

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG FONDASI GEDUNG MENGUNAKAN TIANG PANCANG DENGAN MEMPERHITUNGKAN PENGARUH PENURUNAN FONDASI

(Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya)

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



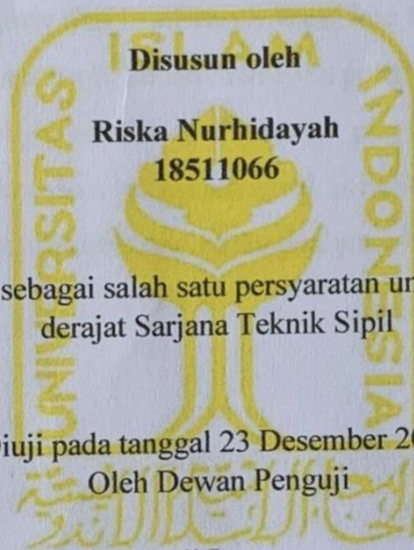
**Riska Nurhidayah
18511066**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2024**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG FONDASI GEDUNG MENGUNAKAN TIANG PANCANG DENGAN MEMPERHITUNGKAN PENGARUH PENURUNAN FONDASI

(Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya)



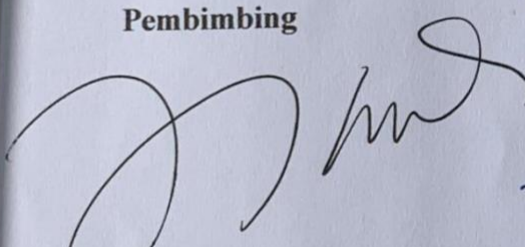
Telah diterima sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh
derajat Sarjana Teknik Sipil

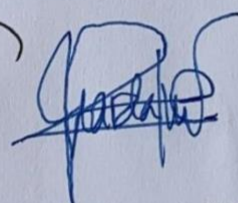
Diuji pada tanggal 23 Desember 2024
Oleh Dewan Penguji

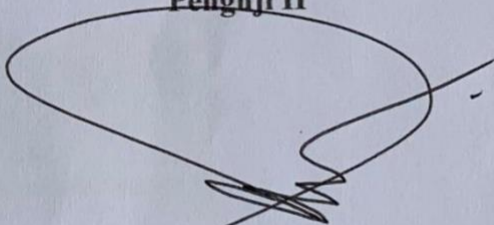
Pembimbing

Penguji I

Penguji II

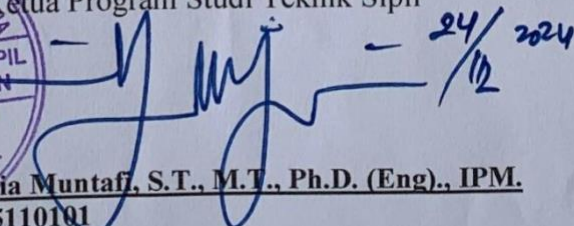

Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
NIK: 215111305


Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.
NIK: 165111301


Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.
NIK: 045110407



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Dr. Yumalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.
NIK: 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 pada bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila 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, 23 Desember 2024

Yang membuat pernyataan



Riska Nurhidayah

18511066

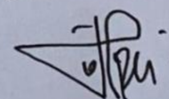
KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yang Maha Esa atas diberikan kesempatan untuk menyelesaikan Tugas Akhir dengan judul **“Perencanaan Ulang Fondasi Gedung Menggunakan Tiang Pancang Dengan Memperhitungkan Pengaruh Penurunan Fondasi (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya)”**. Karya ilmiah ini diajukan untuk memenuhi salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar Sarjana (S1) pada Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Penulis mengucapkan terimakasih kepada:

1. Ibu Annisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah memberikan banyak waktu, tenaga dan arahan selama penyusunan Tugas Akhir.
2. Ibu Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. dan Ibu Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku dosen penguji Tugas Akhir yang telah memberikan banyak waktu, tenaga dan arahan selama penyusunan Tugas Akhir.
3. Orangtua, saudara dan keluarga yang tak henti-hentinya memberikan dukungan moral, spiritual, dan material kepada penyusun.
4. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah.
5. Teman-teman Teknik Sipil 2018 yang ikut terlibat selama proses penyusunan dan penyelesaian Tugas Akhir ini.

Semoga Tugas Akhrit ini dapat bermanfaat bagi pembaca pada umumnya dan bagi mahasiswa Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas pada khususnya.

Yogyakarta, 23 Desember 2024



Riska Nurhidayah
18511066

DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	III
KATA PENGANTAR	IV
DAFTAR ISI	V
DAFTAR TABEL	IX
DAFTAR GAMBAR	XII
DAFTAR LAMPIRAN	XV
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN ISTILAH	XVI
ABSTRAK	XIX
ABSTRACT	XIX
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Masalah	4
1.5 Manfaat Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Tinjauan Umum	6
2.2 Analisis Kapasitas Fondasi Tiang Pancang	6
2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi	7
2.4 Perbedaan dengan Penelitian yang Sudah Ada	9
BAB III LANDASAN TEORI	14
3.1 Penyelidikan Tanah	14
3.2 Fondasi Tiang Pancang	16
3.3 Kapasitas Dukung Tiang Pancang	17
3.3.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	18
3.3.2 Kapasitas Dukung Tiang Eksisting	22
3.3.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	23
3.4 Penurunan Fondasi Tiang Pancang	25

3.4.1	Penurunan Fondasi Tiang Tunggal	26
3.4.2	Penurunan Fondasi Tiang Kelompok	29
3.4.3	Penurunan yang Diizinkan	29
3.5	SAP 2000	30
BAB IV	METODE PENELITIAN	32
4.1	Pengumpulan Data	32
4.2	Analisis Fondasi Tiang	32
4.3	Bagan Alir Penelitian	32
4.4	Analisis Pembebanan	35
4.4.1	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	35
4.4.2	Beban Mati Tambahan (<i>Superdead Load</i>)	35
4.4.2.1	Beban Mati Tambahan (<i>Superdead Load</i>) Lantai	35
4.4.2.2	Beban Mati Tambahan (<i>Superdead Load</i>) Atap	37
4.4.3	Beban Hidup (<i>Live Load</i>)	37
4.4.4	Beban Hidup pada Kuda-Kuda (<i>Live Roof</i>)	39
4.4.5	Beban Gempa	39
4.4.5.1	Kategori Risiko	39
4.4.5.2	Faktor Keutamaan Gempa	40
4.4.5.3	Kelas Situs	40
4.4.5.4	Kategori Desain Seismik	42
4.4.5.5	Sistem Struktur	43
4.4.5.6	Prosedur Analisis Beban Gempa	44
4.4.6	Beban Hujan	48
4.4.7	Beban Angin (<i>Wind Load</i>)	48
4.4.8	Kombinasi Beban	52
4.5	Pemodelan Struktur	54
4.5.1	Pemodelan Material Struktur	54
4.5.2	Pemodelan Dimensi Struktur (<i>Section Properties</i>)	58
4.5.3	Pemodelan 3D	64
4.5.4	Assign Beban (Load)	65
BAB V	HASIL DAN PEMBAHASAN	74

5.1 Analisis Model	74
5.2 Reaksi Tumpuan (<i>Joint Reaction</i>)	75
5.3 Data Penyelidikan Tanah	77
5.4 Desain Fondasi Tiang Bor (<i>Bor Pile</i>)	80
5.4.1 Kapasitas Dukung Eksisting Fondasi Tunggal Tiang Bor berdasarkan Data Sondir	80
5.4.2 Kapasitas Dukung Eksisting Fondasi Kelompok Tiang Bor berdasarkan Data Sondir	83
5.4.3 Penurunan Fondasi Bor Pile berdasarkan Data Sondir	86
5.4.4 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor	90
5.5 Desain Fondasi Tiang Pancang	91
5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof	92
5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham	102
5.5.3 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal Metode Meyerhof	113
5.5.4 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham	115
5.5.5 Penurunan Izin Tiang Tunggal Metode Meyerhof	117
5.5.6 Penurunan Izin Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham	118
5.5.7 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof	119
5.5.8 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham	135
5.5.9 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok Metode Meyerhof	150
5.5.10 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham	151
5.5.11 Penurunan Izin Tiang Kelompok Metode Meyerhof	153
5.5.12 Penurunan Izin Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham	154
5.5.13 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Pancang Metode Meyerhof	156

5.5.14 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Pancang Metode Schmertmann dan Nottingham	162
5.6 Pembahasan	166
5.6.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal	166
5.6.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok	168
5.6.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi	170
5.6.4 Hasil Analisis Distribusi Beban ke Fondasi	173
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	176
6.1 Kesimpulan	176
6.2 Saran	178
DAFTAR PUSTAKA	179
DAFTAR LAMPIRAN	181

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan	10
Tabel 3.1	Kelebihan dan Kekurangan Penggunaan Tiang Pancang Pracetak	17
Tabel 3.2	Nilai koefisien korelasi yang bergantung pada OCR	20
Tabel 3.3	Nilai Koefisien tak berdimensi dengan nilai bergantung pada tipe tiang, K_c	21
Tabel 3.4	Nilai Koefisien C_p	27
Tabel 3.5	Perkiraan Nilai Poisson's Ratio	28
Tabel 3.6	Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah	28
Tabel 4.1	Beban Mati (<i>Dead Load</i>)	35
Tabel 4.2	Beban mati tambahan (<i>Superdead load</i>) lantai 1	36
Tabel 4.3	Beban mati tambahan (<i>Superdead load</i>) lantai 2	36
Tabel 4.4	Beban mati tambahan (<i>Superdead load</i>) lantai 3 sisi tengah	36
Tabel 4.5	Beban mati tambahan (<i>Superdead load</i>) lantai 3 sisi samping	36
Tabel 4.6	Beban mati tambahan (<i>Superdead load</i>) dak beton	37
Tabel 4.7	Beban mati tambahan (<i>superdead load</i>) pada atap	37
Tabel 4.8	Beban hidup (<i>live load</i>) lantai 1	37
Tabel 4.9	Beban hidup (<i>live load</i>) lantai 2	38
Tabel 4.10	Beban hidup (<i>live load</i>) lantai 3	38
Tabel 4.11	Beban hidup pada kuda-kuda (<i>Live Roof</i>)	39
Tabel 4.12	Kategori Resiko Gempa (SNI 1726:2019)	40
Tabel 4.13	Faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019)	40
Tabel 4.14	Klasifikasi situs (SNI 1726:2019)	41
Tabel 4.15	Faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019)	42
Tabel 4.16	Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda pendek, SD_s (SNI 1726:2019)	43

Tabel 4.17	Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda 1.0 detik, <i>SD1</i> (SNI 1726:2019)	43
Tabel 4.18	Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda 1.0 detik, <i>SD1</i> (SNI 1726:2019)	44
Tabel 4.19	Prosedur analisis beban gempa	45
Tabel 4.20	Nilai <i>T</i> dan <i>S_a</i>	47
Tabel 4.21	Beban hujan rencana untuk lantai beton atau dak beton	48
Tabel 4.22	Beban hujan rencana untuk struktur atap	48
Tabel 4.23	Beban angin rencana	48
Tabel 4.24	Tekanan velositas, <i>q_z</i>	49
Tabel 4.25	Beban angin rencana	50
Tabel 4.26	Koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah x, <i>C_p</i>	51
Tabel 4.27	Gaya angin pada dinding arah x, <i>P</i>	51
Tabel 4.28	Koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah y, <i>C_p</i>	51
Tabel 4.29	Gaya angin pada dinding arah y, <i>P</i>	51
Tabel 4.30	Kombinasi beban	52
Tabel 5.1	Hasil analisa data sondir	78
Tabel 5.2	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> untuk tiang bor	81
Tabel 5.3	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> untuk tiang bor	85
Tabel 5.4	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> untuk tiang pancang diameter 0,30 m	93
Tabel 5.5	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> untuk tiang pancang diameter 0,35 m	96
Tabel 5.6	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> untuk tiang pancang diameter 0,25 m	100
Tabel 5.7	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> metode Schmertmann dan Nottingham untuk tiang pancang diameter 0,30 m	104
Tabel 5.8	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, <i>Q_s</i> metode Schmertmaan dan Nottingham untuk tiang pancang diameter 0,35 m	107

Tabel 5.9	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,25 m	111
Tabel 5.10	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,3 m berdasarkan keruntuhan by block	123
Tabel 5.11	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,35 m berdasarkan keruntuhan by block	128
Tabel 5.12	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,40 m	133
Tabel 5.13	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,3 m berdasarkan keruntuhan by block	138
Tabel 5.14	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,35 m berdasarkan keruntuhan by block	144
Tabel 5.15	Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,40 m	149
Tabel 5.16	Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi tunggal	167
Tabel 5.17	Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi kelompok	168
Tabel 5.18	Rekapitulasi hasil analisis penurunan fondasi	170
Tabel 5.19	Rekapitulasi analisis distribusi beban ke fondasi	174

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Pemasangan alat <i>Cone Penetration Test (CPT)</i> dan konus	15
Gambar 3.2	Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya	18
Gambar 4.1	Bagan alir pemodelan struktur dengan SAP2000	33
Gambar 4.2	Bagan alir metode penelitian Tugas Akhir	34
Gambar 4.3	Spektrum respons RSA	47
Gambar 4.4	Pendefinisian material beton	54
Gambar 4.5	Pendefinisian material baja	55
Gambar 4.6	Pendefinisian material baja tulangan	56
Gambar 4.7	Pendefinisian material dinding bata	57
Gambar 4.8	Pendefinisian material kaca	58
Gambar 4.9	<i>Define frame section</i> sloof	59
Gambar 4.10	<i>Define frame section</i> balok	59
Gambar 4.11	<i>Define frame section</i> kolom lingkaran	60
Gambar 4.12	<i>Define frame section</i> kolom persegi panjang	60
Gambar 4.13	<i>Define frame section</i> kuda-kuda	61
Gambar 4.14	<i>Define frame section</i> gording	61
Gambar 4.15	<i>Define frame section</i> plat lantai	62
Gambar 4.16	<i>Define frame section</i> plat tangga	62
Gambar 4.17	<i>Define frame section</i> dinding	63
Gambar 4.18	<i>Define frame section</i> diafragma	64
Gambar 4.19	Pemodelan 3D dengan SAP2000	64
Gambar 4.20	<i>Define load patterns</i> pada SAP2000	65
Gambar 4.21	<i>Define load case</i> pada SAP2000	65
Gambar 4.22	<i>Assign</i> beban mati tambahan (<i>superdead load</i>) lantai 2	66
Gambar 4.23	<i>Assign</i> beban mati tambahan (<i>superdead load</i>) lantai 3	66
Gambar 4.24	<i>Assign</i> beban mati tambahan (<i>superdead load</i>) lantai atap	67
Gambar 4.25	<i>Assign</i> beban hidup (<i>live load</i>) lantai 2	67
Gambar 4.26	<i>Assign</i> beban mati tambahan (<i>live load</i>) lantai 3	68

Gambar 4.27	<i>Assign</i> beban mati tambahan (<i>live load</i>) lantai atap	68
Gambar 4.28	<i>Assign</i> beban gempa statis arah sumbu x (<i>EQSx</i>)	69
Gambar 4.29	<i>Assign</i> beban gempa statis arah sumbu y (<i>EQSy</i>)	69
Gambar 4.30	<i>Assign</i> beban gempa dinamik arah sumbu x (<i>EQDx</i>)	70
Gambar 4.31	<i>Assign</i> beban gempa dinamik arah sumbu y (<i>EQDy</i>)	70
Gambar 4.32	<i>Assign</i> beban mati hujan pada gording atap	71
Gambar 4.33	<i>Assign</i> beban angin pada dinding terhadap sumbu x	71
Gambar 4.34	<i>Assign</i> beban angin pada dinding terhadap sumbu y	72
Gambar 4.35	<i>Assign</i> beban angin pada atap terhadap sumbu x	72
Gambar 4.36	<i>Assign</i> beban angin pada atap terhadap sumbu y	73
Gambar 4.37	<i>Assign</i> beban hidup pada gording atap	73
Gambar 5.1	<i>Mode shape 1</i> translasi arah sumbu x	74
Gambar 5.2	<i>Mode shape 2</i> translasi arah sumbu y	74
Gambar 5.3	<i>Mode shape 3</i> rotasi	75
Gambar 5.4	Tumpuan yang ditinjau (Tampak 3D)	75
Gambar 5.5	Tumpuan yang ditinjau (Tampak 2D)	76
Gambar 5.6	Reaksi gaya-gaya dalam tumpuan 67	77
Gambar 5.7	Data profil tanah	80
Gambar 5.8	Susunan kelompok tiang fondasi bor	84
Gambar 5.9	Detail penampang fondasi tiang bor dan pile cap	90
Gambar 5.10	Susunan kelompok tiang pancang diameter 0,3 m	121
Gambar 5.11	Susunan kelompok tiang pancang dengan diameter 0,35m	126
Gambar 5.12	Susunan kelompok tiang pancang diameter 0.40 m	131
Gambar 5.13	Susunan kelompok tiang pancang diameter 0,3 m metode Schmertmann dan Nottingham	136
Gambar 5.14	Susunan kelompok tiang pancang dengan diameter 0,35 m metode metode Schmertmann dan Nottingham	142
Gambar 5.15	Susunan kelompok tiang pancang diameter 0.40 m metode Schmertmann dan Nottingham	147
Gambar 5.16	Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.30 m	156
Gambar 5.17	Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.35 m	158

Gambar 5.18	Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.40 m	160
Gambar 5.19	Perbandingan kapasitas dukung tiang tunggal	167
Gambar 5.20	Perbandingan kapasitas dukung tiang kelompok	169
Gambar 5.21	Perbandingan penurunan tiang tunggal	171
Gambar 5.22	Perbandingan penurunan tiang kelompok	172
Gambar 5.23	Perbandingan tegangan yang diterima tiang	174

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Hasil analisa data sondir titik sondir 1 (data yang yang digunakan)	181
Lampiran 2 Grafik sondir pada titik sondir 1 (data yang yang digunakan)	182
Lampiran 3 Hasil analisa data sondir titik sondir 2 (data pembanding)	183
Lampiran 4 Grafik sondir pada titik sondir 2 (data pembanding)	184
Lampiran 5 Detail fondasi eksisting (tiang bor)	185
Lampiran 6 Denah lantai 1	186
Lampiran 7 Denah lantai 2	187
Lampiran 8 Denah lantai 3	188
Lampiran 9 Denah lantai atap	189

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN ISTILAH

Notasi:

ΔL	= panjang tiang (m)
A_p	= luas penampang ujung tiang (m ²)
A_s	= luas selimut tiang pancang (m ²)
B_g	= lebar kelompok tiang (m)
C_p	= koefisien empiris
D	= diameter tiang (m)
DL	= beban mati (kN/m ²)
e	= angka pori
E_g	= efisiensi kelompok tiang
E_p	= modulus elastis tiang (N/mm ²)
E_s	= modulus elastisitas tanah (N/mm ²)
f_s	= unit tahanan geser
IWS	= faktor pengaruh
K	= koefisien tegangan tanah lateral
L	= kedalaman penetrasi tiang (m)
LL	= beban hidup (kN/m ²)
L_b	= kedalaman penetrasi tiang (m)
m	= jumlah tiang dalam 1 kolom
M_x	= momen arah x (kNm)
M_y	= momen arah y (kNm)
n	= jumlah tiang dalam 1 baris (tiang)

n	= jumlah tiang dalam kelompok (tiang)
q_c	= nilai perlawanan konus (kN/m^2)
q_{c1}	= nilai q_c pada kedalaman $4D$ pada ujung tiang ke bawah (kN/m^2)
q_{c2}	= nilai q_c pada kedalaman $8D$ pada ujung tiang ke atas (kN/m^2)
p	= keliling tiang (m)
P	= beban aksial (kN)
q	= tekanan efektif tanah (kN)
Q_{all}	= kapasitas daya dukung ultimit tiang yang diizinkan (kN)
q_b	= unit tahanan ujung tiang (kN)
Q_g	= beban maksimum kelompok tiang (kN)
q_l	= daya dukung batas (kN)
q_p	= unit daya dukung ujung (tekanan konus) (kN)
Q_p	= kapasitas dukung ujung tiang (<i>end bearing</i>) (kN)
q_s	= unit tahanan gesek (kN)
Q_s	= kapasitas dukung gesek tiang (<i>friction resistance</i>) (kN)
Q_{ult}	= kapasitas daya dukung ultimit tiang (kN)
R_{sx}	= Beban gempa dinamik arah x (kN)
R_{sy}	= Beban gempa dinamik arah y (kN)
s	= jarak antar tiang (as ke as) (m)
S	= Jarak pusat ke pusat tiang (m)
S	= penurunan total fondasi tiang tunggal (m)
S_{DS}	= Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek (detik)
SF	= angka keamanan

S_g	= penurunan fondasi kelompok tiang (m)
S_p	= penurunan dari ujung tiang (m)
S_{PS}	= penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)
S_s	= penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal (m)
V_s	= Poisson's ratio tanah
ϕ	= sudut geser dalam ($^{\circ}$)
σ'	= tegangan vertical efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15D (Meyerhof) atau 10D (Schmertmann)
δ	= sudut gesek permukaan
θ	= arc tg (D/s)
α	= koefisien pada distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang

Singkatan :

m	= meter
cm	= centimeter
kN	= kiloNewton
N	= Newton
<i>CPT</i>	= <i>Cone Penetration Test</i>
kg	= kilogram
mm	= milimeter
SNI	= Standar Nasional Indonesia

ABSTRAK

Fondasi memiliki peranan yang penting dalam menyalurkan beban dari struktur atas ke struktur bawah. Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya menggunakan jenis fondasi bor dengan diameter 0,3 m dan kedalaman 6 m pada tanah lempung. Redesain fondasi tiang bor ke tiang pancang dilakukan dengan membandingkan kapasitas dukung tiang, penurunan, dan tegangan yang terjadi pada tiang.

Redesain fondasi tiang pancang dilakukan dengan memodelkan Gedung Lurah Sepinggan Raya di SAP2000 untuk mendapatkan reaksi tumpuan. Kapasitas dukung dihitung menggunakan metode Meyerhof serta Schmertmann dan Nottingham berdasarkan data sondir (*CPT*). Penurunan tiang tunggal dihitung secara empiris, sedangkan kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977).

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok (Q_g) pada fondasi tiang bor dengan diameter 0,3 m, dan kedalaman 6 m sebesar 1069,60 kN lebih besar dari beban aksial (P) sebesar 657,66 kN sehingga dinyatakan aman. Penurunan total untuk tiang kelompok (S_g) sebesar 0,00652 m lebih kecil dari penurunan izin (S_{izin}) sebesar 0,151 m. Selain itu, Tegangan yang terjadi pada fondasi bor (σ) sebesar 5275,19 kN lebih kecil dari tegangan izin (σ_{izin}) sebesar 15131,24 kN, sehingga aman dari segi kapasitas dukung tiang, penurunan dan tegangan yang terjadi. Pada fondasi tiang pancang alternatif dengan diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m serta kedalaman 6 m, kapasitas dukung kelompok (Q_g) yang dihitung menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham lebih besar dibandingkan beban aksial, (P) sebesar 657,66 kN, sehingga kapasitas dukung tiang kelompok sudah aman. Penurunan kelompok tiang pancang (S_g) sebesar 0,024 m lebih kecil dari penurunan izin (S_{izin}), dan tegangan yang terjadi (σ) juga berada di bawah tegangan izin (σ_{izin}). Oleh karena itu, fondasi tiang pancang dinyatakan aman dalam hal kapasitas dukung tiang, penurunan, dan tegangan yang terjadi pada tiang.

Kata kunci: fondasi tiang pancang, kapasitas dukung tiang, penurunan tiang, tegangan tiang

ABSTRACT

Foundations play a critical role in transferring loads from the superstructure to the substructure. The construction of the Sepinggan Raya Urban Office Building utilizes bored pile foundations with a diameter of 0.3 m and a depth of 6 m on clayey soil. A redesign of the bored pile foundation into a pile foundation is conducted to compare pile bearing capacity, settlement, and stress performance.

The redesign of the pile foundation involves modeling the Sepinggan Raya Urban Office Building in SAP2000 to obtain support reactions. The bearing capacity is calculated using the Meyerhof method and the Schmertmann and Nottingham method based on cone penetration test (CPT) data. The settlement of a single pile is calculated empirically, while the settlement of pile groups is calculated using the Vesic (1977) method.

The analysis results show that the bearing capacity of bored pile groups (Q_g) with a diameter of 0.3 m and a depth of 6 m is 1069.60 kN, which is greater than the axial load (P) of 657.66 kN, indicating safety. The total settlement for bored pile groups (S_g) is 0.00652 m, smaller than the allowable settlement ($S_{allowable}$) of 0.151 m. Furthermore, the stress on the bored pile foundation (σ) of 5275.19 kN is less than the allowable stress ($\sigma_{allowable}$) of 15131.24 kN, ensuring safety in terms of bearing capacity, settlement, and stress performance. For the alternative pile foundation with diameters of 0.30 m, 0.35 m, and 0.40 m and a depth of 6 m, the group bearing capacity (Q_g) calculated using the Meyerhof and Schmertmann methods is greater than the axial load (P) of 657.66 kN, indicating safety. The group settlement of the pile foundation (S_g) is 0.024 m, smaller than the allowable settlement ($S_{allowable}$), and the stress (σ) is below the allowable stress ($\sigma_{allowable}$). Therefore, the pile foundation is considered safe in terms of bearing capacity, settlement, and stress performance.

Keywords: *Pile Foundation, Pile Bearing Capacity, Pile Settlement, Pile Stress*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Dalam suatu bangunan terdapat dua bagian struktur utama yaitu struktur bagian atas (*upper structure*) dan struktur bagian bawah (*lower structure*). Bagian struktur atas terdiri dari balok, kolom, pelat dan lain-lain yang berada di atas permukaan tanah. Bagian struktur bawah berada di bawah permukaan tanah misalnya fondasi. Fondasi merupakan struktur bangunan yang terletak di permukaan bawah tanah. Sebagai struktur suatu bangunan, fondasi memiliki peran yang sangat penting dikarenakan posisinya sebagai bagian dari struktur paling bawah dari suatu bangunan dan terletak diatas lapisan tanah dasar (*subgrade*). Fondasi memiliki peran penting dalam mendistribusikan beban dari struktur bangunan di atasnya secara merata ke lapisan tanah dasar di bawahnya, sehingga memastikan kestabilan dan kemampuan tanah untuk menopang berat struktur secara aman dan efisien (David, 2016).

