,30	91,46	131,34	3,61	27,24	406,18
4006	COMB12	-4757,30	91,46	131,34	3,61	27,24	406,18
4006	COMB13	-4757,30	91,46	131,34	3,61	27,24	406,18
4006	COMB14	-4757,30	91,46	131,34	3,61	27,24	406,18
4006	COMB11	-4757,30	91,46	131,34	3,61	-180,20	270,16
4006	COMB12	-4757,30	91,46	131,34	3,61	-180,20	270,16
4006	COMB13	-4757,30	91,46	131,34	3,61	-180,20	270,16
4006	COMB14	-4757,30	91,46	131,34	3,61	-180,20	270,16