Dalam suatu proyek konstruksi gedung, fondasi merupakan hal yang paling penting karena fondasi berfungsi untuk menerima dan menahan beban struktur di atasnya dan meneruskan ke lapisan tanah (Gunawan, 1991). Perencanaan fondasi harus dirancang agar dapat mendukung beban sampai batas keamanan tertentu. Ada beberapa macam fondasi yang tidak mungkin dilaksanakan apabila kondisi lingkungan yang tidak memungkinkan dengan adanya pekerjaan yang sesuai dengan perencanaan yang memadai serta struktur fondasi yang dipilih dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah dan batasan-batasan strukturnya.

Fondasi memiliki beberapa jenis yang digunakan dalam dunia konstruksi. Berdasarkan penggunaannya, fondasi terbagi menjadi fondasi dangkal dan fondasi dalam (Gunawan, 1991). Dalam penelitian ini yang akan dibahas adalah fondasi dalam. Fondasi dalam biasa digunakan untuk struktur bangunan yang memiliki beban besar seperti gedung – gedung bertingkat. Fondasi dalam juga digunakan

pada kondisi tanah yang tidak memiliki daya dukung cukup untuk menahan beban struktur di atasnya. Fondasi ini juga digunakan pada kondisi tanah keras berada di posisi yang sangat dalam.

Pada penelitian ini telah dilakukan perhitungan kapasitas dukung tiang, penurunan tiang dan tegangan yang terjadi pada tiang dari struktur bawah Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya menggunakan fondasi tiang dengan pancang untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi. Penulis meneliti dengan merencanakan ulang struktur bawah dengan tiang pancang adalah untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung, penurunan tiang, dan tegangan pada fondasi tiang pancang dengan fondasi eksisting menggunakan tiang bor. Kualitas tiang pancang precast lebih baik dibandingkan dengan tiang bor karena dibuat dengan standar pabrik sehingga kontrol kualitas dapat dilakukan sebelum tiang pancang digunakan. Biaya yang digunakan dalam pemasangan tiang pancang lebih ekonomis, serta metode pelaksanaan menggunakan tiang pancang lebih cepat.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut:

1. Berapa nilai kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas dukung tiang kelompok dan beban aksial yang terjadi dari fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof?
2. Berapa nilai kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas dukung tiang kelompok, dan beban aksial yang terjadi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham?
3. Berapa nilai penurunan tiang tunggal, penurunan tiang kelompok dan penurunan izin fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof?

4. Berapa nilai penurunan tiang tunggal, penurunan tiang kelompok dan penurunan izin fondasi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham?
5. Berapa nilai tegangan yang terjadi dan tegangan izin yang terjadi dari fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof?
6. Berapa nilai tegangan yang terjadi dan tegangan izin yang terjadi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah diatas maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mendapatkan nilai kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas dukung tiang kelompok dan beban aksial yang terjadi dari fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof.
2. Mendapatkan nilai kapasitas dukung tiang tunggal, kapasitas dukung tiang kelompok, dan beban aksial yang terjadi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham.
3. Mendapatkan nilai penurunan tiang tunggal, penurunan tiang kelompok dan penurunan izin fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof.
4. Mendapatkan nilai penurunan tiang tunggal, penurunan tiang kelompok dan penurunan izin fondasi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada

proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham?

5. Mendapatkan nilai tegangan yang terjadi dan tegangan izin yang terjadi dari fondasi eksisting atau tiang bor pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof?
6. Mendapatkan nilai tegangan yang terjadi dan tegangan izin yang terjadi dari alternatif desain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham.

1.4 Batasan Masalah

Batasan penelitian yang akan diteliti dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Data yang digunakan adalah data yang berkaitan dengan proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya.
2. Data tanah yang digunakan adalah data *Cone Penetration Test (CPT)* pada proyek pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya.
3. Struktur bawah atau fondasi eksisting di lapangan menggunakan fondasi tiang bor (*bored pile*) dengan diameter 0,3 m dengan kedalaman 6 m.
4. Struktur bawah yang akan direncanakan ulang menggunakan fondasi tiang pancang.
5. Variasi dimensi fondasi tiang pancang yang digunakan adalah 0,30 m, 0,35 m dan 0,40 m dengan kedalaman 6 m.
6. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
7. Perencanaan tahan gempa sesuai dengan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung
8. Analisis daya dukung fondasi dengan menggunakan metode statis berdasarkan data sondir.
9. Aplikasi yang digunakan untuk analisis pembebanan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya adalah SAP2000.

10. Angka aman (*Safety Factor*) yang digunakan adalah 2,5 untuk beban layan (*ASD*) dan 1,5 untuk beban esktrim (*LFRD*).
11. Penelitian ini tidak meninjau dari segi rencana anggaran biaya (*RAB*), manajemen konstruksi, maupun dalam segi pelaksanaan.

1.5 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini memberikan pengetahuan kepada pembaca mengenai analisis daya dukung tiang pancang, penurunan fondasi tiang pancang serta dapat dijadikan literatur tambahan bagi pembaca yang membutuhkan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Fondasi tiang pancang merupakan salah satu jenis fondasi dalam. Fondasi tiang berfungsi untuk meneruskan beban bangunan yang ada di atasnya ke tanah yang ada di bawahnya. Tiang pancang dibedakan berdasar bahan yang digunakan seperti kayu, beton dan baja. Lalu dibedakan juga berdasarkan bentuk penampangnya seperti penampang lingkaran, penampang H dan penampang segiempat. Pemasangan tiang pancang pada umumnya dipasangkan vertikal ke dalam tanah kemudian dihubungkan dengan pile cap.

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk fondasi dari suatu bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk menahan berat bangunan di atasnya atau juga digunakan pada kondisi tanah keras yang mempunyai daya dukung cukup dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono, 1988). Fondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya guling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2010).

2.2 Analisis Kapasitas Fondasi Tiang Pancang

Priambodo (2020) melakukan penelitian yang bertujuan untuk menganalisis fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi agar menghasilkan fondasi yang efektif, aman serta ekonomis dari hasil perhitungan analisis fondasi tiang pancang. Pada kondisi tanah lempung dengan variasi dimensi fondasi tiang pancang 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m menggunakan metode U.S Army Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy. Hasil yang didapatkan pada penelitian ini pada tiang *existing* (0,3 m) dengan menggunakan metode U.S. Army Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy adalah sebesar 480,326 kN, 469,882 kN dan 398,89 kN sedangkan nilai daya dukung tiang pancang pada variasi diameter 0,4 dan 0,5 m dengan metode

U.S. Army Corps memiliki nilai 669,235 kN dan 872,544 kN, dengan metode Tomlinson mendapatkan nilai sebesar 655,309 kN dan 855,136 kN dan menggunakan metode Randolph & Murphy mendapatkan nilai daya dukung sebesar 560,66 kN dan 736,832 kN. Adapun hasil daya dukung pada kelompok tiang dengan metode U.S. Army Corps pada diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m adalah sebesar 16.082,00 kN, 18.912,00 kN dan 12.937,60 kN, hasil daya dukung kelompok tiang menggunakan metode Tomlinson memiliki hasil sama dengan U.S. Army Corps sedangkan pada metode Randolph & Murphy mendapatkan nilai sebesar 20.960,82 kN, 20.000,00 kN dan 22.774,00 kN. Secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.

Dwitasari (2018) melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari fondasi tiang pancang dengan *software Plaxis* dan metode Meyerhof dengan hasil akhir berupa desain yang paling efisien dan efektif yang dapat digunakan. Penelitian ini memiliki 3 alternatif desain dimensi tiang pancang yaitu 0,25 m, 0,3 m dan 0,35 m. Desain fondasi direncanakan dengan permodelan dengan program *Plaxis 3D Foundation* kemudian dilanjutkan dengan *Plaxis 2D* untuk mendapatkan nilai SF. Hasil penelitian ini mendapatkan desain paling optimal pada variasi dimensi 0,35 m. Nilai kapasitas dukung yang didapat menggunakan *Plaxis* dan Metode Meyerhof masing-masing sebesar 48.599,57 kN dan 47.009,22 kN. Hasil penurunan fondasi pada *plaxis* memiliki nilai rata-rata kurang dari 40 – 65 mm sedangkan pada metode Meyerhof hanya desain 0,35 m yang lolos syarat penurunan sebesar 27 mm dengan syarat ± 30 mm. Nilai SF ketiga variasi dimensi memiliki nilai yang berdekatan namun variasi dimensi 0,35 m hanya membutuhkan jumlah tiang yang lebih sedikit dengan nilai yang sama. Hal ini yang menyebabkan variasi dimensi 0,35 m dipilih karena lebih efisien dan efektif.

2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi

Muthmainnah (2020) melakukan penelitian dengan merencanakan ulang fondasi tiang pancang pada Proyek Gedung *Dental Learning Center* Fakultas

Kedokteran Gigi Universitas Gadjah Mada dengan tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya. Variasi dimensi yang direncanakan memiliki 4 alternatif dimensi yaitu diameter 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m dengan panjang tiang 15 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang menggunakan metode statis berdasarkan data laboratorium dan N-SPT. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok berdasar 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. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok berdasar data N-SPT 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. Pada penurunan fondasi, variasi diameter 0,8 m memiliki nilai penurunan paling rendah dan dipilih sebagai alternatif terbaik berdasarkan nilai kapasitas dukung terbesar, nilai penurunan terendah dan jumlah tiang dalam satu kelompok sebanyak 2 tiang sehingga fondasi lebih aman dan efisien.

Dirgananta (2018) melakukan penelitian perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan tiang bor yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang kemudian membandingkannya dengan fondasi *existing*. Pada penelitian yang dilakukan, peneliti menggunakan 3 alternatif variasi dimensi dengan diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m. Dengan bantuan *software SAP2000* untuk perhitungan analisis struktur dan metode Meyerhof, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt. Hasil penelitian ini mengambil alternatif variasi diameter 0,5 m dengan metode Meyerhof dengan kapasitas dukung tiang 934,279 Ton dengan jumlah 3 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan variasi ini didasari dengan jumlah tiang yang lebih sedikit dan tetap aman digunakan. Hal ini didapat berdasarkan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) yang lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial yang diterima (P_t) sebesar $903,296 > 730,533$ dan $903,296 > 773,805$.

Rifandi (2021) melakukan penelitian berdasarkan studi kasus Gedung SMPN 7 Tarakan yang bertujuan untuk menghitung kapasitas daya dukung dan penurunan tiang yang menahan kolom kritis dari acuan beban axial, momen

bending dan momen torsi terbesar menggunakan metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* untuk menghitung kapasitas daya dukung tanah dan metode Kurva Linear Poulos dan Canonica & Wesley untuk menghitung penurunan. Hasil dari metode EN 1997-2 dan Kurva Linear Poulos dihitung menggunakan bantuan *software* GEO-5. Hasil kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* memiliki nilai sebesar 37,09 Ton, 25,7 Ton, 33,90 Ton, dan 52,67 Ton, kemudian untuk nilai kapasitas dukung tiang kelompok memiliki nilai sebesar dari metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* memiliki nilai sebesar 239,342 Ton, 166,294 Ton, 213,529 Ton, dan 122,52 Ton. Adapun hasil penurunan tiang tunggal dan kelompok pada metode Canonica & Wesley sebesar 0,9 mm dan 2,88 mm sedangkan hasil dari metode Kurva Linear Poulos mendapatkan nilai sebesar 2,1 mm dan 7,4 mm. Hasil kapasitas daya dukung dan penurunan tiang dari semua metode menghasilkan nilai yang memenuhi persyaratan masing – masing.

2.4 Perbedaan dengan Penelitian yang Sudah Ada

Perbedaan penelitian yang terdahulu dengan penelitian yang penulis lakukan disajikan secara detail pada Tabel 2.1 .

Tabel 2.1 Perbandingan penelitian terdahulu dengan penelitian yang dilakukan

Peneliti	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Nurhidayah, R. (2023)
Judul	Kajian Kapasitas Dukung Tiang Pancang pada Tangki Timbun dengan Metode Meyerhof dan Elemen Hingga	Perencanaan Ulang Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang pada Bangunan Gedung Bertingkat dengan Variasi Dimensi	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Teori Kurva Linear Studi Kasus Gedung SMPN 7 Tarakan	Perencanaan Ulang Fondasi Gedung Menggunakan Tiang Pancang dengan Memperhitungkan Pengaruh Penurunan Fondasi (Studi kasus : Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya)

Peneliti	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Nurhidayah, R. (2023)
Tujuan	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari fondasi tiang pancang.	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan fondasi existing (Tiang Bor) dengan variasi diameter menggunakan tiang pancang/	Mengetahui daya dukung fondasi tiang pancang dengan variasi dimensi	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari fondasi tiang pancang kemudian dibandingkan dengan fondasi existing berupa bored pile.	Menghitung daya dukung ijin tiang pancang tunggal menggunakan metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan ENR serta penurunan fondasi menggunakan metode kurva linear poulos	Mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dengan fondasi existing (fondasi bored pile)
Metode	Metode Elemen Hingga dan Meyerhof	Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt	U.S. Army Corps, Thomlinson dan Randolph & Murphy	Metode Statis	Metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, English New Record (ENR), Kurva Linear Poulos.	Metode Meyerhof
Hasil Penelitian	Dari 3 Alternatif desain didapatkan desain optimal	Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) metode	Hasil pada tiang existing (0.3 m) metode U.S. Army	Diambil alternatif diameter 0.8 m dengan metode	Hasil kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan	Hasil analisis kapasitas dukung kelompok, Q_g pada fondasi tiang bor

Peneliti	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Nurhidayah, R. (2023)
	pada desain variasi diameter 0.35 m dengan nilai kapasitas dukung sebesar 48,599.57 kN dan 47,009.22 kN.	Meyerhof diameter 0.3, 0.4 dan 0.5 m memiliki nilai 822.617 Ton, 864.149 Ton dan 934.279 Ton, metode Aoki & De Alencar sebesar 775.975 Ton, 804.466 Ton, dan 819.982 Ton, metode Luciano Decourt sebesar 733.560 Ton, 873.776 Ton dan 904.250 Ton. Semua lebih besar dari P	Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy adalah sebesar 480.326 kN, 469.882 kN dan 398.89 kN nilai daya dukung tiang pancang pada variasi diameter 0.4 dan 0.5 m metode U.S. Army Corps memiliki nilai 669.235 kN dan 872.544 kN, metode Tomlinson 655.309 kN dan 855.136 kN dan metode Randolph&Murphy daya dukung sebesar 560.66 kN dan 736.832 kN. Daya dukung kelompok tiang	perhitungan dengan data NSPT dengan kapasitas dukung 934.279 Ton dengan jumlah 3 tiang dalam satu kelompok. $Q_g > P$ dan $P_t 903.296 > 730.533$ dan $903.296 > 773.805$.	metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan ENR memiliki nilai 37.09 Ton, 25.7 Ton, 33.90 Ton, dan 52.67 Ton, kemudian untuk nilai kapasitas dukung tiang kelompok memiliki nilai sebesar dari metode Meyerhof, Hilley, EN 1997-2, dan ENR memiliki nilai 239.342 Ton, 166.294 Ton, 213.529 Ton, dan 122.52 Ton. Hasil penurunan tiang tunggal dan kelompok pada	atau fondasi eksisting dengan diameter 0,3 m, dan kedalaman 6 m sebesar 1069,60 kN. Kapasitas dukung tiang kelompok untuk tiang bor, $Q_g=1069,60 \text{ kN} > P = 657,66 \text{ kN}$ dan penurunan total untuk tiang kelompok, $S_g < S_{izin}$ dengan nilai $0,00652 < 0,151 \text{ m}$.. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok, Q_g pada fondasi tiang pancang atau fondasi alternatif dengan diameter 0,25 m, 0,3 m, dan 0,35 m dengan kedalaman 6 m sebesar

Peneliti	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Nurhidayah, R. (2023)
		sebesar 730.553 Ton.	metode U.S. Army Corps dan Tomlinson diameter 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m sebesar 16,082 kN, 18,912 kN dan 12,937.60 kN, metode Randolph & Murphy 20,960.82 kN, 20,000 kN dan 22,774 kN.		metode Canonica & Wesley sebesar 0.9 mm dan 2.88 mm, metode Kurva Linear Poulos sebesar 2.1 mm dan 7.4 mm.	1000,14 kN. Qg untuk tiang pancang atau fondasi alternatif secara berurutan sebesar sebesar 736,29 kN, 1000,14 kN, dan 1306,24 kN.

Sumber: Priambodo (2020), Dwitasari (2018), Muthmainnah (2021), Dirgananta (2018), dan Rifandi (2021)

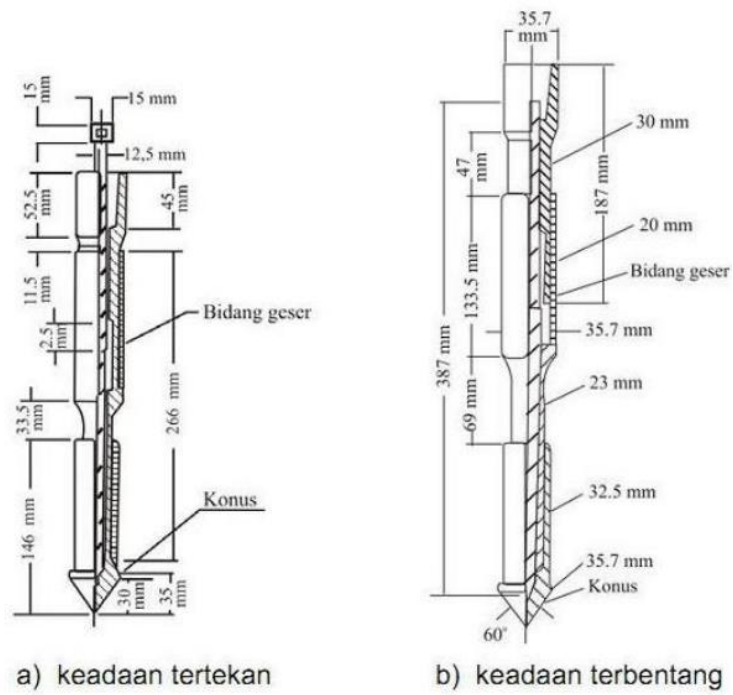
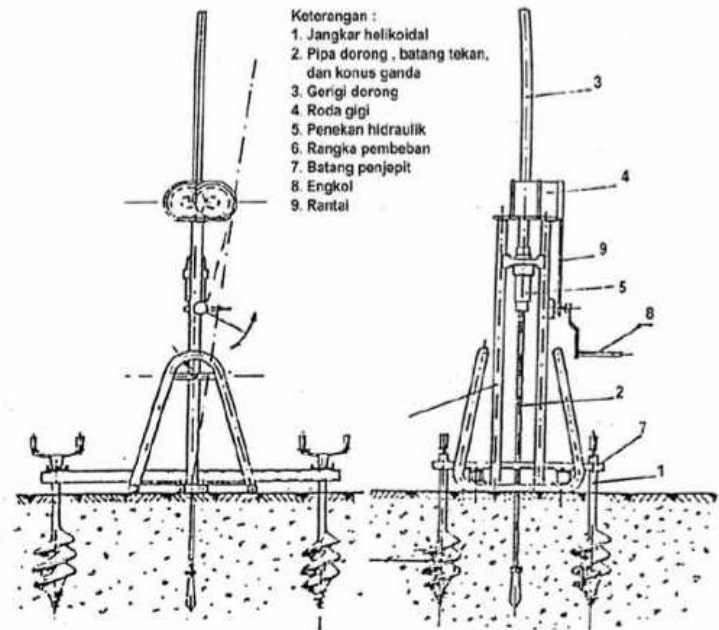
BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan usaha untuk mengetahui karakteristik dan daya dukung tanah yang akan digunakan sebagai dasar dari sebuah bangunan konstruksi. Penyelidikan harus mencapai kedalaman dimana tanah memberikan daya dukungnya terhadap struktur yang akan dibangun. Penyelidikan tanah umumnya terdiri dari 3 tahapan, yaitu pengeboran, pengambilan sampel tanah dan uji sampel di lapangan/laboratorium. Penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan (*in-situ field test*) yang biasa dilakukan di Indonesia adalah Uji Sondir atau *Cone Penetration Test (CPT)* dan Uji *Standart Penetration Test (SPT)*. Pada penelitian kali ini data tanah yang digunakan adalah hasil dari uji *CPT*.

Pengujian *CPT* digunakan untuk memperoleh data jenis dan kekuatan tanah dari suatu lapisan tanah. Uji *CPT* dilakukan pada lubang bor setelah pengambilan sampel tanah setiap 2 m. Prinsip pelaksanaan uji *CPT* adalah dengan memukul tabung sedalam 0,45 m menggunakan palu seberat 63,5 kg dari ketinggian 0,76 m. Parameter yang didapat dari pengujian ini adalah jumlah pukulan untuk melakukan penetrasi sedalam 0,15 m. Skema pengujian *CPT* dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 1.1 Pemasangan alat *Cone Penetration Test (CPT)* dan konus
 (Sumber : SNI 2847:2008)

3.2 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang (*piled foundation*) adalah salah satu bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah yang memiliki daya dukung pada kedalaman tertentu. Pemakaian tiang pancang diergunakan untuk suatu fondasi suatu bangunan apabila tanah dasar dibawah 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).

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, 2002). Keuntungan serta kerugian pemakaian tiang pancang pracetak antara lain dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1 Kelebihan dan Kekurangan Penggunaan Tiang Pancang Pracetak

Penggunaan Tiang Pancang Pracetak	
Kelebihan	Kekurangan
1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.	1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.	2. Tiang terkadang rusak akibat pemancangan.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam.	3. Pemancangan sulit apabila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan tiang dapat menambahkan kepadatan tanah granuler.	4. Pemancangan menyebabkan polusi suara, getaran, dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan disekitarnya.
	5. Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

3.3 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

Kapasitas tiang adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Metode dalam usaha menentukan kapasitas dukung tiang ini umumnya dibagi menjadi 2 kategori yaitu kapasitas tiang tunggal (*single pile*) dan kelompok (*pile group*).

Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang dibagi menjadi 2 (dua) macam (Hardiyatmo, 2003) yaitu :

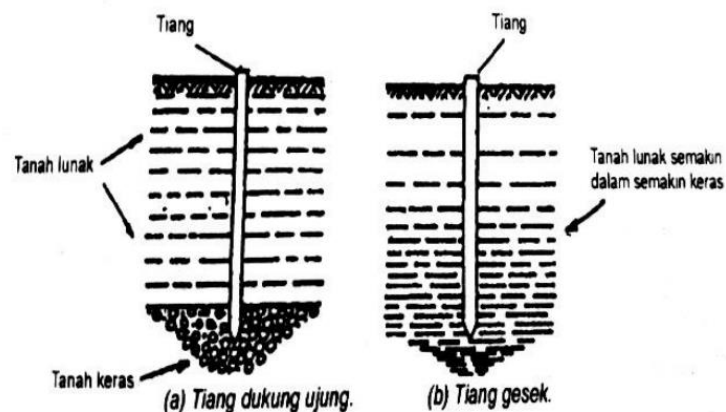
1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) merupakan tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Pada umumnya tiang dukung ujung berada dalam zona tanah yang lunak yang berada di atas 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 di bawah ujung tiang

2. Tiang geser

Tiang geser adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih ditentukan oleh perlawanan geser antara dinding tiang dan tanah disekitarnya. Gambaran tiang geser ditinjau dari cara mendukung bebannya, dapat dilihat dari Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Bebannya

(sumber : Hardiyatmo, 2003)

3.3.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung tiang tunggal merupakan daya dukung persatu tiang pancang. Perhitungan pada penelitian ini didasarkan pada data yang didapatkan melalui hasil penyelidikan tanah *CPT*. Untuk menentukan nilai kapasitas daya dukung tiang aksial tunggal dapat menggunakan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham. Perhitungan menggunakan data *CPT*, pertama dihitung terlebih dahulu nilai kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang, selanjutnya perhitungan kapasitas dukung ultimit lalu diakhiri dengan kapasitas dukung ijin

a. Tahanan ujung (Q_p)

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung dengan metode Meyerhof menggunakan data *CPT* dapat menggunakan rumus 3.1.

$$Q_p = A_p \times q_c \quad (3.1)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2}) \quad (3.2)$$

dengan:

Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

A_p : Luas penampang ujung tiang (m^2)

q_c : Tahanan ujung sondir (kN/m^2)

q_{c1} : Rata-rata nilai konus sepanjang 8D ke atas dari ujung tiang (kN/m^2)

q_{c2} : Rata-rata nilai konus sepanjang 4D ke bawah dari ujung tiang (kN/m^2)

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung dengan menggunakan data *CPT* dengan kondisi tanah pasir dapat menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham dengan rumus 3.3.

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.3)$$

$$q_p = \omega \times q_{ca} < 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15.000 kN/m}^2\text{)} \quad (3.4)$$

$$q_{ca} = \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2}) \quad (3.5)$$

dengan:

Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

A_p : Luas penampang ujung tiang (m^2)

q_c : Tahanan ujung sondir (kN/m^2)

q_{c1} : Rata-rata nilai konus sepanjang 8D ke atas dari ujung tiang (kN/m^2)

q_{c2} : Rata-rata nilai konus sepanjang 4D ke bawah dari ujung tiang (kN/m^2)

ω : Koefisien korelasi yang bergantung pada nilai OCR,

Nilai koefisien korelasi, dapat dilihat pada Tabel 3.2

Tabel 3.2 Nilai koefisien korelasi yang bergantung pada OCR

Jenis Tanah	Faktor
Pasir terkonsolidasi normal (OCR =1)	1
Pasir mengandung banyak kerikil kasar, pasir dengan OCR = 2 sampai 4	0,67
Kerikil halus, pasir dengan OCR = 6 sampai 10	0,5

Sumber: Hardiyatmo (2015)

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

Untuk menghitung kapasitas dukung selimut tiang metode Meyerhof dengan menggunakan data CPT dapat menggunakan rumus 3.6

$$Q_s = JHL \times p \quad (3.6)$$

dengan:

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

JHL : Jumlah hambatan lekat (kg/cm)

p : Keliling tiang (m)

Untuk menghitung kapasitas dukung selimut tiang dengan menggunakan data CPT pada tanah berpasir dapat dengan metode Schmertmann dan Nottingham dengan menggunakan rumus 3.7.

$$Q_s = \Sigma p \times \Delta L \times f \quad (3.7)$$

$$f = K_c \times q_c \text{ untuk tanah pasir} \quad (3.8)$$

$$f = K_f \times q_f \text{ untuk tanah dengan nilai gesekan selimut} \quad (3.9)$$

dengan:

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

Σp : Keliling tiang (m)

ΔL : Kedalaman tiang (m)

f : Tahanan gesek satuan (kN/m²)

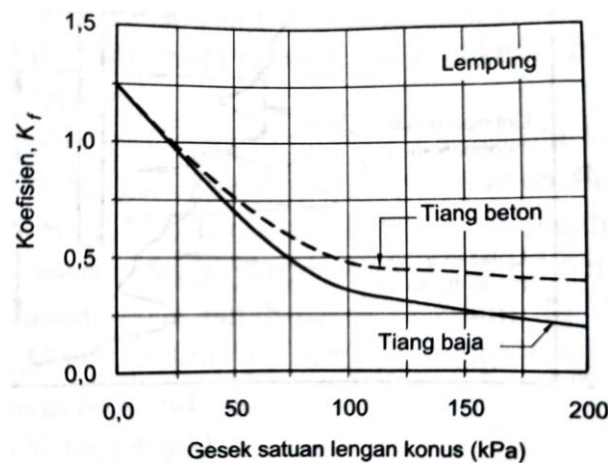
K_c : Koefisien tak berdimensi dengan nilai bergantung pada tipe tiang (Tabel 3.3)

- q_c : Tahanan konus (kN/m²)
 K_f : Koefisien tak berdimensi (Gambar 3.1)
 q_f : Tahanan gesek sisi konus(kN/m²)

Tabel 3.1 Nilai Koefisien tak berdimensi dengan nilai bergantung pada tipe tiang, K_c

Jenis Tiang	K_c
Tiang baja ujung bawah terbuka	0,8 %
Tiang pipa ujung bawah tertutup	1,8 %
Tiang beton	1,2 %

Sumber: Hardiyatmo (2015)



Gambar 3.1 Koefisien K_f lempung

(Sumber: Hardiyatmo, 205)

- c. Kapasitas dukung ultimit (Q_{ult}) dan kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})
 Untuk menghitung nilai kapasitas dukung ultimit dan nilai kapasitas dukung ijin tiang berdasarkan hasil uji *CPT* dapat menggunakan rumus berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.10)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.11)$$

dengan:

Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s : Tahanan dukung selimut tiang (kN)

Q_{ult} : Kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

Q_{all} : Kapasitas dukung ijin tiang (kN)

W_p : Berat tiang (kN)

SF : Angka keamanan (*safety factor*)

3.3.2 Kapasitas Dukung Tiang Eksisting

Kondisi tiang *existing* yang digunakan merupakan tiang jenis bor. Perhitungan kapasitas ultimit tiang bor dilakukan berdasarkan data *CPT* yang didapat dari uji di lapangan. Untuk menghitung daya dukung tiang bor berdasarkan hasil uji sondir yang dilakukan dengan metode meyerhof dapat menggunakan rumus berikut.

$$Q_{ult} = (Q_c \times A_p) + (JHL \times K_{11}) \quad (3.12)$$

dengan:

Q_{ult} : Kapasitas daya dukung tiang tunggal (kN)

Q_c : Tahanan ujung sondir (kN)

A_p : Luas penampang tiang (kN)

JHL : Jumlah hambatan lekat

K_{11} : keliling tiang (m)

Daya dukung ijin fondasi dapat dihitung menggunakan rumus berikut.

$$Q_{ijin} = \frac{Q_c \times A_c}{3} + \frac{JHL \times K_{11}}{5} \quad (3.13)$$

dengan:

Q_{ijin} : Kapasitas daya dukung ijin fondasi (kN)

Q_c : Tahanan ujung sondir (kN)

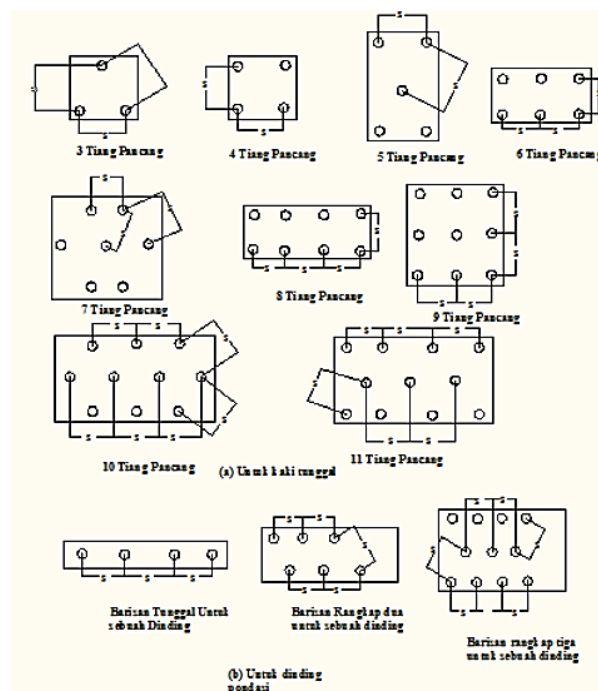
A_c : Luas penampang tiang (kN)

JHL : Jumlah hambatan lekat

K_{11} : keliling tiang (m)

3.3.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Pada umumnya fondasi tiang pancang dipasang secara berkelompok. Disebut berkelompok karena tiang pancang tersebut dipancang cenderung berdekatan dan diikat menjadi satu bagian dengan *pile cap*. Untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, ada beberapa hal yang perlu diperhatikan seperti jumlah tiang dalam 1 kelompok, jarak antar tiang, susunan tiang, dan efisiensi kelompok tiang. Contoh perletakan tiang dalam kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.2.



Gambar 3.2 Kelompok Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

1. Jumlah tiang

Penentuan jumlah tiang didasarkan dari beban yang bekerja pada fondasi dan kapasitas dukung ijin tiang. Untuk menghitung penentuan jumlah tiang pada 1 kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.14 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.14)$$

dengan:

P : Beban yang bekerja (kN)

Q_{all} : Kapasitas dukung tiang tunggal yang diizinkan (kN)

2. Jarak tiang

Berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L, jarak antar tiang disyaratkan dengan Persamaan 3.15 dan 3.16.

$$S \geq 2,5D \quad (3.15)$$

$$S \leq 3D \quad (3.16)$$

dengan:

S : Jarak pusat ke pusat tiang (m)

D : Diameter tiang (m)

Pada umumnya, jarak antar tiang dalam kelompok disyaratkan 0,60 m dan maksimal 2 m. Hal ini berdasarkan pertimbangan berikut.

a. $S < 2,5D$

Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik berlebihan karena terdesak oleh tiang yang dipancang terlalu berdekatan atau tiang yang sudah dipancang sebelumnya bisa terangkat.

b. $S > 3D$

Tidak ekonomis karena akan membuat dimensi *pile cap* lebih besar daripada seharusnya.

3. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah berpasir

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memerhatikan faktor efisiensi tiang dapat dihitung melalui Persamaan 3.17.

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g \quad (3.17)$$

dengan:

Q_g : Beban maksimum kelompok tiang (kN)

n : Jumlah tiang dalam kelompok (tiang)

Q_{all} : Kapasitas dukung yang diizinkan (kN)

E_g : Efisiensi kelompok tiang.

4. Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang didapatkan dari *Uniform Building Code* AASHTO pada rumus *Converse – Labbare* yang dapat dilihat pada Persamaan 3.18.

$$Eg = 1 - \theta \times \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90mn} \quad (3.18)$$

dengan:

Eg : Efisiensi kelompok tiang

θ : *Arc tgn* (D/s)

D : Diameter tiang (m)

s : Jarak antar tiang yang dihitung dari (as ke as) (m)

m : Jumlah tiang fondasi dalam 1 kolom (tiang)

n : Jumlah tiang fondasi dalam 1 baris (tiang)

Pada fondasi tiang pancang baik pada tahanan gesek maupun ujung dengan nilai $S \geq 3D$ maka digunakan nilai efisiensi 1 ($Eg = 1$).

3.4 Penurunan Fondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2010) pada saat fondasi tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah di sekitarnya akan mengalami penurunan. Berikut adalah beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah, antara lain:

1. Kegagalan atau keruntuhan geser akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah.
2. Kerusakan atau terjadinya defleksi yang besar pada fondasi.
3. Distorsi geser (*shear distortion*) dari tanah pendukungnya.
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Berdasarkan hal – hal tersebut, perlu dilakukan pencegahan terhadap penurunan fondasi yang berlebihan dengan melakukan perhitungan penurunan fondasi agar tidak terjadi kegagalan struktur bangunan.

3.4.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Penurunan fondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan metode empiris dan semi-empiris. Perhitungan penurunan fondasi tiang tunggal empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.19.

$$S = \frac{d}{100} + \frac{q \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.19)$$

dengan:

S : Penurunan total di kepala tiang (m)

d : Diameter tiang (m)

q : Beban yang bekerja (kN)

A_p : Luas penampang tiang (m²)

L : Panjang tiang (m)

E_p : Modulus elastis tiang (kN/m²)

Perhitungan penurunan fondasi tiang tunggal dengan metode semi-empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.20.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.20)$$

dengan:

S : Penurunan total fondasi tiang tunggal (m)

S_s : Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)

S_p : Penurunan dari ujung tiang (m)

S_{ps} : Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal

Perhitungan penurunan akibat deformasi aksial pada tiang tunggal dapat dilihat pada Persamaan 3.21.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha \times Q_s) \times L}{A_p \times E_p} \quad (3.21)$$

dengan:

- Q_p : Beban yang didukung ujung tiang (kN)
 Q_s : Beban yang didukung selimut tiang (kN)
 A_p : Luas penampang tiang (m²)
 L : Panjang tiang (m)
 E_p : Modulus elastis tiang (kN/m²)
 α : Koefisien pada distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang.
 Harga α yang disarankan adalah 0,5 untuk distribusi seragam sepanjang tiang (Vesic, 1977).

2. Penurunan dari ujung tiang

Perhitungan penurunan dari ujung tiang pada tiang tunggal dapat dilihat pada Persamaan 3.22.

$$S_p = \frac{C_p \times Q_p}{D \times q_p} \quad (3.22)$$

dengan:

- C_p : Koefisien empiris.
 Q_p : Perlawanan dukung ujung tiang (kN/m²)
 q_p : Daya dukung batas ujung tiang (kN/m²)
 D : Diameter tiang (m)

Nilai C_p menurut Vesic (1977) dapat dilihat pada Tabel 3.4.

Tabel 3.2 Nilai Koefisien C_p

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber: Vesic (1977)

3. Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang

Perhitungan penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang tunggal dapat dilihat pada Persamaan 3.23.

$$S_p = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \cdot \frac{D}{E_s} \cdot (1 - V_s^2) \cdot I_{ws} \quad (3.23)$$

dengan:

$\frac{Q_{ws}}{p \times L}$: Gesekan rata – rata yang bekerja sepanjang tiang.

p : Keliling tiang (m)

L : Panjang tiang (m)

E_s : Modulus elastisitas tanah (kN/m²)

D : Diameter tiang (m)

V_s : *Poisson's Ratio* tanah.

I_{ws} : Faktor pengaruh $\left(2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}\right)$.

Nilai *poisson's ratio* dan modulus elastisitas tanah mengacu pada (Bowles, 1997) dapat dilihat pada Tabel 3.5 dan Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.3 Perkiraan Nilai Poisson's Ratio

Macam Tanah	V_s
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
Pasir halus	0,25

Sumber : Bowles (1977)

Tabel 3.4 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Macam Tanah	E_s (kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3.000
Lunak	2.000 – 4.000
Sedang	4.500 – 9.000
Keras	7.000 – 20.000

Macam Tanah	E_s (kN/m ²)
Berpasir	30.000 – 42.500
Pasir Berlanau Tidak Padat Padat	5.000 – 20.000 10.000 – 25.000 50.000 – 100.000
Pasir dan Kerikil Tidak Padat Padat	50.000 – 140.000 80.000 – 200.000
Lanau	2.000 – 20.000
<i>Loess</i>	15.000 – 60.000

Sumber: Bowles (1977)

3.4.2 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok

Penurunan fondasi tiang kelompok lebih besar dari penurunan fondasi tiang tunggal. Menurut (Vesic, 1977) perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok dapat menggunakan Persamaan 3.24.

$$S_g = S \sqrt{\frac{Bg}{D}} \quad (3.24)$$

dengan:

S_g : Penurunan fondasi kelompok tiang (m)

S : Penurunan fondasi tiang tunggal (m)

Bg : Lebar kelompok tiang (m)

D : Diameter tiang tunggal (m)

3.4.3 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan yang diizinkan dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor – faktor tersebut antara lain tinggi, jenis, kekakuan, dan fungsi bangunan serta besar dan kecepatan penurunannya (Marbun, 2009). Apabila penurunan berjalan lambat maka semakin besar kemungkinan suatu struktur untuk menyesuaikan diri terhadap

penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkai. Penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

Menurut Reese & Wright (1997) perbandingan penurunan yang aman adalah $S_{total} \leq S_{izin}$ yang dapat dilihat pada Persamaan 3.25.

$$S_{izin} = 10\% D \quad (3.25)$$

dengan:

D : Diameter tiang (m)

Penurunan izin pada kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.26.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.26)$$

dengan:

L : Kedalaman tiang (m)

3.5 SAP 2000

SAP (*Structural Analysis Programs*) merupakan salah satu program Komputer yang digunakan untuk analisis gaya – gaya yang bekerja dalam suatu struktur konstruksi. Program ini membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesulitan yang tinggi. Pada versi SAP2000 sistem yang digunakan sudah berbasis grafis sehingga proses pembuatan mode, pemeriksaan dan penampilan hasil dapat dilakukan secara interaktif.

Program SAP2000 dapat digunakan untuk analisis dan desain struktur dengan menggunakan konsep metode elemen hingga yang didukung analisis statis, dinamis, linear maupun nonlinear. Fasilitas desain yang disediakan untuk struktur beton dan baja dengan menggunakan peraturan perencanaan dari Amerika, Eropa dan negara lainnya.

Ada banyak tipe struktur yang dapat dianalisis dengan menggunakan program ini antara lain struktur rangka beton bertulang, struktur rangka baja dan struktur jembatan. Tipe struktur dapat didesain dengan 2 dimensi maupun 3 dimensi. Output

yang dihasilkan dari program ini yaitu dapat mengetahui gaya geser, momen lentur, momen torsi, dan simpangan.

Tahap awal yang dilakukan dalam pengoperasian aplikasi SAP2000 adalah pemodelan struktur yang mewakili perilaku struktur yang akan dianalisis. Menurut Hidayat (2018) Langkah – Langkah input data pada aplikasi SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*.
2. Pendefinisian karakteristik material dan *frame section*.
3. Pendefinisian beban, yaitu beban mati, beban mati tambahan, beban hidup, beban gempa, beban hujan, beban angin dan beban kombinasi.
4. Pemberian beban terhadap struktur meliputi beban mati (qd), beban hidup (ql) dan beban gempa (gaya lateral ekuivalen).
5. Analisis dengan run analysis.

Hasil dari aplikasi SAP2000 akan memperoleh gaya-gaya dalam akibat beban kombinasi yang kemudian telah digunakan dalam analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Pengumpulan Data

Data yang digunakan dalam penelitian ini antara lain. Data yang digunakan pada penelitian ini diperoleh dari Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya. Adapun data yang digunakan untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian adalah sebagai berikut:

1. Data hasil penyelidikan tanah hasil *CPT*.
2. Data beban gedung.
3. Gambar teknis Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya.

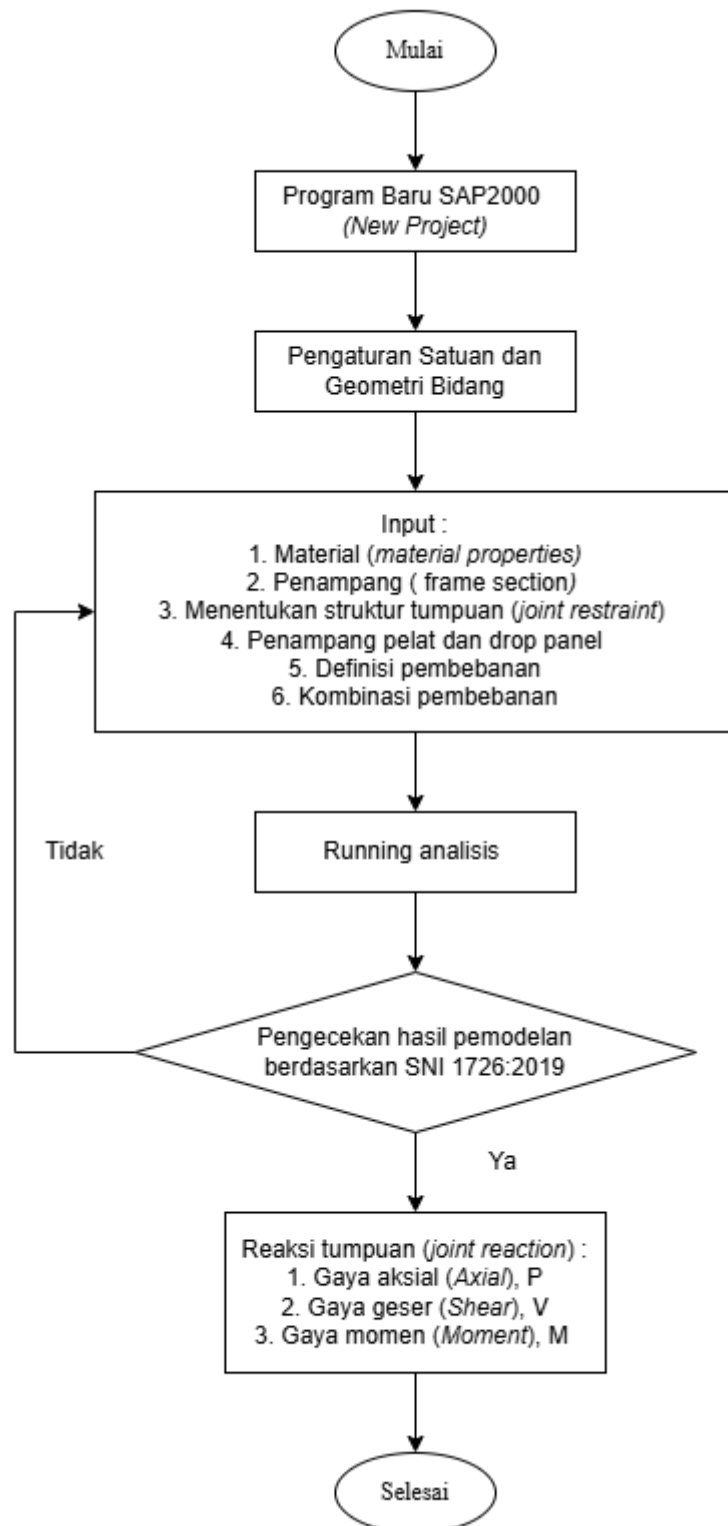
4.2 Analisis Fondasi Tiang

Hasil dari aplikasi SAP2000 telah digunakan untuk analisis fondasi tiang pancang dan tiang bor yang meliputi:

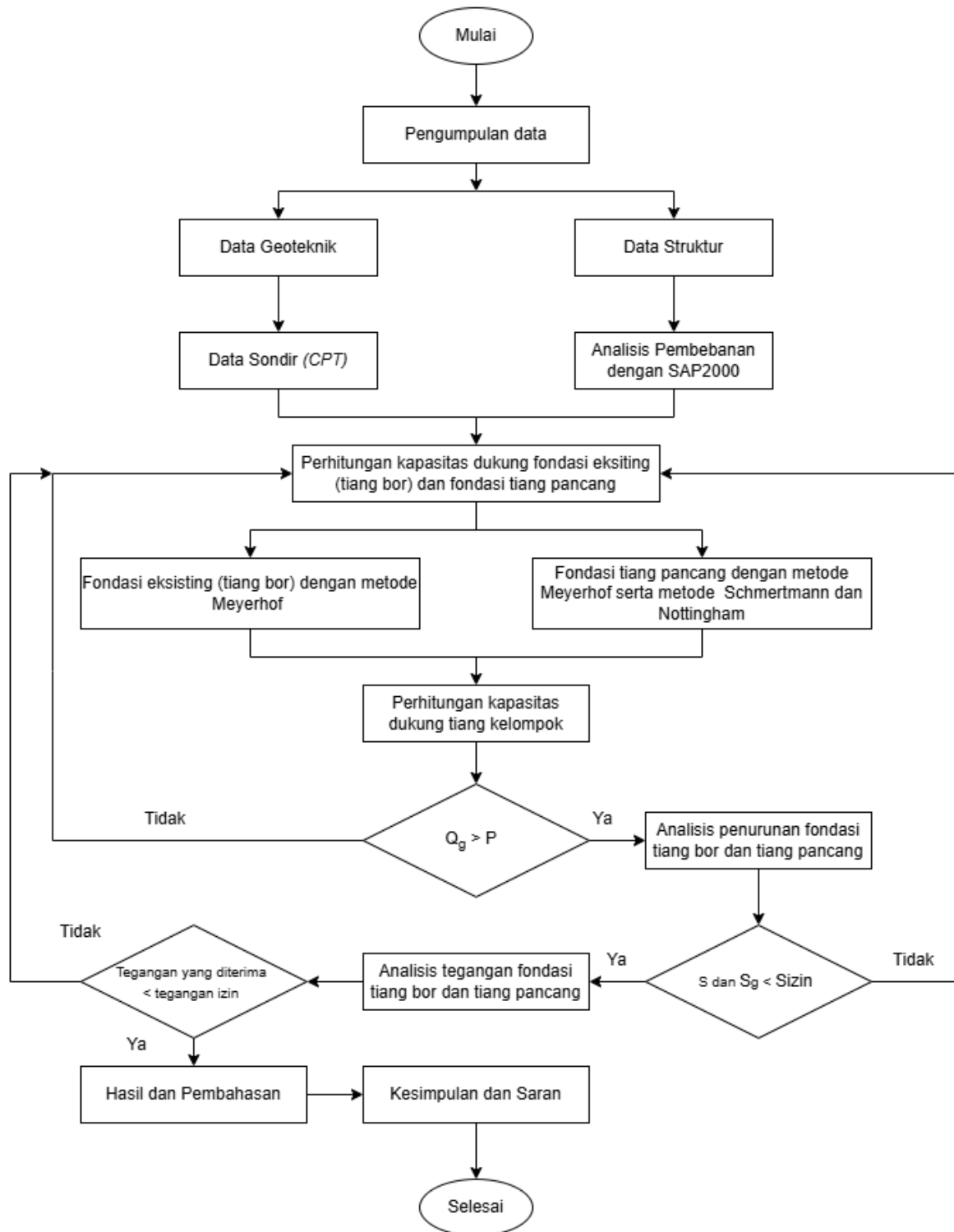
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal dan tiang kelompok
2. Analisis penurunan tiang tunggal dan tiang kelompok
3. Analisis tegangan yang terjadi pada tiang.

4.3 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir adalah sebuah diagram yang memberi solusi langkah demi langkah untuk menyelesaikan masalah yang ada di dalam proses penelitian. Bagan alir analisis kapasitas dukung tiang dengan aplikasi SAP2000 dan metode penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2.



Gambar 4.1 Bagan alir pemodelan struktur dengan SAP2000



Gambar 4.2 Bagan alir metode penelitian Tugas Akhir

4.4 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh fondasi. Penulis telah melakukan analisis pembebanan dengan menggunakan bantuan aplikasi SAP2000. Aplikasi tersebut akan menghasilkan data-data berupa gaya-gaya yang bekerja pada struktur bangunan meliputi gaya aksial, geser dan momen.

4.4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

SNI 1727:2020 menjelaskan bahwa 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 terpasang lain termasuk berat keran. Beban mati/berat sendiri bangunan dihitung melalui bantuan software SAP2000. Beban mati yang diinputkan pada SAP2000 pada *define materials*. Nilai berat sendiri yang diinputkan tertera pada Tabel 4.1 berikut.

Tabel 4.1 Beban Mati (*Dead Load*)

Bahan	Nilai Beban Mati	Satuan
Beton bertulang	24	kN/m ³
Baja	78,5	kN/m ³
Baja tulangan	78,5	kN/m ³
Batu bata merah	1,6	kN/m ³
Dinding setengah bata	2,5	kN/m ²
Dinding bata ringan	1,5	kN/m ²
Kaca	25,3	kN/m ³
Dinding partisi	0,15	kN/m ²

4.4.2 Beban Mati Tambahan (*Superdead Load*)

4.4.2.1 Beban Mati Tambahan (*Superdead Load*) Lantai

Beban Mati Tambahan yang diinput berupa penutup lantai, spesi, plafon, ME, dan beban lainnya. Besarnya beban mati diinputkan secara manual kedalam *software*

pada plat lantai. Besarnya beban mati tambahan dijelaskan pada Tabel 4.2 hingga Tabel 4.7.

Tabel 4.2 Beban mati tambahan (*Superdead load*) lantai 1

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Tebal (m)	Nilai	Satuan
Keramik	23,4	0,015	0,351	kN/m ²
Spesi	21	0,025	0,525	kN/m ²
Pasir	16	0,02	0,320	kN/m ²
Total			1,196	kN/m ²

Tabel 4.3 Beban mati tambahan (*Superdead load*) lantai 2

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Tebal (m)	Nilai	Satuan
Keramik	23,4	0,015	0,351	kN/m ²
Spesi	21	0,025	0,525	kN/m ²
Pasir	16	0,02	0,320	kN/m ²
Langit-langit (gypsum)	11	0,01	0,110	kN/m ²
Instalasi ME			0,17	kN/m ²
Total			1,476	kN/m ²

Tabel 4.4 Beban mati tambahan (*Superdead load*) lantai 3 sisi tengah

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Tebal (m)	Nilai	Satuan
Keramik	23,4	0,015	0,351	kN/m ²
Spesi	21	0,025	0,525	kN/m ²
Pasir	16	0,02	0,320	kN/m ²
Langit-langit (gypsum)	11	0,01	0,110	kN/m ²
Instalasi ME			0,17	kN/m ²
Total			1,476	kN/m ²

Tabel 4.5 Beban mati tambahan (*Superdead load*) lantai 3 sisi samping

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Tebal (m)	Nilai	Satuan
Langit-langit (gypsum)	11	0,01	0,110	kN/m ²
Instalasi ME			0,17	kN/m ²
Total			0,280	kN/m ²

Tabel 4.6 Beban mati tambahan (*Superdead load*) dak beton

Bahan	Berat Jenis (kN/m ³)	Tebal (m)	Nilai	Satuan
Langit-langit (gypsum)	11	0,01	0,110	kN/m ²
Instalasi ME			0,17	kN/m ²
Total			0,280	kN/m ²

4.4.2.2 Beban Mati Tambahan (*Superdead Load*) Atap

Beban mati tambahan (*Superdead Load*) pada Kuda-kuda yaitu dari distribusi beban penutup atap, dengan beban genteng sebesar 50 kg/m². Beban mati tambahan pada atap dapat dilihat pada Tabel 4.7

Tabel 4.7 Beban mati tambahan (*superdead load*) pada atap

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Beban Genteng	$Q_{atap} =$	50	kg/m ²
Panjang gording	$L_{gording} =$	0,5	m
Beban mati tambahan pada atap			
$QADL_{atap} = Q_{atap} L_{gording} = 50 \times 0,5$		25	kg/m
$QADL_{atap} =$		0,25	kN/m

4.4.3 Beban Hidup (*Live Load*)

Menurut SNI 1727:2020 pasal 4, Beban hidup merupakan beban yang timbul dari aktivitas pengguna dan penghuni pada bangunan gedung atau struktur lainnya, yang tidak termasuk dalam kategori beban konstruksi permanen maupun beban yang berasal dari pengaruh lingkungan eksternal. Beban hidup pada penelitian ini menggunakan beban hidup yang disajikan pada Tabel 4.8 sampai 4.10

Tabel 4.8 Beban hidup (*live load*) lantai 1

Fungsi Ruang	Nilai	Satuan
Lobby (lantai 1)	4,79	kN/m ²
Ruang babinsa	2,40	kN/m ²
Ruang LPM	2,40	kN/m ²
Ruang PPS	2,40	kN/m ²

Fungsi Ruang	Nilai	Satuan
Gudang	6,00	kN/m ²
Toilet	2,40	kN/m ²
Ruang kasie trantib	2,40	kN/m ²
Ruang lurah	2,40	kN/m ²
Ruang resepsionis	2,40	kN/m ²
Ruang sekretaris	2,40	kN/m ²
Ruang rapat kecil	4,79	kN/m ²
Ruang kasie pemerintahan	2,40	kN/m ²
Counter pelayanan	4,79	kN/m ²
Ruang tunggu pelayanan	4,79	kN/m ²

Tabel 4.9 Beban hidup (*live load*) lantai 2

Fungsi Ruang	Nilai	Satuan
Mushola	4,79	kN/m ²
Ruang pelaksana	2,40	kN/m ²
Toilet	2,40	kN/m ²
Ruang pantri/dapur	2,87	kN/m ²
Ruang tambahan	2,40	kN/m ²
Tangga	4,79	kN/m ²
Ruang bendahara	2,40	kN/m ²
Ruang arsip	2,40	kN/m ²
Ruang kasie kessos	2,40	kN/m ²
Ruang kasie pembangunan	2,40	kN/m ²
Ruang analisa tata pranata	2,40	kN/m ²
Selasar	3,83	kN/m ²
Perpustakaan	2,40	kN/m ²

Tabel 4.10 Beban hidup (*live load*) lantai 3

Fungsi Ruang	Nilai	Satuan
Ruang audio	2,40	kN/m ²
Toilet	2,40	kN/m ²
Tangga	4,79	kN/m ²
Ruang PKK	2,40	kN/m ²

Ruang kesehatan	2,40	kN/m ²
Ruang rapat/aula	4,79	kN/m ²

4.4.4 Beban Hidup pada Kuda-Kuda (*Live Roof*)

Beban hidup pada kuda-kuda (*live roof*) sebesar 1,33 kN menurut SNI 1727:2020, dengan aplikasi di semua joint kuda-kuda dengan gording. Beban hidup pada kuda-kuda (*live roof*) yang digunakan pada penelitian ini menggunakan beban garis yang dilakukan dengan mengkonversikan beban satuan (beban terpusat yaitu sebesar 1,33 kN (101,97 kg) menjadi beban garis (100 kg/m²) sebagai beban hidup pekerja. Beban hidup pada kuda-kuda dapat dirinci seperti pada Tabel 4.11.

Tabel 4.11 Beban hidup pada kuda-kuda (*Live Roof*)

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Beban hidup pekerja	$Q_{pekerja} =$	100	kg/m ²
Panjang gording	$L_{gording} =$	0,5	m
Beban mati tambahan pada atap			
	$Q_{Live\ roof} = Q_{pekerja} L_{gording} = 100 \times 0,5$	50	kg/m
	$Q_{Live\ roof} =$	0,5	kN/m

4.4.5 Beban Gempa

Perhitungan pembebanan struktur akibat gempa dilakukan sesuai dengan ketentuan SNI 1726:2019, yang mengatur tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk bangunan gedung dan struktur non-gedung.

4.4.5.1 Kategori Risiko

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan jenis pemanfaatan bangunan. Kategori risiko bangunan berdasarkan SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.12.

Tabel 4.12 Kategori Resiko Gempa (SNI 1726:2019)

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <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

Bangunan gedung Kantor Lurah Sepinggian Raya merupakan gedung perkantoran sehingga masuk dalam kategori bangunan penting dengan kategori resiko II.

4.4.5.2 Faktor Keutamaan Gempa

Faktor keutamaan gempa ditetapkan berdasarkan kategori risiko bangunan, di mana nilai faktor tersebut merujuk pada ketentuan yang tercantum dalam SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.13

Tabel 4.13 Faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019)

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Berdasarkan Tabel 4.13, dengan kategori risiko bangunan yaitu II maka faktor keutamaan gempa, $I_e = 1,0$.

4.4.5.3 Kelas Situs

Kelas situs berfungsi untuk menentukan jenis tanah pada lokasi proyek. Kelas situs ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.14.

Tabel 4.14 Klasifikasi situs (SNI 1726:2019)

Kelas Situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{s}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1.500	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 : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - 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) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plastisitas $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{s}_u < 50$ kPa		

Catatan : N/A = tidak dapat dipakai

Kelas situs ditentukan berdasarkan SNI 1726:2019 dengan nilai Naverage yaitu 27,059. Berdasarkan Tabel 4.11 tanah di lokasi termasuk pada kategori tanah lunak (SE).

Mencari nilai percepatan respons spektra periode pendek, S_s dan percepatan respons spektra periode 1,0 detik, S_1 ditentukan dengan mengacu kepada website cipta karya respon spektrum 2021 (<https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/>) dengan menginput koordinat lokasi dan jenis tanah didapatkan nilai-nilai seperti pada Tabel 4.15.

Tabel 4.15 Faktor keutamaan gempa (SNI 1726:2019)

Kategori Risiko	Notasi	Nilai	Satuan	Sumber
Gedung	Kantor Lurah Sepinggang Raya			
Lokasi	Sepinggang, Kecamatan Balikpapan Selatan, Kota Balikpapan, Kalimantan Timur			
Koordinat Lintang	1°15'35"S			
Koordinat bujur	116°53'41"E			
Kelas situs	SE (tanah lunak)			Tabel 5 SNI 1726:2019
Percepatan respons spektra perioda pendek,	$S_s =$	0,167	g	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
Percepatan respons spektra perioda 1.0 detik,	$S_1 =$	0,079	g	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
Percepatan spektral desain perioda pendek,	$S_{Ds} =$	0,27	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
Percepatan spektral desain perioda 1.0 detik ,	$S_{D1} =$	0,22	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
	$T_0 =$	0,16	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
	$T_s =$	0,81	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
	$T_L =$	16	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/

4.4.5.4 Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik (KDS) berfungsi untuk memastikan pendetailan struktur sesuai dengan persyaratan dengan intensitas gempa yang diperkirakan. Kategori desain seismik (KDS) berkaitan dengan level bahaya gempa, jenis tanah, serta penggunaan dan fungsi tanah. Kategori desain seismik mengacu pada tabel 8 dan tabel 9 pada SNI 1726:2019. Kategori desain seismik yang digunakan pada pemodelan dapat dilihat pada Tabel 4.16 dan Tabel 4.17.

Tabel 4.16 Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda pendek, S_{Ds} (SNI 1726:2019)

Nilai S_{Ds}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{Ds} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{Ds} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{Ds} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{Ds}$	D	D

Tabel 4.17 Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda 1.0 detik, S_{D1} (SNI 1726:2019)

Nilai S_{D1}	Kategori Risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Kategori resiko adalah kategori II dengan nilai S_{Ds} dan S_{d1} masing-masing sebesar 0,27 dan 0,22. Berdasarkan Tabel 4.16 dan 4.17 maka didapatkan kategori desain seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda pendek, S_{Ds} adalah B dan kategori desain seismik berdasarkan percepatan spektral desain perioda 1.0 detik, S_{D1} adalah D.

4.4.5.5 Sistem Struktur

Sistem struktur penahan gaya seismik Kantor Lurah Sepinggian raya adalah Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK). Berdasarkan Tabel 4.18 berikut didapatkan data R , Cd , dan Ω .

Tabel 4.18 Kategori Desain Seismik berdasarkan percepatan spektral desain periode 1.0 detik, S_{D1} (SNI 1726:2019)

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R^a	Faktor kuat lebih sistem, Ω_0^b	Faktor pembesaran defleksi, C_d^c	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h_n (m) ^d				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D ^e	E ^e	F ^f
19. Dinding geser batu bata polos didetail	2	2½	2	TB	TI	TI	TI	TI
20. Dinding geser batu bata polos biasa	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
21. Dinding geser batu bata prategang	1½	2½	1¼	TB	TI	TI	TI	TI
22. Dinding rangka ringan (kayu) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
23. Dinding rangka ringan (baja canai dingin) yang dilapisi dengan panel struktur kayu yang dimaksudkan untuk tahanan geser, atau dengan lembaran baja	7	2½	4½	TB	TB	22	22	22
24. Dinding rangka ringan dengan panel geser dari semua material lainnya	2½	2½	2½	TB	TB	10	TB	TB
25. Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	8	2½	5	TB	TB	48	48	30
26. Dinding geser pelat baja khusus	7	2	6	TB	TB	48	48	30
C. Sistem rangka pemikul momen								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 ^k	TI ^k	TI ^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	2½	2	2	TB	TB	TI ^l	TI ^l	TI ^l
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus ^m	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan ⁿ	3½	3 ⁿ	3½	10	10	10	10	10

Berdasarkan Tabel 4.18 didapatkan:

- Koefisien modifikasi respon, $R = 8$
- Faktor kuat lebih sistem, $\Omega = 3$
- Faktor pemberat defleksi, $C_d = 5.5$

4.4.5.6 Prosedur Analisis Beban Gempa

Prosedur analisis dalam menghitung beban gempa akibat repons spektrum gempa dapat dilihat melalui Tabel 4.19.

Tabel 4.19 Prosedur analisis beban gempa

Kategori Risiko	Notasi	Nilai	Satuan	Sumber
Gedung	Kantor Lurah Sepinggan Raya			
Lokasi	Sepinggan, Kecamatan Balikpapan Selatan, Kota Balikpapan, Kalimantan Timur			
Koordinat Lintang	1°15'35"S			
Koordinat bujur	116°53'41"E			
Fungsi bangunan	Gedung perkantoran			Tabel 3 SNI 1726:2019
Kategori resiko	II			Tabel 3 SNI 1726:2019
Faktor keutamaan gempa	$I_e =$	1	-	Tabel 4 SNI 1726:2019
Kelas situs	SE (tanah lunak)			Tabel 5 SNI 1726:2019
Percepatan respons spektra perioda pendek,	$S_s =$	0,167	g	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
Percepatan respons spektra perioda 1.0 detik,	$S_1 =$	0,079	g	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
Koefisien situs perioda pendek,	$F_a =$	2,40	-	Tabel 6 SNI 1726:2019
Koefisien situs perioda 1.0 detik,	$F_V =$	4,20	-	Tabel 7 SNI 1726:2019
Spektrum respons perioda pendek,	$S_{Ms} =$	0,401	g	Pers 7 SNI 1726:2019
Spektrum respons perioda 1,0 detik ,	$S_{M1} =$	0,332	g	Pers 8 SNI 1726:2019
Percepatan spektral desain perioda pendek,	$S_{Ds} =$	0,267	detik	Pers 9 SNI 1726:2019
Percepatan spektral desain perioda 1,0 detik ,	$S_{D1} =$	0,221	detik	Pers 10 SNI 1726:2019
	$T_0 =$	0,166	detik	Pasal 6.4 SNI 1726:2019
	$T_s =$	0,828	detik	Pasal 6.4 SNI 1726:2019
	$T_L =$	16	detik	https://rsa.ciptakarya.pu.go.id/
KDS berdasarkan parameter respons percepatan pada perioda pendek,	-	B	-	Tabel 8 SNI 1726:2019
KDS berdasarkan parameter respons percepatan pada	-	D	-	Tabel 9 SNI 1726:2019

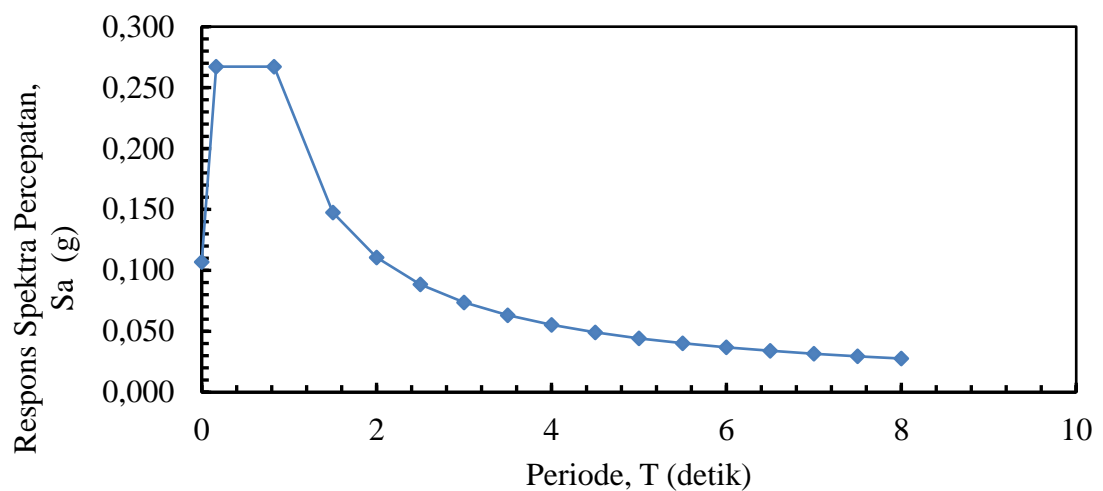
Kategori Risiko	Notasi	Nilai	Satuan	Sumber
periode 1.0 detik,				
Sistem penahan gaya seismik,		SRPMK		Tabel 12 SNI 1726:2019
Koefisien modifikasi respons,	$R =$	8	-	Tabel 12 SNI 1726:2019
Faktor kuat lebih sistem,	$\Omega_0 =$	3	-	Tabel 12 SNI 1726:2019
Faktor pemberat defleksi,	$C_d =$	5,5	-	Tabel 12 SNI 1726:2019
Scale faktor,	$\frac{g}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} =$	1,226		
Koefisien batas atas periode,	$C_u =$	1,479	-	Tabel 17 SNI 1726:2019
Koefisien parameter pendekatan,	$C_t =$	0,0466	-	Tabel 18 SNI 1726:2019
Koefisien periode pendekatan nilai tingkat,	$\chi =$	0,9	-	Tabel 18 SNI 1726:2019
Ketinggian struktur,	$h_n =$	13,00	m	Data struktur bangunan
Periode fundamental pendekatan,				
	$T_a = C_t h_n^x =$	0,469	detik	Persamaan 36 SNI 1726:2019
Koefisien respons seismik,				
	$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} =$	0,045	detik	Persamaan 31 SNI 1726:2019
Nilai koefisien respons seismik (C_s) tidak perlu melebihi persamaan di bawah ini				
Untuk	$T = T_a$	\leq	T_L	
	0,469	\leq	16	OK
Nilai Koefisien respons seismik, C_s				
	$C_s = \frac{S_{D1}}{T \left(\frac{R}{I_e}\right)} =$	0,079	detik	Persamaan 32 SNI 1726:2019
Untuk	$T = T_a$	$>$	T_L	
	0,469	$<$	16	NOT OK (dihitung C_s selanjutnya)
Nilai Koefisien respons seismik, C_s				
	$C_s = \frac{S_{D1} T_L}{T^2 \left(\frac{R}{I_e}\right)} =$	2,685	detik	Persamaan 33 SNI 1726:2019

Kategori Risiko	Notasi	Nilai	Satuan	Sumber
Nilai koefisien respons seismik (C_s) tidak perlu melebihi persamaan di bawah ini				
	$C_s = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$			Persamaan 34 SNI 1726:2019
	$C_s = 0,044 S_{DS} I_e =$	0,012	detik	Persamaan 34 SNI 1726:2019
Maka				
	$C_s =$	0,012	\geq	0,01 OK
Sebagai tambahan , untuk struktur yang berlokasi di daerah dimana S_1 sama dengan atau lebih besar sdari $0,6g$, maka C_s tidak kurang dari				
	$C_s = 0,5 \frac{S_{D1}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} =$	0,018	detik	Persamaan 35 SNI 1726:2019
Maka				
		0,045	$>$	0,018 OK
Digunakan, koefisien respons seismik	$C_s =$	0,045	detik	

Grafik respons spektrum dapat dibuat dengan menghitung nilai T dan S_a seperti Tabel 4.20 dan Gambar 4.3

Tabel 4.20 Nilai T dan S_a

T	0	0.166	0.828	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
S_a	0.107	0.267	0.267	0.147	0.111	0.088	0.074	0.063	0.055	0.049	0.044



Gambar 4.3 Spektrum respons RSA

4.4.6 Beban Hujan

Beban Hujan diinput pada atap beton yang nantinya akan menerima limpahan air hujan. Desain beban hujan berdasarkan SNI 1727:2020. Beban hujan diinput pada dua lantai atap yang berupa dak beton atau dapat diinput pada struktur gording. Perhitungan beban hujan rencana untuk lantai beton atau dak beton dapat dilihat pada Tabel 4.21, sedangkan perhitungan beban hujan rencana untuk atap dapat dilihat pada Tabel 4.22.

Tabel 4.21 Beban hujan rencana untuk lantai beton atau dak beton

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kedalaman air pada drainase,	$d_s =$	100	mm
Kedalaman air pada atap,	$d_h =$	100	mm
Beban air hujan rencana di dak atap,			
$R = 0,0098 (d_s + d_h) = 0,0098 (100 + 100) =$		1,96	kN/m ²

Tabel 4.22 Beban hujan rencana untuk struktur atap

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kemiringan atap,	$\alpha =$	35	°
Panjang gording,	$L_{gording} =$	0,5	m
Beban air hujan dalam area	$Q_R = 40 - 0,8 \alpha =$	0,118	kN/m ²
Beban air hujan rencana struktur atap,	$R = Q_R L =$	0,06	kN/m

4.4.7 Beban Angin (*Wind Load*)

Perhitungan beban angin rencana (*Wind Load*) sesuai SNI 1726:2019 dapat dilihat pada Tabel 4.23.

Tabel 4.23 Beban angin rencana

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kecepatan angin dasar	$V =$	39,99	m/s
Kecepatan angin dasar	$V =$	89,46	mph
Faktor arah angin	$K_d =$	0,85	-

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kategori Eksposur		B	-
Faktor Topografi	$K_{zt} =$	1,00	-
Faktor Pengaruh Tiupan Angin	$G =$	0,85	-
	$Z_g =$	274,32	-
	$a =$	9,5	-
Tinggi atap	$h_{atap} =$	18	m
Tinggi bangunan	$h_{bangunan} =$	13	m
Tinggi rata-rata atap	$h_{rata-rata\ atap} =$	15,5	m
Kedalaman pile cap	$h_{pile\ cap} =$	1,5	m
Z dari pile cap	$Z_{pile\ cap} =$	17	m
Panjang bangunan	$L_{bangunan} =$	35	m
Lebar bangunan	$B_{bangunan} =$	15	m
L/B arah X	$L/B_x =$	2,33	-
L/B arah Y	$L/B_y =$	0,43	-
	$K_z =$	1,12	-
Tekanan velositas	$q_z =$	933	N/m ²
Tekanan velositas	$q_z =$	95	kg/m ²

Menghitung tekanan velositas pada setiap ketinggian z arah utara-selatan dapat dilihat pada Tabel 4.24.

Tabel 4.24 Tekanan velositas, q_z

Lantai	Z	a	Z_g	K_z	K_d	V	q_z	q_z
	(m)					m/s	N/m ²	kN/m ²
Penutup atap	15	9,5	274,32	1,09	0,85	39,99	908	0,91
Dak atap	13	9,5	274,32	1,06	0,85	39,99	881	0,88
Lantai 3	8	9,5	274,32	0,95	0,85	39,99	796	0,80
Lantai 2	4	9,5	274,32	0,83	0,85	39,99	688	0,69
Lantai 1	0	9,5	274,32	0,00	0,85	39,99	0	0,00

Gaya angin pada atap dengan memperhitungan koefisien angin datang dan koefisien angin pergi pada arah sumbu x dan sumbu y dapat dilihat pada Tabel 4.25.

Tabel 4.25 Beban angin rencana

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Kasus A			
Koefisien angin datang	$C_{NW} =$	1,30	-
Koefisien angin pergi	$C_{NP} =$	0,30	-
Kasus B			
Koefisien angin datang	$C_{NW} =$	-0,10	-
Koefisien angin pergi	$C_{NP} =$	-0,00	-
Gaya angin kasus A (P)			
Gaya angin datang	$PC_{NW} =$	1,00	kN/m ²
Gaya angin pergi	$PC_{NP} =$	0,23	kN/m ²
Gaya angin kasus B (P)			
Gaya angin datang	$PC_{NW} =$	-0,08	kN/m ²
Gaya angin pergi	$PC_{NP} =$	-0,69	kN/m ²
Maka diambil gaya angin pada atap			
Angin desak	$PC_{NW} =$	1,00	kN/m ²
Angin hisap	$PC_{NP} =$	-0,69	kN/m ²
Jarak antar kolom	$L_{kolom} =$	1,25	m
Angin desak	$PC_{NW} =$	1,25	kN/m ²
Angin hisap	$PC_{NP} =$	-0,87	kN/m ²

Detail koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah x, C_p dapat dilihat pada Tabel 4.26. Selanjutnya untuk detail gaya angin pada dinding arah sumbu x, P dapat dilihat pada Tabel 4.27.

Tabel 4.26 Koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah x, C_p

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Koefisien angin datang	$C_p \text{Datang} =$	0,80	-
Koefisien angin pergi	$C_p \text{Pergi} =$	-0,40	-
Jarak antar kolom	$L_{kolom} =$	3,00	m

Tabel 4.27 Gaya angin pada dinding arah x, P

Lantai	q_z	P_{Desak}	P_{Hisap}	P_{Desak}	P_{Hisap}
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
Penutup atap	0,91	0,62	-0,31	1,85	-0,93
Dak atap	0,88	0,60	-0,30	1,80	-0,90
Lantai 3	0,80	0,54	-0,27	1,62	-0,81
Lantai 2	0,69	0,47	-0,23	1,40	-0,70
Lantai 1	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00

Detail koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah y, C_p dapat dilihat pada Tabel 4.28. Selanjutnya untuk detail gaya angin pada dinding arah sumbu y, P dapat dilihat pada Tabel 4.29.

Tabel 4.28 Koefisien angin datang dan pergi pada dinding arah y, C_p

Parameter	Notasi	Nilai	Satuan
Koefisien tekanan angin datang	$C_p \text{Datang} =$	0,80	-
Koefisien tekanan angin pergi	$C_p \text{Pergi} =$	-0,50	-
Jarak antar kolom	$L_{kolom} =$	3,00	m

Tabel 4.29 Gaya angin pada dinding arah y, P

Lantai	q_z	P_{Desak}	P_{Hisap}	P_{Desak}	P_{Hisap}
	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²
Penutup atap	0,91	0,62	-0,39	1,85	-1,16
Dak atap	0,88	0,60	-0,37	1,80	-1,12

Lantai 3	0,80	0,54	-0,34	1,62	-1,01
Lantai 2	0,69	0,47	-0,29	1,40	-0,88
Lantai 1	0,00	0,00	-0,00	0,00	0,00

4.4.8 Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan yang digunakan berdasarkan SNI 1727 : 2020 dapat dilihat pada Tabel 4.30.

Tabel 4.30 Kombinasi beban

Kombinasi Beban										
1	1,4	<i>DL</i>								
2a	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>LL</i>	+	0,5	<i>L_r</i>		
2b	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>LL</i>	+	0,5	<i>R</i>		
3a	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>L_r</i>	+	1	<i>LL</i>		
3bx	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>L_r</i>	+	1	<i>W_x</i>		
3by	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>L_r</i>	+	1	<i>W_y</i>		
3c	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>R</i>	+	1	<i>LL</i>		
3dx	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>R</i>	+	1	<i>W_x</i>		
3dy	1,2	<i>DL</i>	+	1,6	<i>R</i>	+	1	<i>W_y</i>		
4ax	1,2	<i>DL</i>	+	1	<i>W_x</i>	+	1	<i>LL</i>	+	0,5 <i>L_r</i>
4ay	1,2	<i>DL</i>	+	1	<i>W_x</i>	+	1	<i>LL</i>		
4bx	1,2	<i>DL</i>	+	1	<i>W_y</i>	+	1	<i>LL</i>	+	0,5 <i>R</i>
4by	1,2	<i>DL</i>	+	1	<i>W_y</i>	+	1	<i>LL</i>		
4cx	1,2	<i>DL</i>	+	0,375	<i>W_x</i>	+	0,375	<i>W_y</i>	+	0,5 <i>L_r</i>
4cy	1,2	<i>DL</i>	+	0,375	<i>W_x</i>	+	0,375	<i>W_y</i>	+	0,5 <i>R</i>
5ax	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	+	1,3	<i>EQD_x</i>	+	0,390 <i>EQD_y</i>
5bx	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	+	1,3	<i>EQD_x</i>	-	0,390 <i>EQD_y</i>
5cx	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	-	1,3	<i>EQD_x</i>	+	0,390 <i>EQD_y</i>
5dx	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	-	1,3	<i>EQD_x</i>	-	0,390 <i>EQD_y</i>
5ay	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	+	0,390	<i>EQD_x</i>	+	1,3 <i>EQD_y</i>
5by	1,253	<i>DL</i>	+	1	<i>LL</i>	+	0,390	<i>EQD_x</i>	-	1,3 <i>EQD_y</i>

Kombinasi Beban											
5cy	1,253	DL	+	1	LL	-	0,390	EQD_x	+	1,3	EQD_y
5dy	1,253	DL	+	1	LL	-	0,390	EQD_x	-	1,3	EQD_y
6a	0,9	DL	+	1	W_x						
6b	0,9	DL	+	1	W_y						
6c	0,9	DL	+	0,75	W_x	+	0,75	W_y			
7ax	0,847	DL	+	1,3	EQD_x	+	0,39	EQD_y			
7bx	0,847	DL	+	1,3	EQD_x	-	0,39	EQD_y			
7cx	0,847	DL	-	1,3	EQD_x	+	0,39	EQD_y			
7dx	0,847	DL	-	1,3	EQD_x	-	0,39	EQD_y			
7ay	0,847	DL	+	0,39	EQD_x	+	1,3	EQD_y			
7by	0,847	DL	+	0,39	EQD_x	-	1,3	EQD_y			
7cy	0,847	DL	-	0,39	EQD_x	+	1,3	EQD_y			
7dy	0,847	DL	-	0,39	EQD_x	-	1,3	EQD_y			

Keterangan

DL : *Dead Load* (Beban mati)

SDL : *Superdead Load* (Beban mati tambahan)

LL : *Live Load* (Beban hidup)

L_r : *Live Roof* (Beban hidup atap)

R : *Rain Load* (Beban hujan)

W_x : *Wind Load* (Beban angin pada arah sumbu x)

W_y : *Wind Load* (Beban angin pada arah sumbu y)

EQD_x : *Earthquake Load* (Beban gempa dinamik pada arah sumbu x)

EQD_y : *Earthquake Load* (Beban gempa dinamik pada arah sumbu y)

4.5 Pemodelan Struktur

Pemodelan struktur digunakan untuk menjelaskan tahapan yang dilakukan dalam memodelkan gedung dengan menggunakan bantuan software SAP2000. Langkah-langkah pemodelan struktur menggunakan SAP 2000 adalah sebagai berikut.

4.5.1 Pemodelan Material Struktur

1. Pendefinisian material beton

Material beton pada pemodelan kali ini digunakan untuk elemen balok, kolom, sloof, dan plat lantai bangunan. Beton memiliki kuat tekan, $K250$ atau setara dengan $f'c = 20,75$ MPa dengan detail properti material yang ditunjukkan pada Gambar 4.4.

The screenshot shows the 'Material Property Data' dialog box for 'Concrete K-250'. The fields are as follows:

Section	Property	Value
General Data	Material Name and Display Color	Concrete K-250
	Material Type	Concrete
	Material Grade	f _c 4000 psi
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Weight and Mass	Weight per Unit Volume	2.354E-05
	Mass per Unit Volume	2.400E-09
Units	Units	N, mm, C
	Material Notes	Modify/Show Notes...
Isotropic Property Data	Modulus Of Elasticity, E	21409.519
	Poisson, U	0.2
	Coefficient Of Thermal Expansion, A	9.900E-06
	Shear Modulus, G	8920.6329
Other Properties For Concrete Materials	Specified Concrete Compressive Strength, f _c	20.75
	Expected Concrete Compressive Strength	20.75
	<input type="checkbox"/> Lightweight Concrete	
	Shear Strength Reduction Factor	

At the bottom, there is a checkbox for 'Switch To Advanced Property Display' (unchecked) and 'OK' and 'Cancel' buttons.

Gambar 4.4 Pendefinisian material beton

2. Pendefinisian material baja

Material baja pada pemodelan kali ini digunakan untuk elemen atap seperti kuda-kuda dan gording. Baja memiliki spesifikasi BJ 32; tegangan leleh, $f_y = 320$ MPa dan tegangan ultimit, $f_u = 410$ MPa. Dengan detail properti material yang ditunjukkan pada Gambar 4.5.

General Data	
Material Name and Display Color	Steel
Material Type	Steel
Material Grade	Grade 50
Material Notes	Modify/Show Notes...

Weight and Mass		Units
Weight per Unit Volume	7.698E-05	N, mm, C
Mass per Unit Volume	7.850E-09	

Isotropic Property Data	
Modulus Of Elasticity, E	200000
Poisson, U	0.3
Coefficient Of Thermal Expansion, A	1.170E-05
Shear Modulus, G	76923.08

Other Properties For Steel Materials	
Minimum Yield Stress, Fy	320
Minimum Tensile Stress, Fu	410
Expected Yield Stress, Fye	320
Expected Tensile Stress, Fue	410

Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 4.5 Pendefinisian material baja

3. Pendefinisian material baja tulangan

Material tulangan pada pemodelan kali ini digunakan untuk elemen atap tulangan pada balok dan kolom. Tulangan memiliki spesifikasi BJTS 280; tegangan leleh, $f_y = 320$ MPa dan tegangan ultimit, $f_u = 410$ MPa. Dengan detail properti material yang ditunjukkan pada Gambar 4.6

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: BJTS 280

Material Type: Rebar

Material Grade: Grade 60

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 7.698E-05

Mass per Unit Volume: 7.850E-09

Units

N, mm, C

Uniaxial Property Data

Modulus Of Elasticity, E: 200000

Poisson, U: 0.3

Coefficient Of Thermal Expansion, A: 1.170E-05

Shear Modulus, G:

Other Properties For Rebar Materials

Minimum Yield Stress, Fy: 320

Minimum Tensile Stress, Fu: 410

Expected Yield Stress, Fye: 320

Expected Tensile Stress, Fue: 410

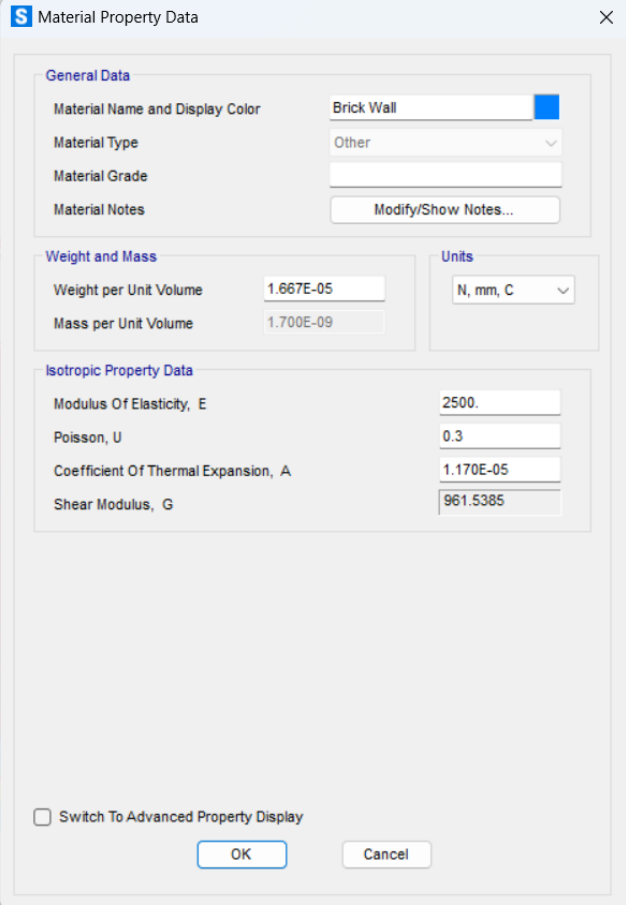
Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Gambar 4.6 Pendefinisian material baja tulangan

4. Pendefinisian material dinding bata

Material dinding bata pada pemodelan kali ini digunakan untuk elemen non-struktural yaitu dinding. Dinding yang digunakan memiliki detail properti material yang ditunjukkan pada Gambar 4.7.



The image shows a software dialog box titled "Material Property Data" for a material named "Brick Wall". The dialog is organized into several sections:

- General Data:** Includes fields for "Material Name and Display Color" (set to "Brick Wall" with a color swatch), "Material Type" (set to "Other"), "Material Grade" (empty), and "Material Notes" (with a "Modify/Show Notes..." button).
- Weight and Mass:** Includes "Weight per Unit Volume" (1.667E-05) and "Mass per Unit Volume" (1.700E-09).
- Units:** A dropdown menu is set to "N, mm, C".
- Isotropic Property Data:** Includes "Modulus Of Elasticity, E" (2500.), "Poisson, U" (0.3), "Coefficient Of Thermal Expansion, A" (1.170E-05), and "Shear Modulus, G" (961.5385).

At the bottom, there is a checkbox for "Switch To Advanced Property Display" (unchecked) and "OK" and "Cancel" buttons.

Gambar 4.7 Pendefinisian material dinding bata

5. Pendefinisian material kaca

Material kaca pada pemodelan kali ini digunakan untuk elemen non-struktural yaitu jendela. Kaca yang digunakan memiliki detail properti material yang ditunjukkan pada Gambar 4.8.

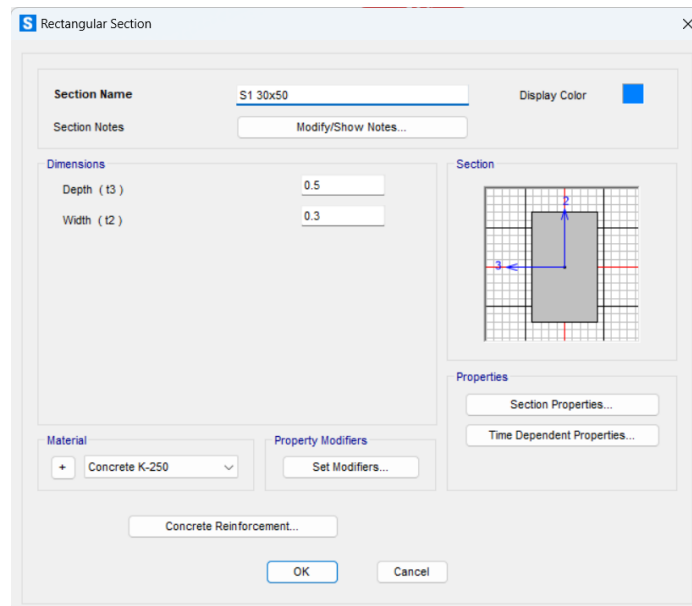
Gambar 4.8 Pendefinisian material kaca

4.5.2 Pemodelan Dimensi Struktur (*Section Properties*)

Pemodelan di SAP2000 dilakukan beberapa trial untuk menentukan dimensi kolom dan balok serta sloof. Pengaturan dilakukan pada menu *define - frame section*.

1. Pendefinisian dimensi struktur sloof

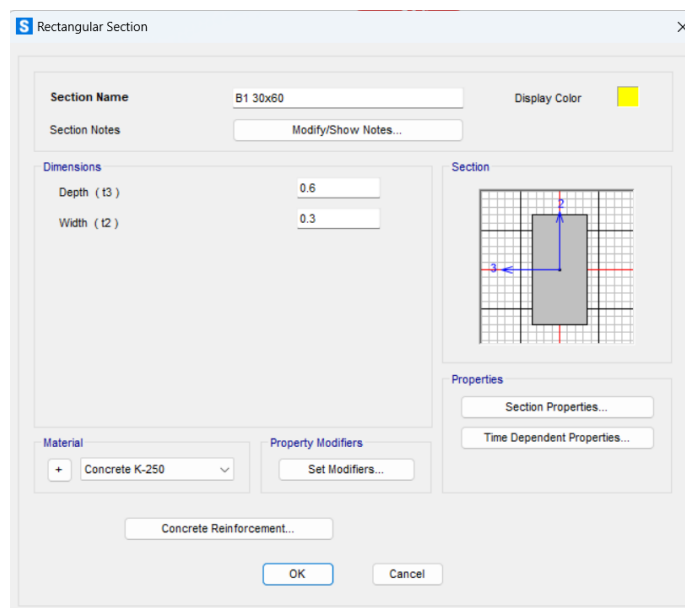
Sloof yang dimodelkan adalah sloof induk dan sloof anak. Sloof dimodelkan menggunakan bentuk persegi panjang yang nantinya akan dipasang pada hubungan fondasi dengan lantai terbawah bangunan. Detail *section properti* sloof dapat dilihat pada Gambar 4.9.



Gambar 4.9 Define frame section sloof

2. Pendefinisian dimensi struktur balok

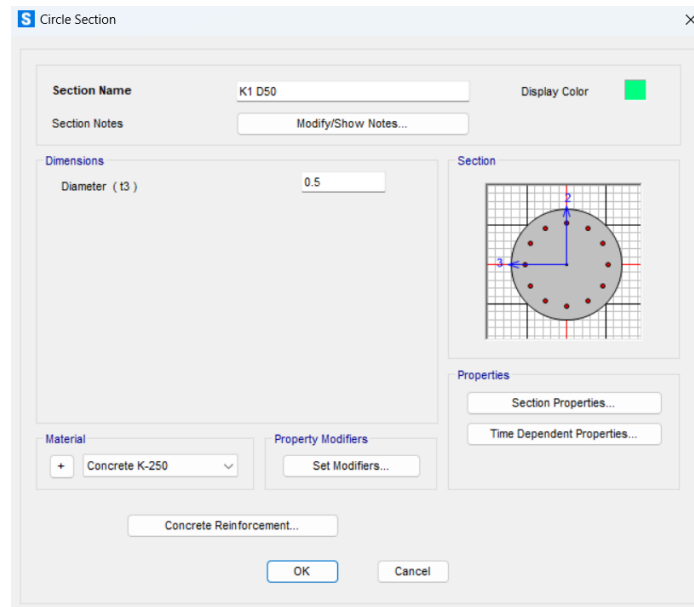
Balok yang dimodelkan adalah balok induk dan balok anak. Balok dimodelkan menggunakan bentuk persegi panjang yang nantinya akan dipasang pada hubungan kolom dengan kolom untuk balok induk. Detail section properti balok dapat dilihat pada Gambar 4.10.



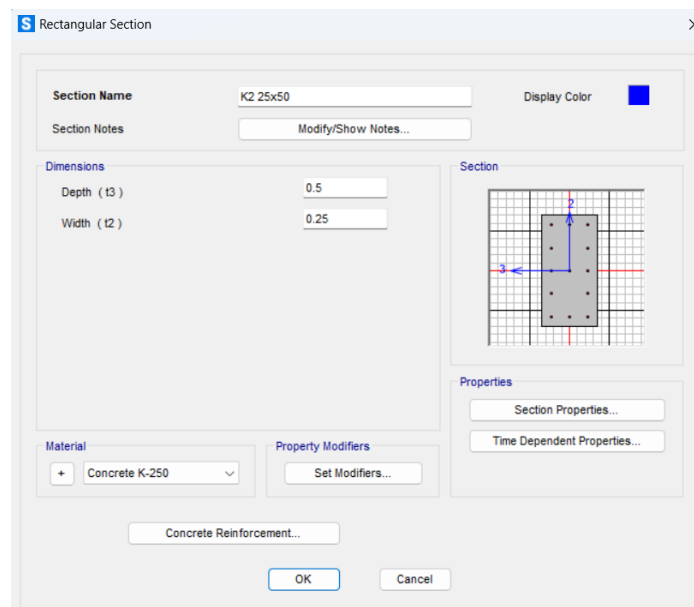
Gambar 4.10 Define frame section balok

3. Pendefinisian dimensi struktur kolom

Kolom dimodelkan dengan bentuk lingkaran dan persegi panjang seperti pada Gambar 4.11 dan Gambar 4.12.



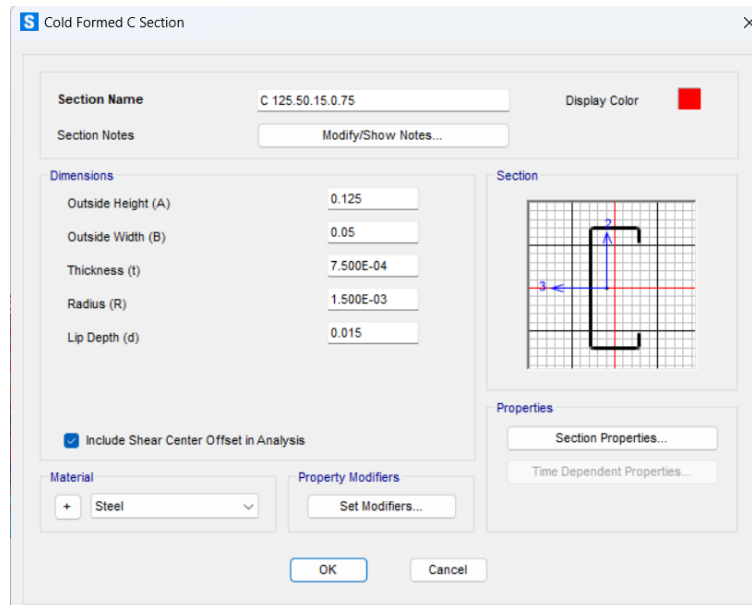
Gambar 4.11 Define frame section kolom lingkaran



Gambar 4.12 Define frame section kolom persegi panjang

4. Pendefinisian dimensi kuda-kuda

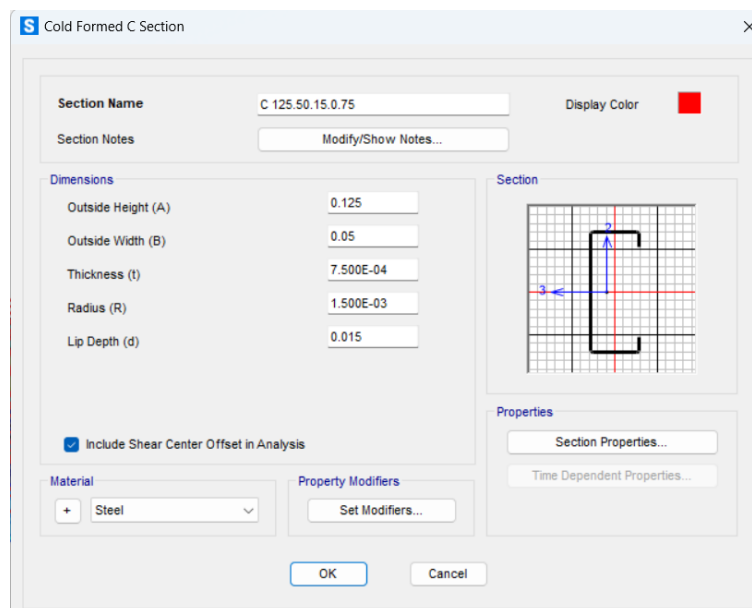
Kuda-kuda dimodelkan dengan rangka baja ringan sebagai profil C section seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.13.



Gambar 4.13 Define frame section kuda-kuda

5. Pendefinisian dimensi gording

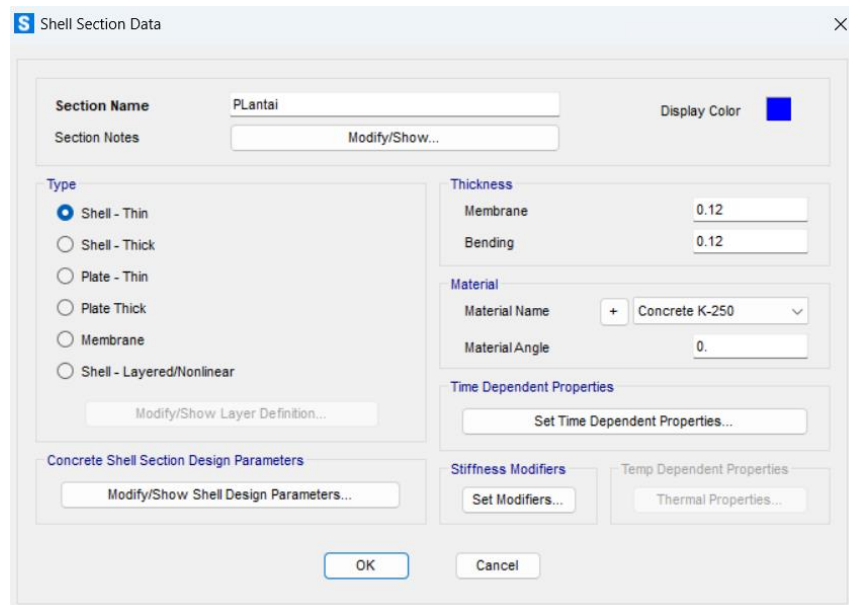
Gording dimodelkan dengan rangka baja ringan sebagai profil R section seperti yang dapat dilihat pada Gambar 4.14.



Gambar 4.14 Define frame section gording

6. Pendefinisian plat lantai

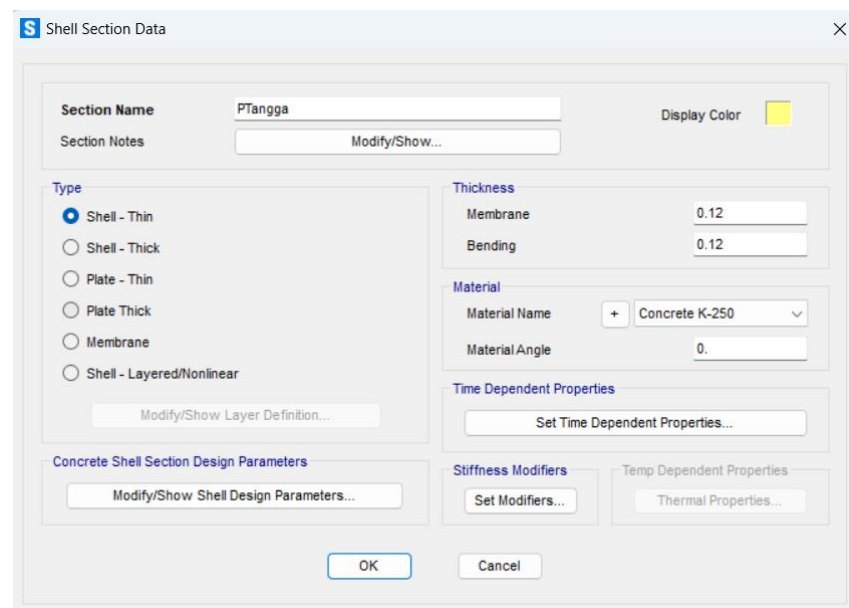
Plat lantai dimodelkan sebagai shell element pada SAP2000 dengan ketebalan 120 mm seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.15



Gambar 4.15 Define frame section plat lantai

7. Pendefinisian plat tangga

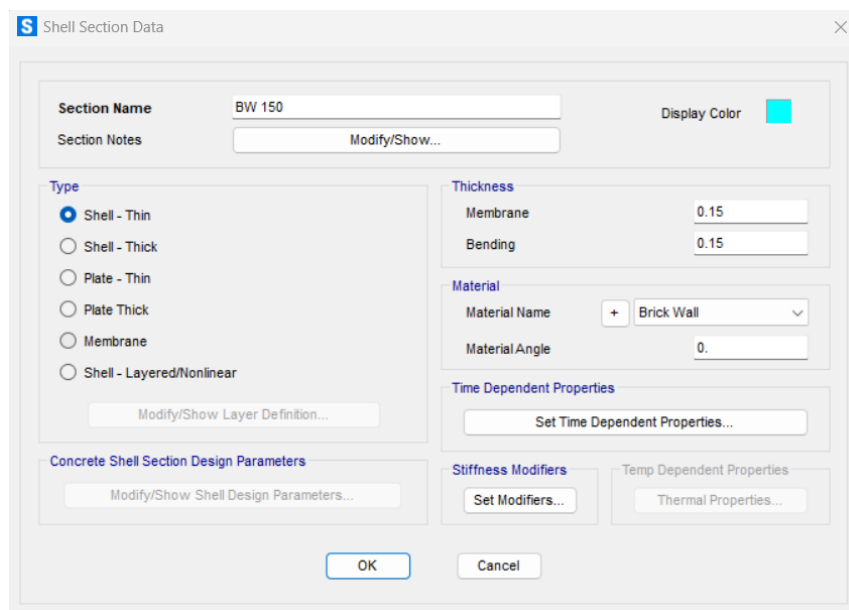
Plat tangga dimodelkan sebagai shell element pada SAP2000 dengan ketebalan 120 mm seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.16



Gambar 4.16 Define frame section plat tangga

8. Pendefinisian dinding

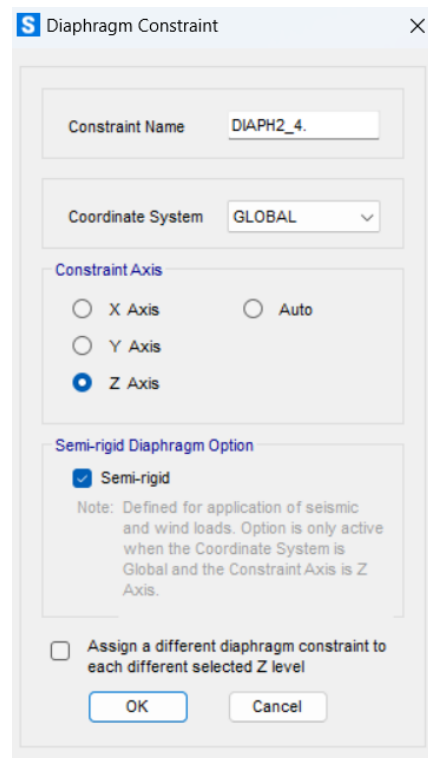
Dinding dimodelkan sebagai shell element pada SAP2000 dengan ketebalan 150 mm dan dilakukan *meshing* 500 mm seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.17.



Gambar 4.17 Define frame section dinding

9. Pendefinisian diafragma

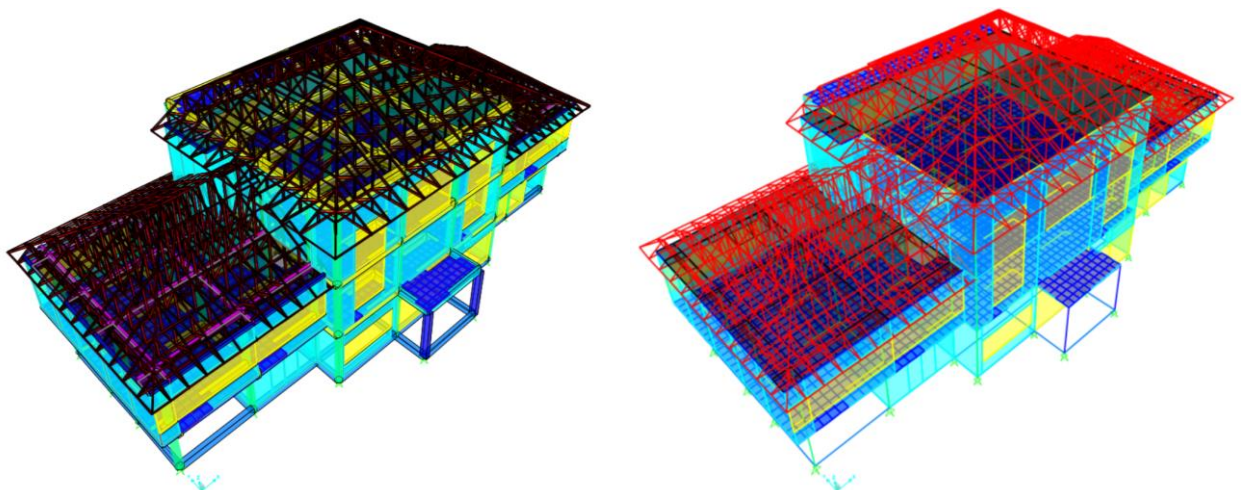
Diafragma dimodelkan setiap lantai dengan sambungan semi-rigid seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.18.



Gambar 4.18 Define frame section diafragma

4.5.3 Pemodelan 3D

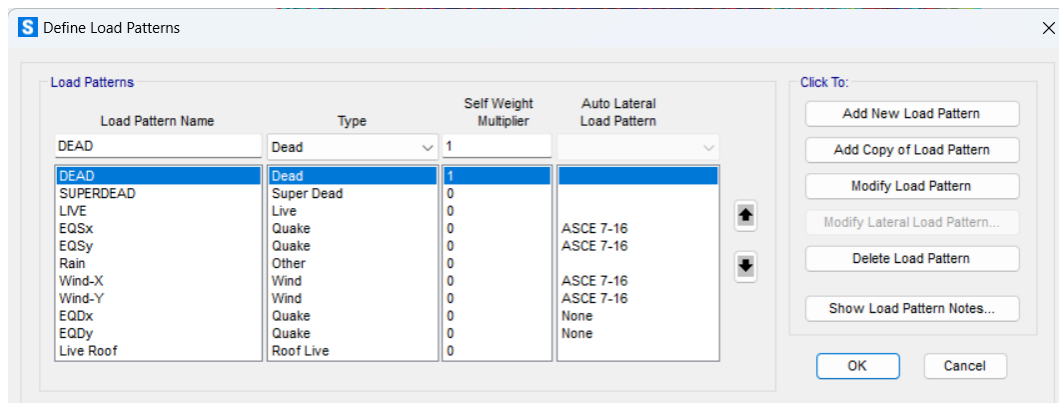
Hasil pemodelan elemen struktural dan non struktural Gedung Kantor Lurah Sepinggian Raya dengan menggunakan software SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 4.19



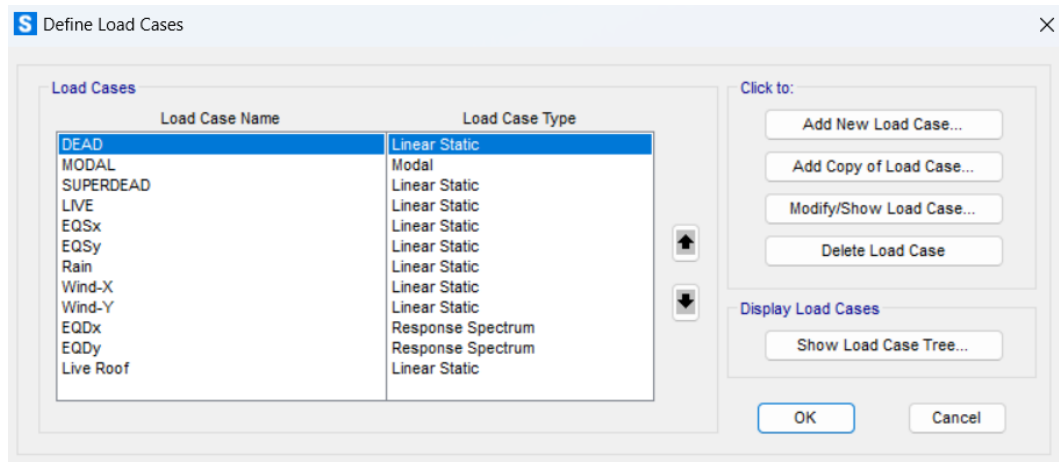
Gambar 4.19 Pemodelan 3D dengan SAP2000

4.5.4 Assign Beban (Load)

Assign beban atau pendefinisian beban di dalam SAP2000 didefinisikan dengan load pattern dan load case seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.20 dan Gambar 4.21.



Gambar 4.20 Define load patterns pada SAP2000

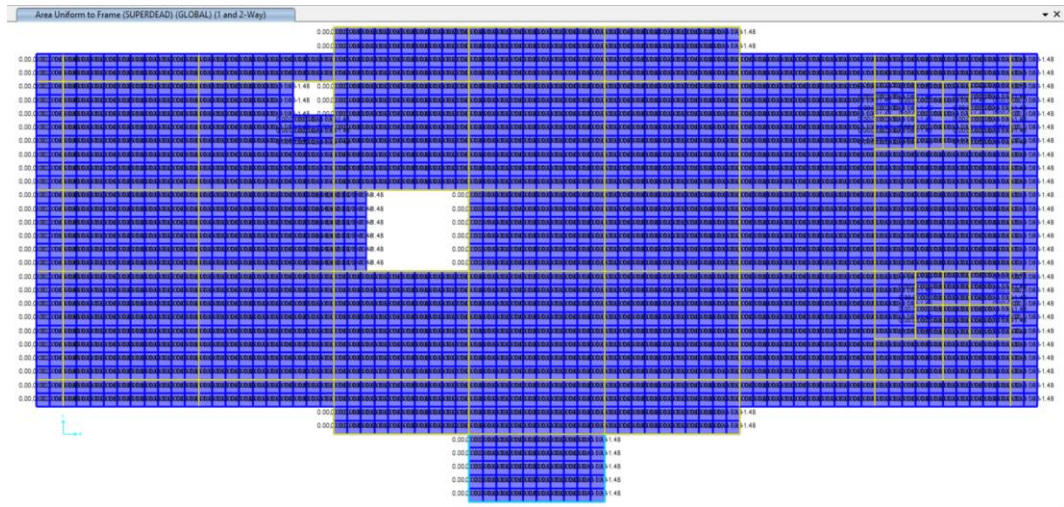


Gambar 4.21 Define load case pada SAP2000

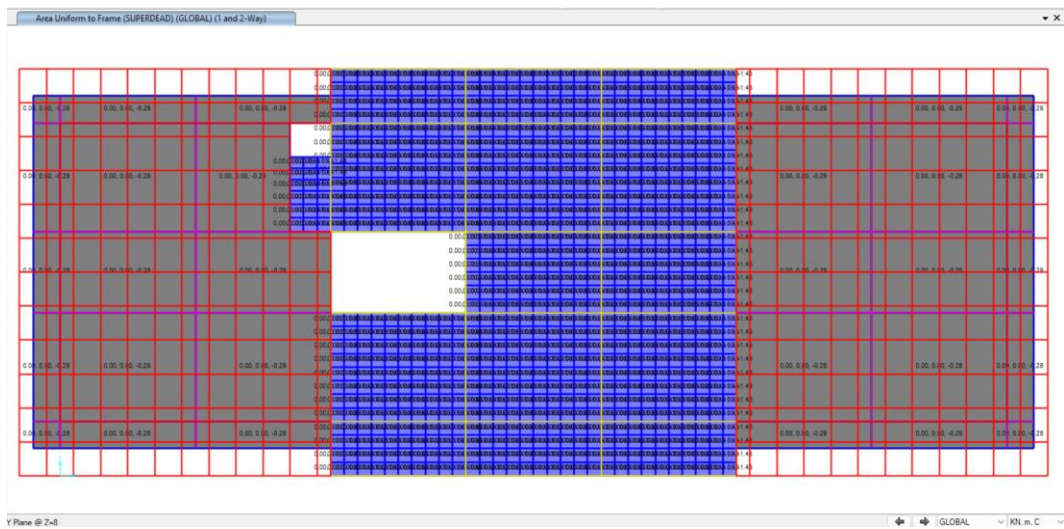
Setelah mendefinisikan *load pattern* dan *load case* kemudian beban diinput sesuai dengan ketentuan masing-masing.

1. Assign beban mati tambahan (*superdead load*)

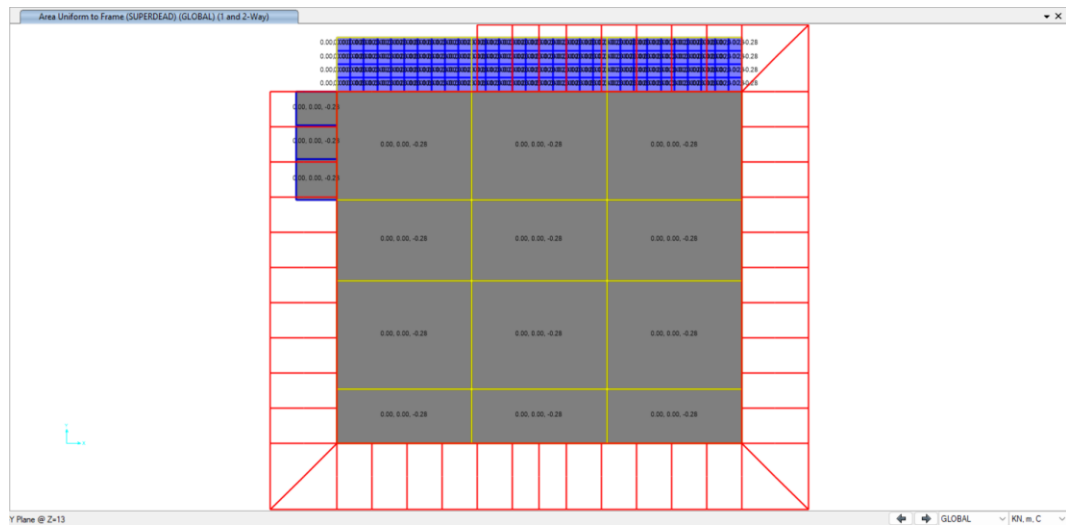
Beban Mati Tambahan diinputkan pada plat lantai bangunan sesuai lokasi lantai seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.22 sampai Gambar 4.24.



Gambar 4.22 Assign beban mati tambahan (*superdead load*) lantai 2



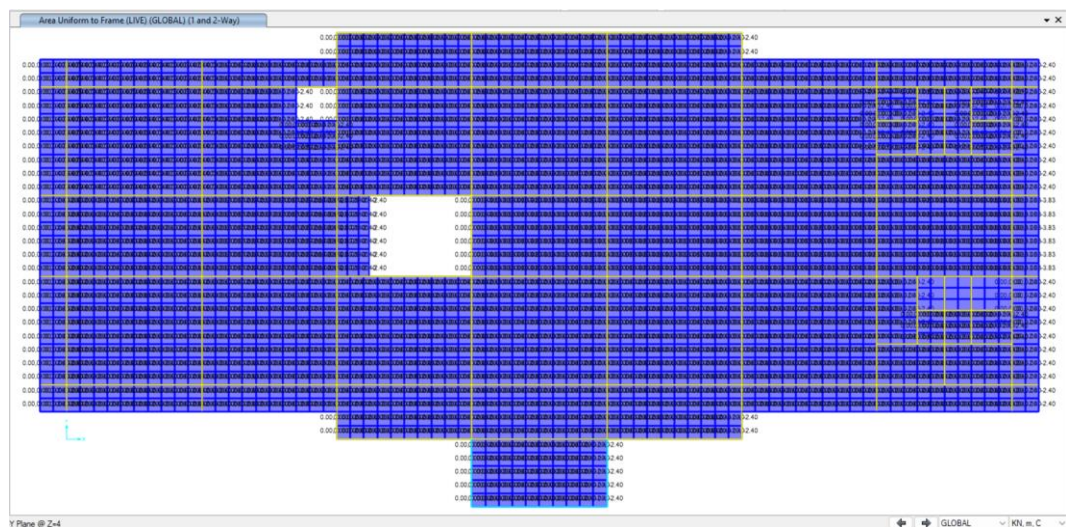
Gambar 4.23 Assign beban mati tambahan (*superdead load*) lantai 3



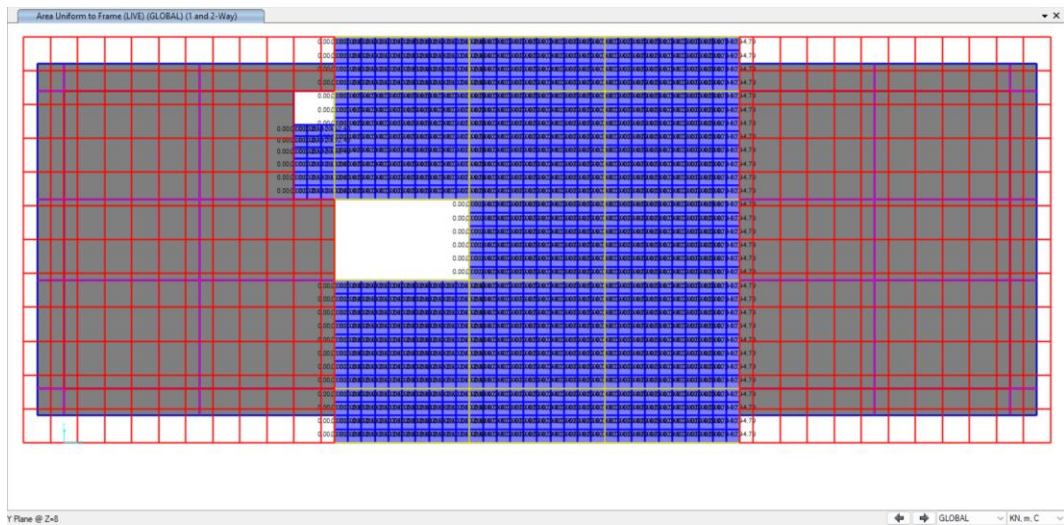
Gambar 4.24 Assign beban mati tambahan (*superdead load*) lantai atap

2. Assign beban hidup (*live load*)

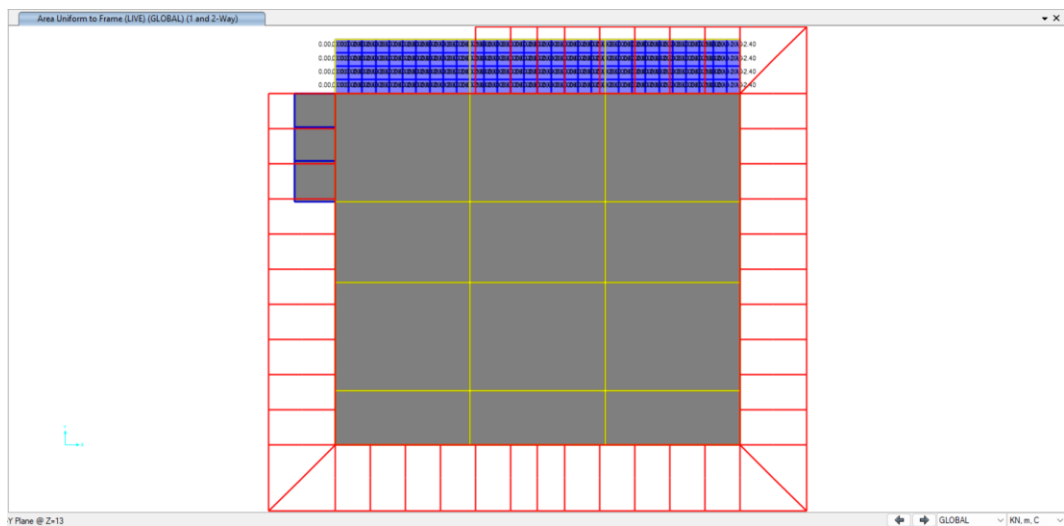
Beban hidup diinputkan pada plat lantai bangunan sesuai fungsi ruangan seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.25 sampai Gambar 4.27.



Gambar 4.25 Assign beban hidup (*live load*) lantai 2



Gambar 4.26 Assign beban mati tambahan (*live load*) lantai 3



Gambar 4.27 Assign beban mati tambahan (*live load*) lantai atap

3. Assign beban gempa (*earthquake load*)

Beban gempa dibedakan menjadi beban gempa statis (*EQS*) dan beban gempa dinamik (*EQD*)

a. Beban gempa statik (*EQS*)

Beban gempa statis pada load pattern didefinisikan sebagai beban gempa statis arah sumbu x (*EQS_x*) dan beban gempa statis arah sumbu y (*EQS_y*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.28 dan Gambar 4.29.

S ASCE 7-16 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approx. Period Ct (ft), x =

Program Calc Ct (ft), x =

User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated
 User Specified

Max Z

Min Z

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss

1 Sec Spectral Accel, S1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, Fa

Site Coefficient, Fv

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss

SD1 = (2/3) * Fv * S1

Factors

Response Modification, R

System Overstrength, Omega

Deflection Amplification, Cd

Occupancy Importance, I

Gambar 4.28 Assign beban gempa statis arah sumbu x (EQSx)

S ASCE 7-16 Seismic Load Pattern

Load Direction and Diaphragm Eccentricity

Global X Direction
 Global Y Direction

Ecc. Ratio (All Diaph.)

Override Diaph. Eccen.

Time Period

Approx. Period Ct (ft), x =

Program Calc Ct (ft), x =

User Defined T =

Lateral Load Elevation Range

Program Calculated
 User Specified

Max Z

Min Z

Seismic Coefficients

0.2 Sec Spectral Accel, Ss

1 Sec Spectral Accel, S1

Long-Period Transition Period

Site Class

Site Coefficient, Fa

Site Coefficient, Fv

Calculated Coefficients

SDS = (2/3) * Fa * Ss

SD1 = (2/3) * Fv * S1

Factors

Response Modification, R

System Overstrength, Omega

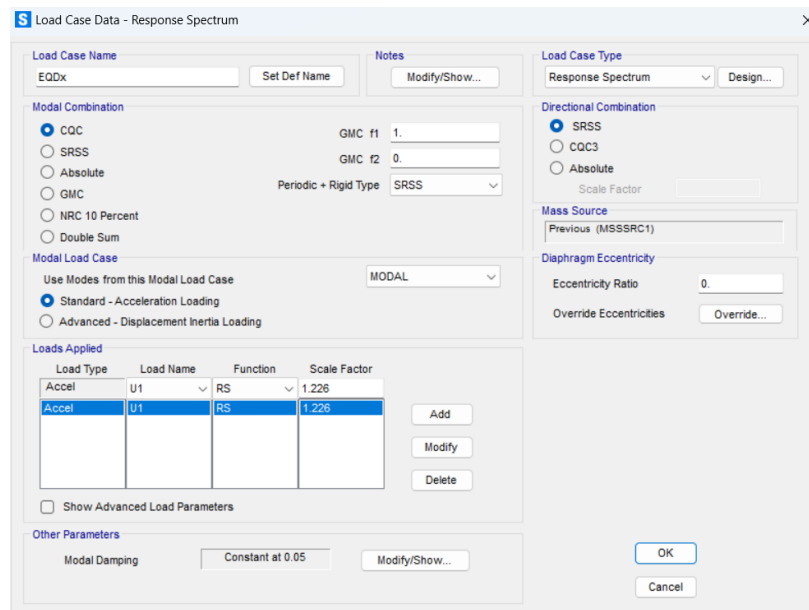
Deflection Amplification, Cd

Occupancy Importance, I

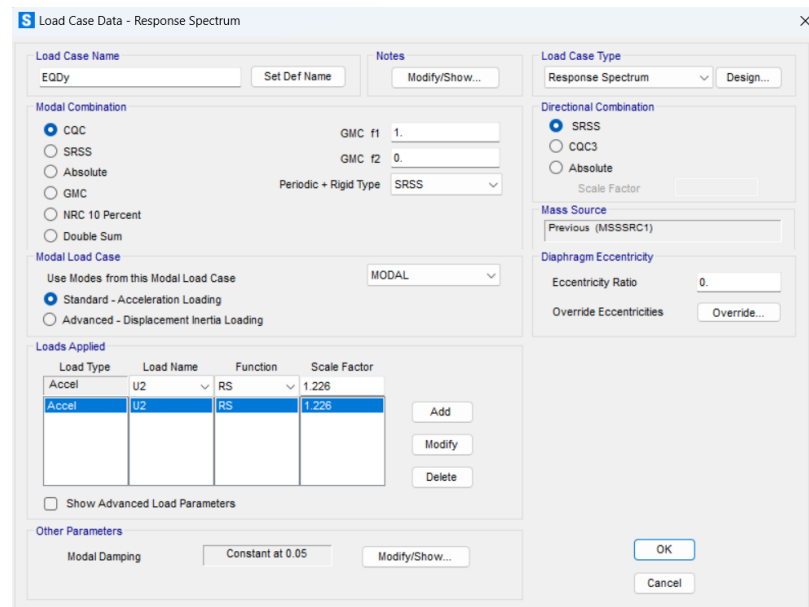
Gambar 4.29 Assign beban gempa statis arah sumbu y (EQSy)

b. Beban gempa dinamik (*EQD*)

Beban gempa statis pada load pattern didefinisikan sebagai beban gempa statis arah sumbu x (*EQSx*) dan beban gempa statis arah sumbu y (*EQSy*) seperti yang ditunjukkan pada Gambar 4.30 dan Gambar 4.31.



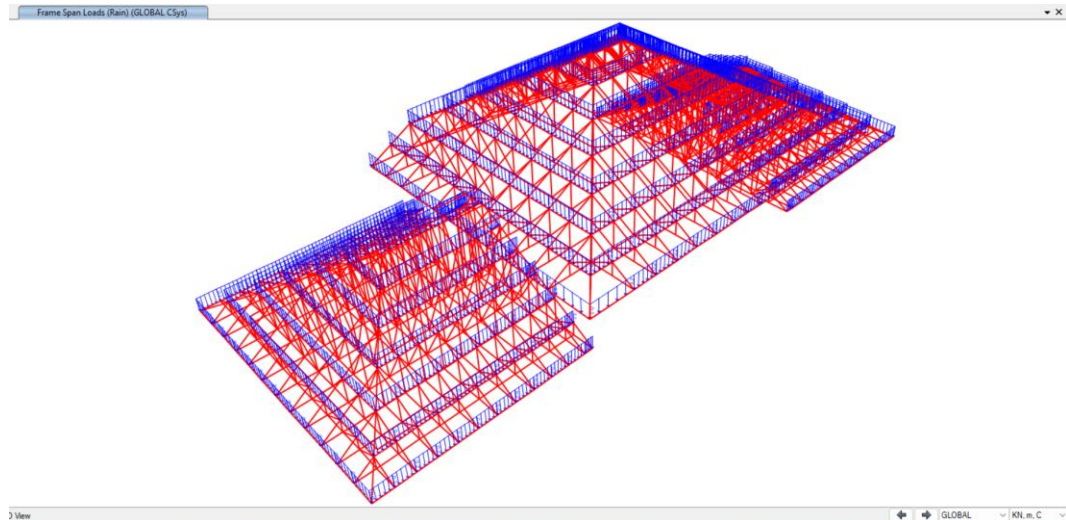
Gambar 4.30 Assign beban gempa dinamik arah sumbu x (*EQDx*)



Gambar 4.31 Assign beban gempa dinamik arah sumbu y (*EQDy*)

4. Assign beban hujan (*rain load*)

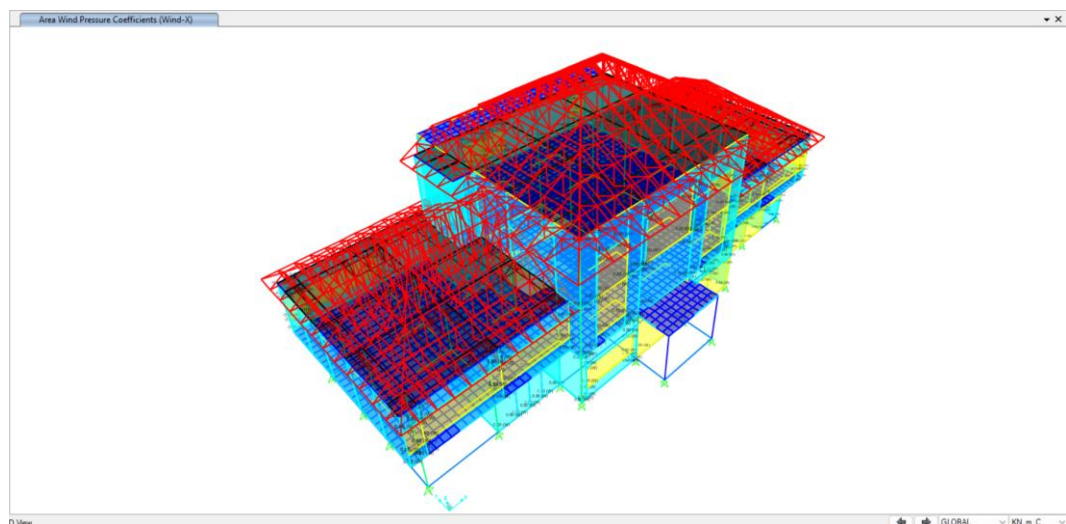
Beban hujan dimodelkan hanya sebagai beban garis pada gording seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.32.



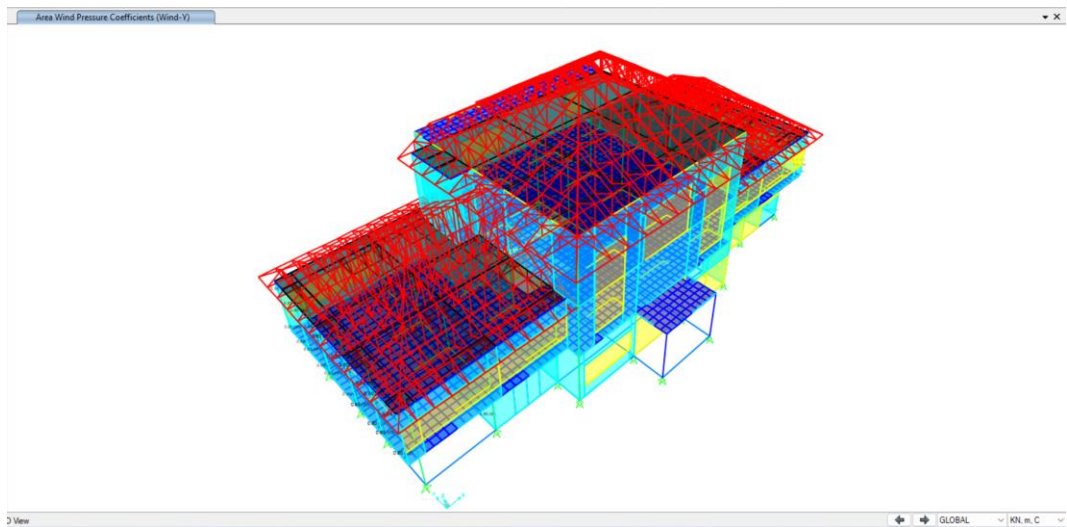
Gambar 4.32 Assign beban mati hujan pada gording atap

5. Assign beban angin (*wind load*)

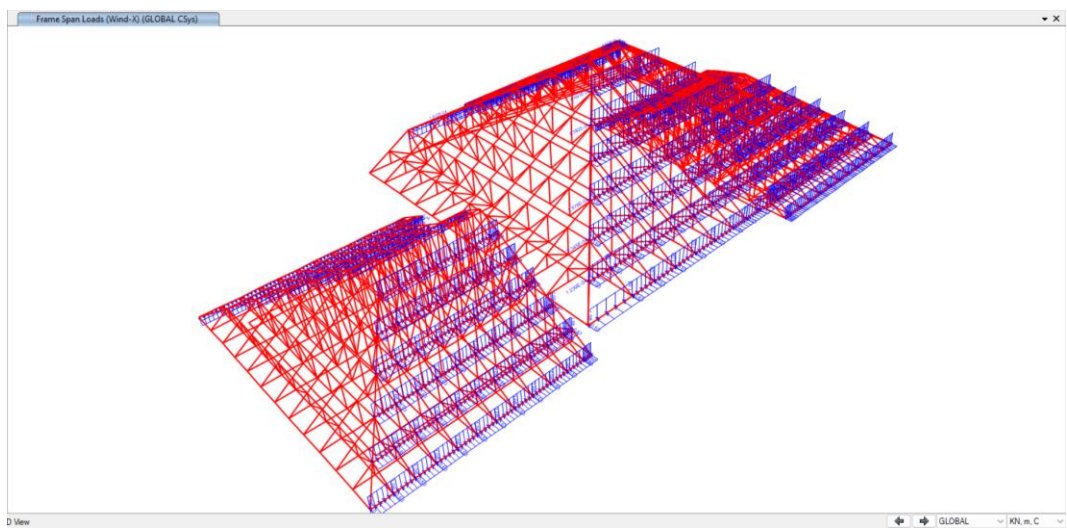
Beban angin dimodelkan sebagai beban area pada dinding dan beban garis pada gording seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4.33 sampai Gambar 4.36.



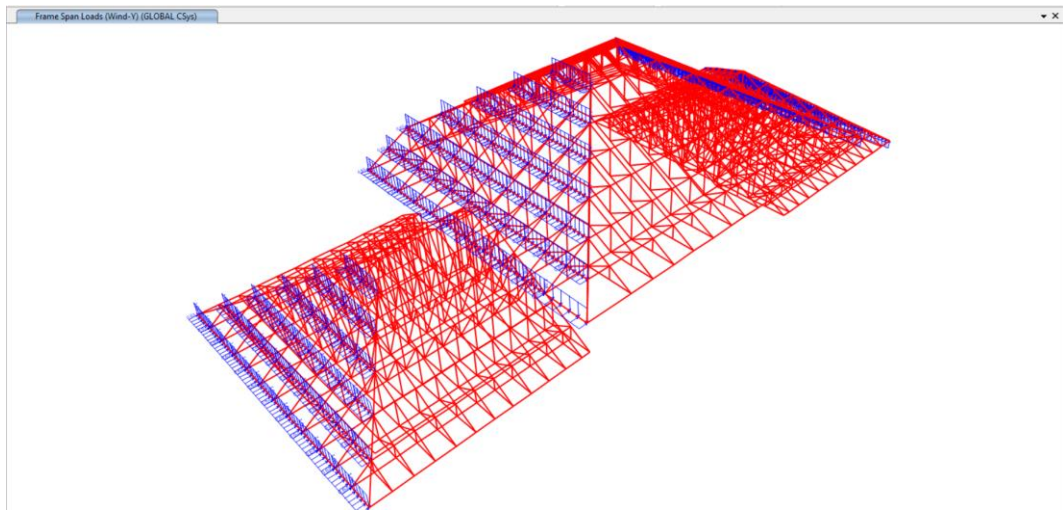
Gambar 4.33 Assign beban angin pada dinding terhadap sumbu x



Gambar 4.34 *Assign* beban angin pada dinding terhadap sumbu y



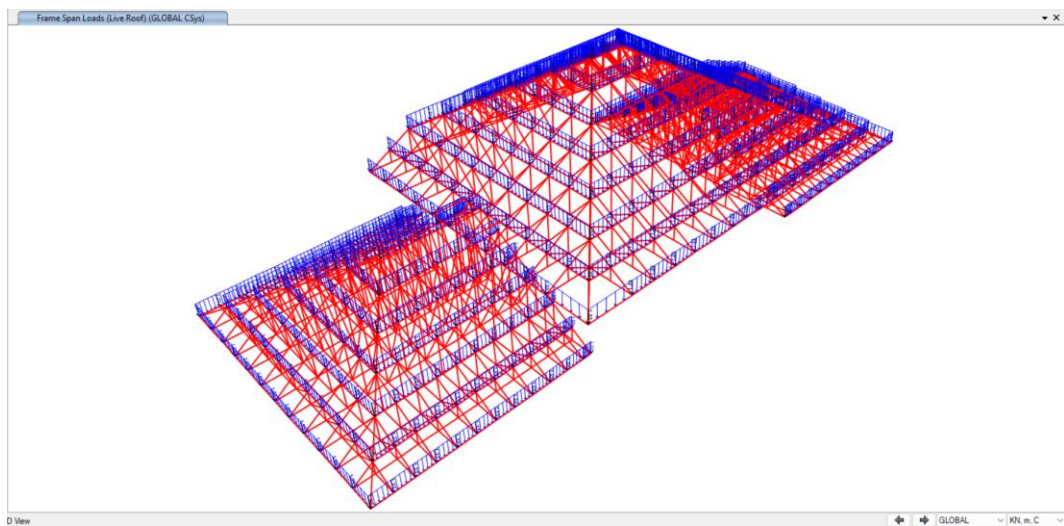
Gambar 4.35 *Assign* beban angin pada atap terhadap sumbu x



Gambar 4.36 Assign beban angin pada atap terhadap sumbu y

6. Assign beban hidup atap (*live roof*)

Beban hidup atap (*live roof*) dimodelkan sebagai beban garis pada dording seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 4. 35

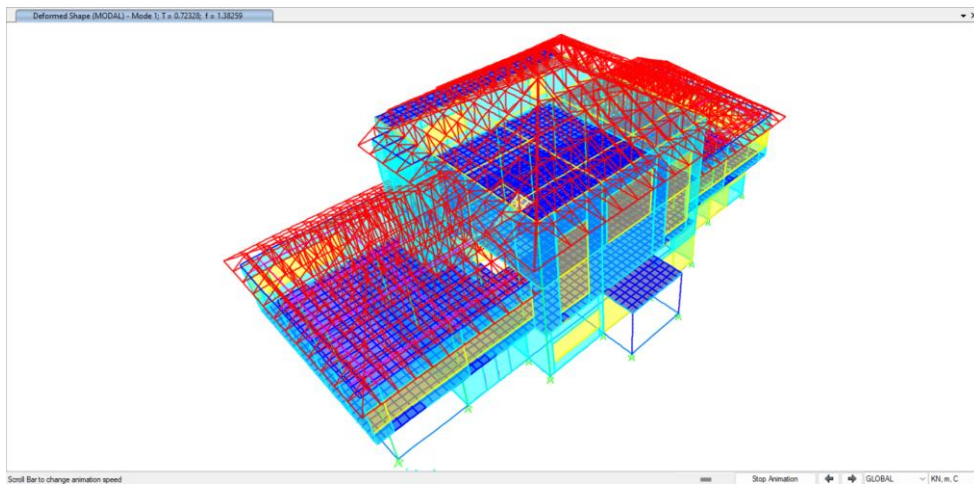


Gambar 4.37 Assign beban hidup pada gording atap

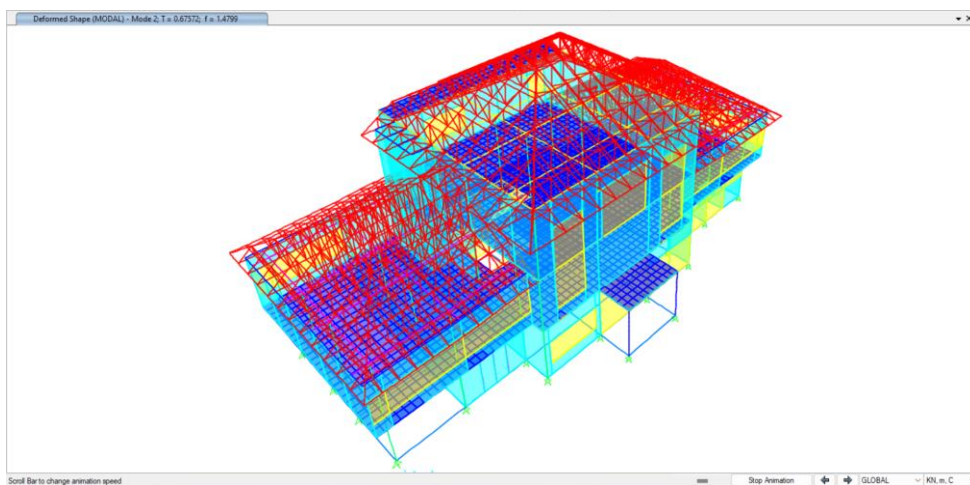
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisis Model

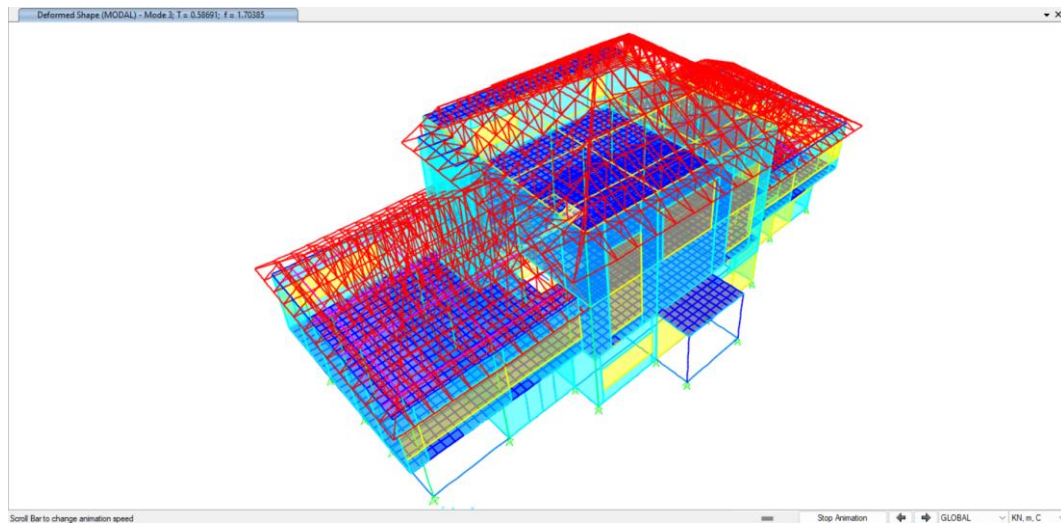
Analisis model dilakukan untuk menentukan bahwa pemodelan yang dilakukan dengan bantuan SAP2000 telah memenuhi persyaratan yang ditentukan oleh peraturan atau standar. Pada pemodelan gedung didapatkan *mode shape 1* translasi, *mode shape 2* translasi, dan *mode shape 3* rotasi seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 5.1, Gambar 5.2, dan Gambar 5.3.



Gambar 5.1 Mode shape 1 translasi arah sumbu x



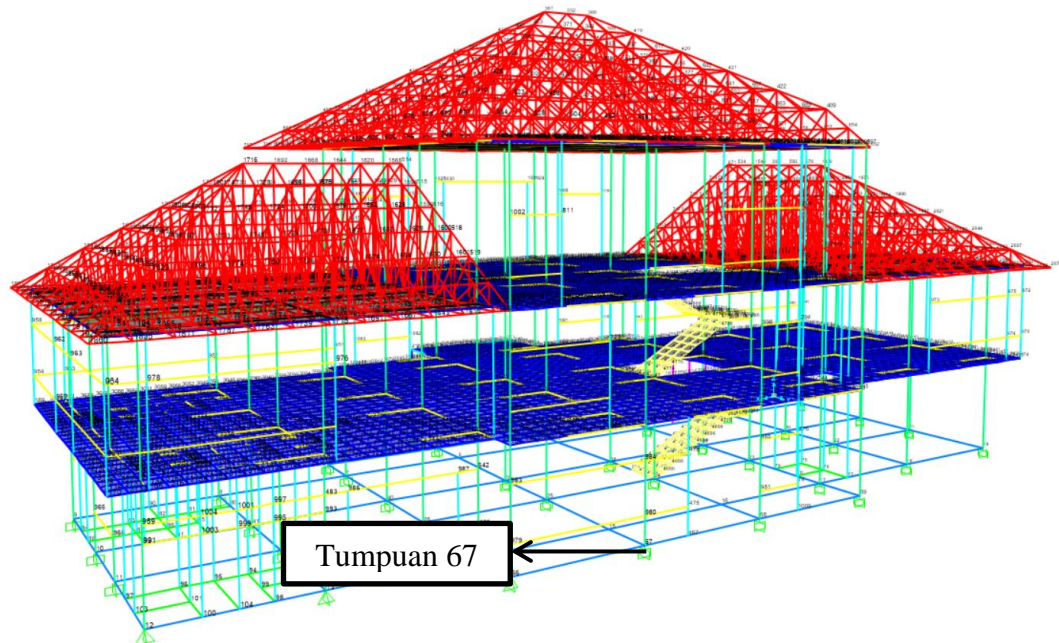
Gambar 5.2 Mode shape 2 translasi arah sumbu y



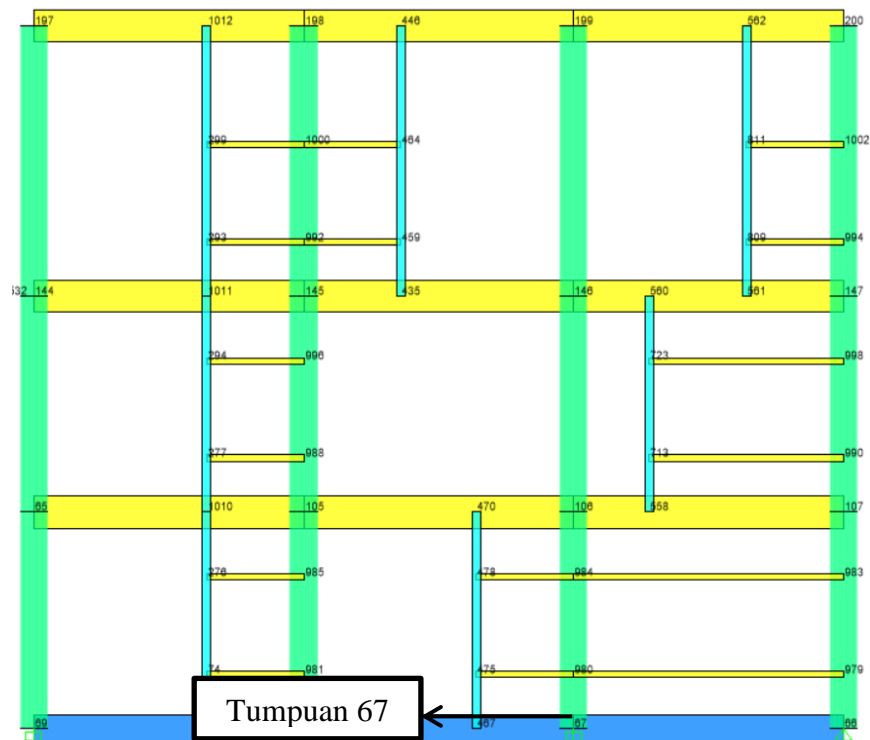
Gambar 5.3 Mode shape 3 rotasi

5.2 Reaksi Tumpuan (*Joint Reaction*)

Pemodelan tumpuan pada tugas akhir Perencanaan Ulang Fondasi Gedung Menggunakan Tiang Pancang dengan Memperhitungkan Pengaruh Penurunan Fondasi menggunakan tumpuan jepit (*fixed support*). Tumpuan atau joint yang ditinjau dapat dilihat Gambar 5.4 dan Gambar 5.5.



Gambar 5.4 Tumpuan yang ditinjau (Tampak 3D)

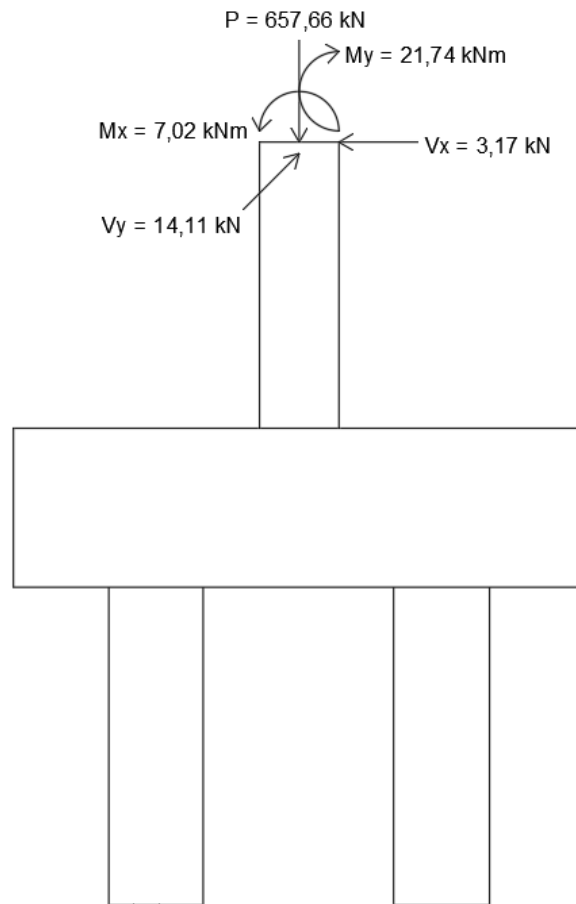


Gambar 5.5 Tumpuan yang ditinjau (Tampak 2D)

Tumpuan yang digunakan sebagai hasil analisis adalah tumpuan dengan nomor 67 dengan beban aksial yang paling terbesar. Output gaya-gaya dalam tumpuan No. 67 adalah sebagai berikut

1. Beban aksial (P) = 657,66 kN
2. Gaya geser sumbu x, (V_x) = 3,17 kN
3. Gaya geser sumbu y, (V_y) = 14,11 kN
4. Momen arah sumbu x, (M_x) = 7,02 kNm
5. Momen arah sumbu y, (M_y) = 21,74 kNm

Reaksi gaya-gaya dalam untuk beban aksial, gaya geser dan momen dapat dilihat pada Gambar 5.6



Gambar 5.6 Reaksi gaya-gaya dalam tumpuan 67

5.3 Data Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah dilakukan dengan tujuan untuk mengetahui daya dukung tanah guna menunjang tahap konstruksi selanjutnya. Data penyelidikan tanah di lapangan didapatkan dengan melakukan uji sondir (*Cone Penetration Test* atau *CPT*) pada beberapa titik yang telah ditentukan sebelumnya. Hasil analisa data sondir diuraikan sebagai berikut

Nomor titik CPT	: TS 01
Proyek	: Kantor Lurah Sepinggang Raya
Lokasi	: Sepinggang, Kecamatan Balikpapan Selatan, Kota Balikpapan, Kalimantan Timur
Koordinat lintang	: $1^{\circ}15'35''\text{S}$
Koordinat bujur	: $116^{\circ}53'41''\text{E}$

Fungsi bangunan	Gedung perkantoran		
Diameter bidang geser	$D_s =$	3.54	cm
Diameter konus	$D_c =$	3,53	cm
Diameter piston	$D_{pl} =$	3,56	cm
Panjang bidang geser	$L_s =$	11,78	cm
	$C_0 =$	1,02	
	$C_1 =$	0,08	
Titik sondir		1	
Muka tanah	$h_{muka tanah} =$	-	m
Muka air tanah	$h_{muka air tanah} =$	-	m
Kedalaman tanah keras	$h_{tanah keras} =$	-	m
Kapasitas alat sondir	$q_{alat} =$	2,5	ton

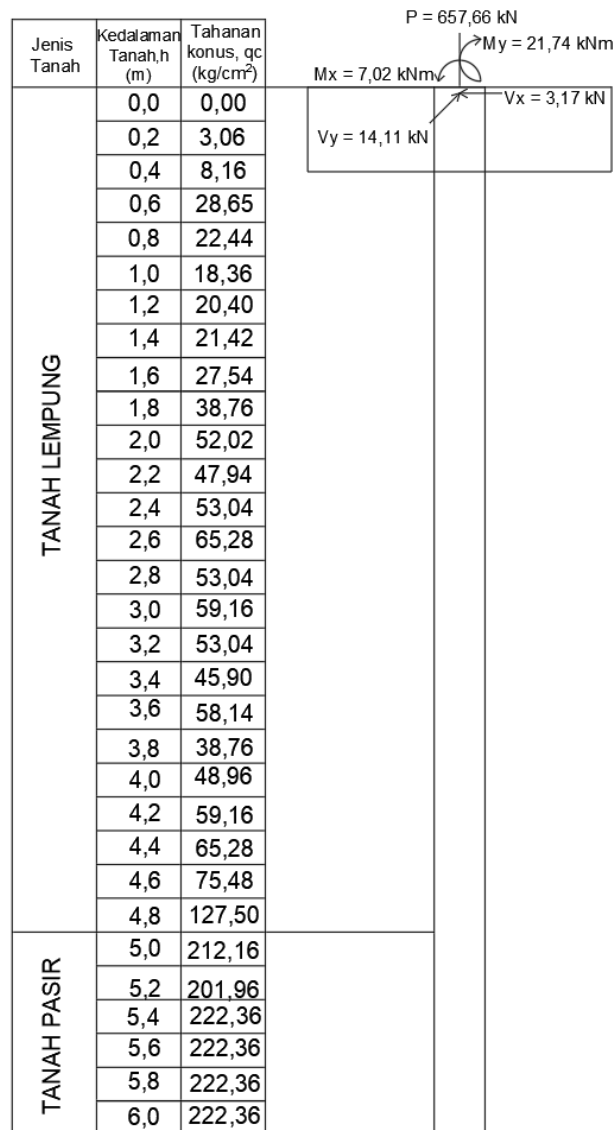
Hasil data analisa sondir dilakukan perhitungan selanjutnya sesuai dengan Tabel 5.1 untuk mendapatkan nilai perlawanan konus, Q_c nilai hambatan lekat pada sepanjang kedalaman tanah, dan kedalaman tanah keras.

Tabel 5.1 Hasil analisa data sondir

Kedalaman tanah	Perlawanan konus	Perlawanan konus dan geser	Perlawanan konus	$JHL \times A_s$
h	C_w	T_w	$Q_c = C_w C_0$	
(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	kN
0	0	0	0	0,00
0,2	3	5	3,06	2,96
0,4	8	10	8,16	5,92
0,6	28	30	28,56	8,88
0,8	22	25	22,44	13,31
1,0	18	20	18,36	16,27
1,2	20	23	20,4	20,71
1,4	21	25	21,42	26,63
1,6	27	30	27,54	31,07
1,8	38	40	38,76	34,02
2,0	51	55	52,02	39,94
2,2	47	50	47,94	44,38

Kedalaman tanah	Perlawanan konus	Perlawanan konus dan geser	Perlawanan konus	$JHL \times A_s$
h	C_w	T_w	$Q_c = C_w C_0$	
(m)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	(kg/m ²)	kN
2,4	52	56	53,04	50,30
2,6	64	65	65,28	51,78
2,8	52	55	53,04	56,21
3,0	58	60	59,16	59,17
3,2	52	55	53,04	63,61
3,4	45	50	45,9	71,01
3,6	57	60	58,14	75,44
3,8	38	40	38,76	78,40
4,0	48	50	48,96	81,36
4,2	58	60	59,16	84,32
4,4	64	66	65,28	87,28
4,6	74	75	75,48	88,76
4,8	125	130	127,5	96,16
5,0	208	210	212,16	99,11
5,2	198	200	201,96	102,07
5,4	218	220	222,36	105,03

Hasil uji di lapangan berupa analisa data sondir (*CPT*) yang dilakukan dengan menggunakan alat kapasitas 2,5 ton. Hasil rata-rata nilai perlawanan konus, Q_c pada kedalaman 5,4 m di bawah permukaan tanah telah dijumpai lapisan tanah keras (end bearing) dalam hal ini digunakan sebagai nilai nilai perlawanan konus, Q_c . Berdasarkan hasil pengujian sondir di lapangan secara umum dapat dilihat bahwa sampai kedalaman 4,8 m umumnya ditemui tanah dengan lapisan lempung dengan nilai perlawanan konus, Q_c rata rata lebih besar dari 90 kg/cm². Sementara pada kedalaman 5,0 m sampai kedalaman 5,4 m umumnya ditemui lapisan tanah berpasir dengan nilai perlawanan konus, Q_c lebih besar dari 200 kg/cm². Data profil tanah secara rinci dapat dilihat pada Gambar 5.7.



Gambar 5.7 Data profil tanah

5.4 Desain Fondasi Tiang Bor (*Bor Pile*)

Perhitungan kapasitas dukung tiang dilakukan dengan dua tahapan yaitu kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas tiang kelompok.

5.4.1 Kapasitas Dukung Eksisting Fondasi Tunggal Tiang Bor berdasarkan Data Sondir

1. Kapasitas dukung ujung tiang, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6 m
Diameter rencana	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Tahanan ujung sondir	$q_c =$	222,36 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir	$q_c =$	21806,07 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_c =$	1541,38 kN

2. Kapasitas dukung selimut tiang, Q_s

Kapasitas dukung selimut tiang, Q_s dihitung dengan menggunakan parameter-parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6 m
Diameter rencana	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.2
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = L \times p \times f_s =$	105,03 kN

Tabel 5.2 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang bor

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	0,94	0,00	0,00
0,2	0,2	0,94	15,70	2,96
0,4	0,2	0,94	15,70	5,92
0,6	0,2	0,94	15,70	8,88
0,8	0,2	0,94	23,54	13,31

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
1	0,2	0,94	15,70	16,27
1,2	0,2	0,94	23,54	20,71
1,4	0,2	0,94	31,39	26,63
1,6	0,2	0,94	23,54	31,07
1,8	0,2	0,94	15,70	34,02
2	0,2	0,94	31,39	39,94
2,2	0,2	0,94	23,54	44,38
2,4	0,2	0,94	31,39	50,30
2,6	0,2	0,94	7,85	51,78
2,8	0,2	0,94	23,54	56,21
3	0,2	0,94	15,70	59,17
3,2	0,2	0,94	23,54	63,61
3,4	0,2	0,94	39,24	71,01
3,6	0,2	0,94	23,54	75,44
3,8	0,2	0,94	15,70	78,40
4	0,2	0,94	15,70	81,36
4,2	0,2	0,94	15,70	84,32
4,4	0,2	0,94	15,70	87,28
4,6	0,2	0,94	7,85	88,76
4,8	0,2	0,94	39,24	96,16
5	0,2	0,94	15,70	99,11
5,2	0,2	0,94	15,70	102,07
5,4	0,2	0,94	15,70	105,03

3. Kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Daya dukung ultimit fondasi bore pile dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter sebagai berikut

$$\text{Kapasitas dukung ujung tiang, } Q_p = 1541,38 \text{ kN}$$

$$\text{Kapasitas dukung selimut tiang, } Q_s = 105,03 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Kapabilitas dukung ultimit tiang,} \quad Q_{ult} &= Q_p + Q_s = 1646,41 \text{ kN} \\ \text{Kapabilitas dukung ijin tiang,} \quad Q_{all} &= \frac{Q_p}{SF(3)} + \frac{Q_s}{SF(5)} = 534,80 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.4.2 Kapabilitas Dukung Eksisting Fondasi Kelompok Tiang Bor berdasarkan Data Sondir

1. Menghitung Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Kapabilitas dukung ijin tiang tunggal,} \quad Q_{all} &= 534,80 \text{ kN} \\ \text{Beban aksial yang bekerja,} \quad P &= 657,66 \text{ kN} \\ \text{Jumlah tiang rencana,} \quad n &= \frac{P}{Q_{all}} = 1,23 \text{ tiang} \\ \text{Jumlah tiang rencana yang digunakan,} \quad n &= 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

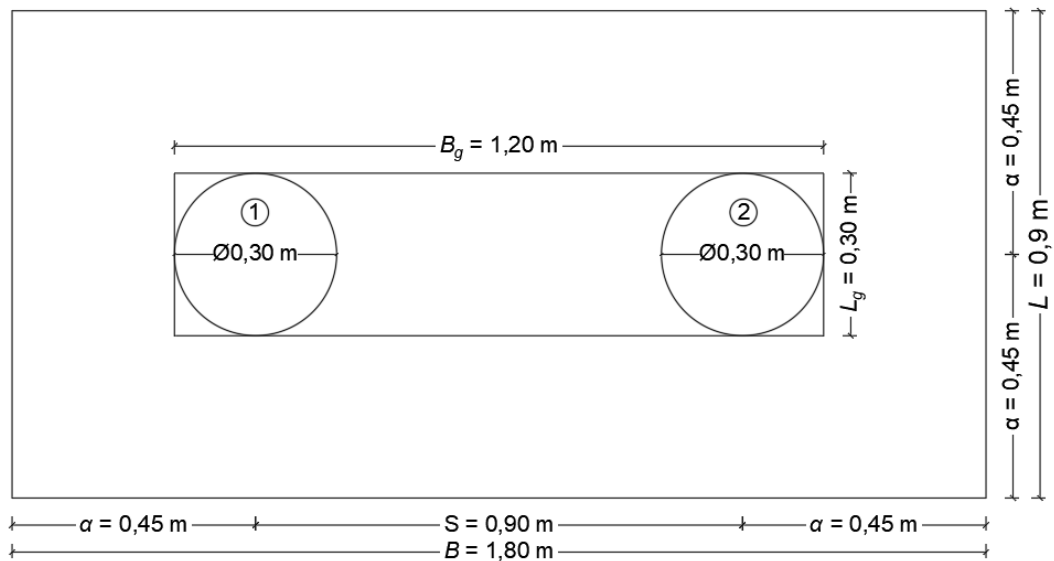
2. Menghitung jarak antara tiang, S

Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

$$\begin{aligned} \text{Diameter tiang rencana} \quad d_p &= 0,3 \text{ m} \\ \text{Jarak antar tiang rencana} \quad S &= 3 d_p = 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Menghitung susunan tiang kelompok rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi bor pile dapat dilihat pada Gambar 5.8.



Gambar 5.8 Susunan kelompok tiang fondasi bor

Berdasarkan Gambar 5.8 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,45 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,9 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,2 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,3 m
Panjang pile cap	$B =$	1,8 m
Lebar pile cap	$L =$	0,9 m

4. Efisiensi kelompok tiang, E_g

Dikarenakan nilai $S \geq 3D$ maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000) pada Manual Fondasi Tiang, fondasi yang berada pada tanah dengan karakteristik pasir dapat digunakan nilai $E_g = 1$.

5. Kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g

Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok berdasarkan efisiensi grup

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	534,80 kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1

Kapasitas dukung tiang kelompok,

$$Q_g = 1069,56 \text{ kN}$$

Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok berdasarkan keruntuhan by block

Jarak ujung fondasi ke fondasi

$$B_g = 1,2 \text{ m}$$

Lebar fondasi

$$L_g = 0,3 \text{ m}$$

Tabel 5.3 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang bor

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	3,00	0	0,00	0,00
0,2	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
0,4	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
0,6	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
0,8	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
1	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
1,2	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
1,4	0,2	3,00	0,6	31,39	18,84
1,6	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
1,8	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
2	0,2	3,00	0,6	31,39	18,84
2,2	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
2,4	0,2	3,00	0,6	31,39	18,84
2,6	0,2	3,00	0,6	7,85	4,71
2,8	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
3	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
3,2	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
3,4	0,2	3,00	0,6	39,24	23,54
3,6	0,2	3,00	0,6	23,54	14,13
3,8	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
4	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
4,2	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
4,4	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
4,6	0,2	3,00	0,6	7,85	4,71
4,8	0,2	3,00	0,6	39,24	23,54
5	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
5,2	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
5,4	0,2	3,00	0,6	15,70	9,42
$\Sigma Q_s = A_s f_s =$					334,32

Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block,

$$Q_{ult} = L_g B_g q_p + \Sigma Q_s = 8184,51 \text{ kN}$$

Safety faktor,

$$SF = 2,5$$

Daya dukung ultimit grup,

$$Q_{ug} = 3273,80 \text{ kN}$$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang

$$Q_{ug} = 1069,56 \text{ kN}$$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok,

$$Q_{ug} = 3273,80 \text{ kN}$$

Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan,

$$Q_{ug} = 1069,56 \text{ kN}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$Q_g > P \text{ dengan nilai } 1069,60 > 657,66$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.4.3 Penurunan Fondasi Bor Pile berdasarkan Data Sondir

Penurunan pada fondasi sumuran terdiri atas 3 komponen yaitu sebagai berikut.

1. Penurunan batang tiang, S_1

Penurunan batang tiang, S_1 dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,63 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700\sqrt{f'_c} =$	21409,52 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189,11 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_{w_p} =$	1541,38 kN
Tahanan dukung selimut tiang,	$Q_{w_s} =$	105,03 kN
Koefisien pada distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang,	$\alpha =$	0,5
Penurunan batang tiang,		
	$S_1 = \frac{(Q_{w_p} + \alpha \times Q_{w_s}) L}{A_p \times E_p} =$	0,000632 m
Penurunan batang tiang,	$S_1 =$	0,632 mm

2. Penurunan tiang disebabkan beban titik, S_2

Penurunan tiang disebabkan beban titik, S_2 dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_{w_p} =$	1541,38 kN
Tahanan dukung selimut tiang,	$Q_{w_s} =$	105,03 kN
Tahanan dukung ujung tiang ultimit,	$q_p = q_c =$	21806,07 kN/m ²
Koefisien empiris	$C_p =$	0,046
Penurunan tiang disebabkan beban titik,		

$$S_2 = \frac{Qw_p \times C_p}{d_p \times q_p} = 0,011 \text{ m}$$

Penurunan tiang disebabkan beban titik, $S_2 = 10,603 \text{ mm}$

3. Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang, S_3

Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang, S_3 dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana, $h_p = L = 6 \text{ m}$

Diameter rencana, $d_p = 0,3 \text{ m}$

Kapasitas dukung ujung tiang, $Qw_p = 1541,38 \text{ kN}$

Tahanan dukung selimut tiang, $Q_{ws} = 105,03 \text{ kN}$

Tahanan dukung ujung tiang ultimit, $q_p = 1.646,41$

Koefisien empiris $C_p = 0,06$

Koefisien empiris $C_s = \left(0,93 + 0,16 \sqrt{\frac{L}{d_p}} \right) C_p = 0,07$

Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang,

$$S_3 = \frac{Qw_s \times C_s}{L \times q_p} = 0,00006 \text{ m}$$

Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang, $S_3 = 0,059 \text{ mm}$

4. Penurunan total tiang kelompok, S_{total}

Penurunan batang tiang, $S_1 = 0,00063 \text{ m}$

Penurunan tiang disebabkan beban titik, $S_2 = 0,011 \text{ m}$

Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang, $S_3 = 0,000059 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = S_1 + S_2 + S_3 = 0,011 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = 11,29 \text{ mm}$

5. Penurunan izin tiang tunggal, S_{izin}

Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} = 10\% d_p =$	0,03 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} =$	30 mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,01 < 0,03 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

6. Penurunan total tiang kelompok, S_{total}

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Penurunan total,	$S_{total} =$	0,011 m
	$B_g = d_p =$	1,2 m
Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} =$	0,014 m
Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g =$	1,411 mm

7. Penurunan izin tiang kelompok, S_{izin}

Lebar fondasi sumuran	$b = d_p =$	0,3 m
Lebar fondasi sumuran	$b = d_p =$	300 mm
Penurunan izin fondasi tiang kelompok,	$S_{izin} = \frac{L}{250} =$	0,024 m
Penurunan izin fondasi tiang kelompok,	$S_{izin} =$	24 mm

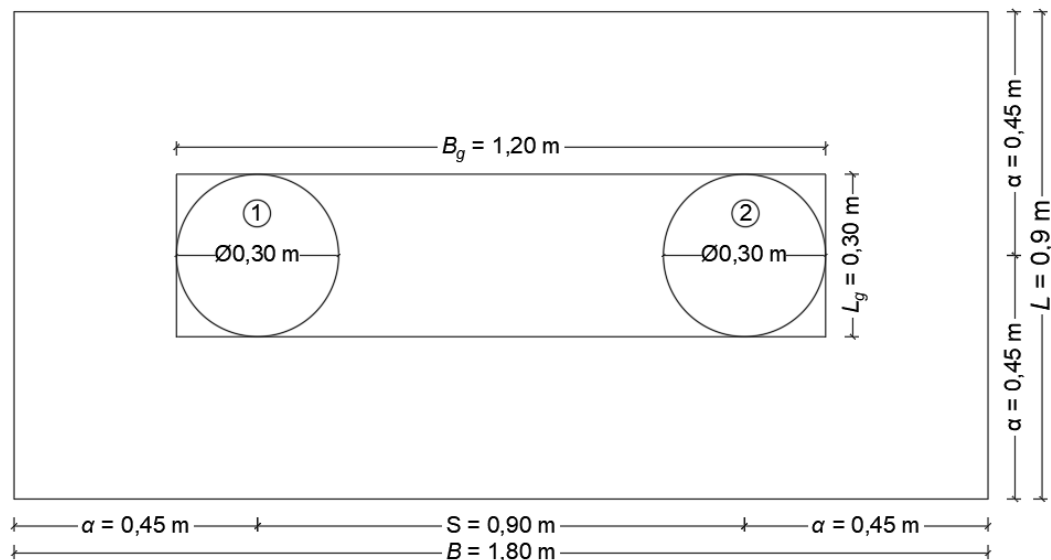
Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_g < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,014 < 0,024 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.4.4 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Analisis distribusi beban ke tiap tiang bor dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Detail penampang tiang bor dan pile cap dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Detail penampang fondasi tiang bor dan pile cap

Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang bor dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Jumlah tiang rencana,	$n =$	2	tiang
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6	m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,30	m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94	m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07	m
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24	kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	20,36	kN
Menghitung berat pile cap			
Tebal pile cap,	$t =$	0,50	m
Lebar pile cap,	$B =$	0,90	m

Berat pile cap	$H =$	1,80	m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	19,44	kN
Menghitung berat total			
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	697,46	kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$x_{11} =$	-0,45	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,45	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$y_{11} =$	0,00	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$y_{12} =$	0,00	m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,40	m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00	m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02	kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74	kNm

Beban yang diterima sumbu x

$$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} = 324,58 \text{ kN}$$

Beban yang diterima sumbu x

$$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} = 372,88 \text{ kN}$$

Beban yang diterima tiang terbesar $P_{max} = 372,88 \text{ kN}$

Tegangan yang diterima fondasi, $\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} = 5275,19 \text{ kN/m}^2$

Kapasitas dukung ijin tiang, $Q_{ult} = 1069,56 \text{ kN/m}^2$

Tegangan izin, $\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} = 15131,2 \text{ kN/m}^2$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$\sigma < \sigma_{izin}$ dengan nilai $5275,19 < 15131,24 \text{ kN/m}^2$ (Aman)

5.5 Desain Fondasi Tiang Pancang

Desain fondasi tiang pancang dilakukan dengan menghitung kapasitas tiang tunggal, kapasitas tiang kelompok, penurunan tiang tunggal, penurunan tiang kelompok, penurunan tiang izin tiang tunggal, dan penurunan tiang kelompok.

5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof

1. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,3 m

a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tanah keras,	$h =$	5,4 m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = 4700\sqrt{f'_c} =$	21409,52 MPa
Kedalaman perlawananan konus diatas ujung tiang,	$8d_p =$	2,4 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p - 8d_p =$	3,6 m
Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Nilai perlawanan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	110,98 kg/cm ²
Nilai perlawanan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	10883,03 kN/m ²
Kedalaman perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,2 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	6,6 m
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36 kg/cm ²
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07 kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	166,67 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c =$	16344,55 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_c =$	1155,33 kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,0 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.4
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = JHL \times KLL_p =$	105,03 kN

Tabel 5.4 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,30 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	0,94	0,00	0
0,2	0,2	0,94	15,70	2,96
0,4	0,2	0,94	15,70	5,92
0,6	0,2	0,94	15,70	8,88
0,8	0,2	0,94	23,54	13,31
1	0,2	0,94	15,70	16,27
1,2	0,2	0,94	23,54	20,71
1,4	0,2	0,94	31,39	26,63
1,6	0,2	0,94	23,54	31,07
1,8	0,2	0,94	15,70	34,02
2	0,2	0,94	31,39	39,94
2,2	0,2	0,94	23,54	44,38
2,4	0,2	0,94	31,39	50,30
2,6	0,2	0,94	7,85	51,78
2,8	0,2	0,94	23,54	56,21
3	0,2	0,94	15,70	59,17

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
3,2	0,2	0,94	23,54	63,61
3,4	0,2	0,94	39,24	71,01
3,6	0,2	0,94	23,54	75,44
3,8	0,2	0,94	15,70	78,40
4	0,2	0,94	15,70	81,36
4,2	0,2	0,94	15,70	84,32
4,4	0,2	0,94	15,70	87,28
4,6	0,2	0,94	7,85	88,76
4,8	0,2	0,94	39,24	96,16
5	0,2	0,94	15,70	99,11
5,2	0,2	0,94	15,70	102,07
5,4	0,2	0,94	15,70	105,03

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman tiang rencana,} & \quad h_p = 6 \text{ m} \\
 \text{Diameter tiang rencana} & \quad d_p = 0,3 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang rencana} & \quad KLL_p = \pi d_p = 0,94 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang tiang} & \quad A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,07 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat jenis beton,} & \quad \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat tiang,} & \quad W_p = A_p h_p \gamma_c = 10,18 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ujung tiang,} & \quad Q_p = A_p q_c = 1155,33 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung selimut tiang,} & \quad Q_s = JHL \times KLL_p = 105,03 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ultimit} & \quad Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p = 1250,18 \text{ kN} \\
 \text{tiang,} &
 \end{aligned}$$

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ultimit tiang,} & Q_{ult} = 1250,18 \text{ kN} \\ \text{Angka keamanan (safety faktor),} & SF = 2,5 \\ \text{Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,} & Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 500,07 \text{ kN} \end{aligned}$$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

$$\begin{aligned} \text{Kapasitas dukung ultimit tiang,} & Q_{ult} = 1250,18 \text{ kN} \\ \text{Angka keamanan (safety faktor),} & SF = 1,5 \\ \text{Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,} & Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 833,45 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,35 m
 - a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} \text{Kedalaman tanah keras,} & h = 5,4 \text{ m} \\ \text{Kedalaman tiang rencana,} & h_p = 6 \text{ m} \\ \text{Diameter rencana,} & d_p = 0,35 \text{ m} \\ \text{Keliling tiang rencana,} & KLL_p = \pi d_p = 1,10 \text{ m} \\ \text{Luas penampang tiang,} & A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,10 \text{ m}^2 \\ \text{Mutu beton,} & f'_c = 20,75 \text{ MPa} \\ \text{Modulus elastisitas beton,} & E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 21409,52 \text{ MPa} \\ \text{Kedalaman perlawananan konus diatas} & 8d_p = 2,8 \text{ m} \\ \text{ujung tiang,} & \\ \text{Kedalaman batas atas,} & h_1 = h_p - 8d_p = 3,2 \text{ m} \end{aligned}$$

Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Nilai perlawanan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	100,73 kg/cm ²
Nilai perlawanan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	9877,75 kN/m ²
Kedalaman perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,4 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	6,8 m
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36 kg/cm ²
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07 kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	161,54 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c =$	15841,91 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_c =$	1524,17 kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,0 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.5
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = JHL \times KLL_p =$	122,54 kN

Tabel 5.5 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,35 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	1,10	0	0

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0,2	0,2	1,10	15,70	3,45
0,4	0,2	1,10	15,70	6,90
0,6	0,2	1,10	15,70	10,36
0,8	0,2	1,10	23,54	15,53
1	0,2	1,10	15,70	18,98
1,2	0,2	1,10	23,54	24,16
1,4	0,2	1,10	31,39	31,07
1,6	0,2	1,10	23,54	36,24
1,8	0,2	1,10	15,70	39,69
2	0,2	1,10	31,39	46,60
2,2	0,2	1,10	23,54	51,78
2,4	0,2	1,10	31,39	58,68
2,6	0,2	1,10	7,85	60,41
2,8	0,2	1,10	23,54	65,58
3	0,2	1,10	15,70	69,03
3,2	0,2	1,10	23,54	74,21
3,4	0,2	1,10	39,24	82,84
3,6	0,2	1,10	23,54	88,02
3,8	0,2	1,10	15,70	91,47
4	0,2	1,10	15,70	94,92
4,2	0,2	1,10	15,70	98,37
4,4	0,2	1,10	15,70	101,83
4,6	0,2	1,10	7,85	103,55
4,8	0,2	1,10	39,24	112,18
5	0,2	1,10	15,70	115,63
5,2	0,2	1,10	15,70	119,08
5,4	0,2	1,10	15,70	122,54

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c =$	13,85 kN
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_c =$	1524,17 kN
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = JHL \times KLL_p =$	122,54 kN
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p =$	1632,85 kN

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* (*1DL + 1LL*) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	1632,85 kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF =$	2,5
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} =$	653,14 kN

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi (*1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey*) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	1632,85 kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF =$	1,5
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} =$	1088,57 kN

3. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,4 m

a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tanah keras,	$h =$	5,4 m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = 4700\sqrt{f'_c} =$	21409,52 MPa
Kedalaman perlawananan konus diatas ujung tiang,	$8d_p =$	3,2 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p - 8d_p =$	2,8 m
Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	94,35 kg/cm ²
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	9252,57 kN/m ²
Kedalaman perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,6 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	7 m
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36 kg/cm ²
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07 kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	158,36 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c =$	15529,32 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_c =$	1951,47 kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,00 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40 m

Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13 m
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.6
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = L p f_s =$	140,04 kN

Tabel 5.6 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,25 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	1,26	0	0,00
0,2	0,2	1,26	15,70	3,94
0,4	0,2	1,26	15,70	7,89
0,6	0,2	1,26	15,70	11,83
0,8	0,2	1,26	23,54	17,75
1	0,2	1,26	15,70	21,70
1,2	0,2	1,26	23,54	27,61
1,4	0,2	1,26	31,39	35,50
1,6	0,2	1,26	23,54	41,42
1,8	0,2	1,26	15,70	45,37
2	0,2	1,26	31,39	53,26
2,2	0,2	1,26	23,54	59,17
2,4	0,2	1,26	31,39	67,06
2,6	0,2	1,26	7,85	69,03
2,8	0,2	1,26	23,54	74,95
3	0,2	1,26	15,70	78,90
3,2	0,2	1,26	23,54	84,81
3,4	0,2	1,26	39,24	94,68
3,6	0,2	1,26	23,54	100,59
3,8	0,2	1,26	15,70	104,54
4	0,2	1,26	15,70	108,48
4,2	0,2	1,26	15,70	112,43

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	$f_s = C_w C_0$	$Q_s = L p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
4,4	0,2	1,26	15,70	116,37
4,6	0,2	1,26	7,85	118,35
4,8	0,2	1,26	39,24	128,21
5	0,2	1,26	15,70	132,15
5,2	0,2	1,26	15,70	136,10
5,4	0,2	1,26	15,70	140,04

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman tiang rencana,} & \quad h_p = 6,00 \text{ m} \\
 \text{Diameter tiang rencana} & \quad d_p = 0,40 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang rencana} & \quad KLL_p = \pi d_p = 1,26 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang tiang} & \quad A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,13 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat jenis beton,} & \quad \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat tiang,} & \quad W_p = A_p h_p \gamma_c = 18,10 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ujung tiang,} & \quad Q_p = A_p q_c = 1951,47 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung selimut tiang,} & \quad Q_s = JHL \times KLL_p = 140,04 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ultimit} & \quad Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p = 2073,42 \text{ kN} \\
 \text{tiang,} &
 \end{aligned}$$

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (ASD) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* (1DL + 1LL) digunakan SF = 2,5

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = 2073,42$ kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF = 2,5$
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 829,37$ kN

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = 2073,42$ kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF = 1,5$
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 1382,28$ kN

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,3 m
 - a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tanah keras,	$h = 5,4$ m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p = 6$ m
Diameter rencana,	$d_p = 0,3$ m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p = 0,94$ m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,07$ m ²
Mutu beton,	$f'_c = 20,75$ MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 21409,52$ MPa
Kedalaman perlawananan konus diatas ujung tiang,	$8d_p = 2,4$ m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p - 8d_p = 3,6$ m
Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p = 5,4$ m
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} = 110,98$ kg/cm ²
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} = 10883,03$ kN/m ²

Kedalaman perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,2 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	6,6 m
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36 kg/cm ²
Nilai perlawanan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07 kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	166,67 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_{ca} =$	16344,55 kN/m ²
Koefisien korelasi,	$\omega =$	0,67
Tahanan ujung sondir,	$q_p = \omega q_{ca} =$	10950,85 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p =$	774,07 kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,0 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Koefisien tak berdimensi yang tergantung pada tipe tiang	$K_c =$	0,012
Tahanan konus	$q_c =$	Tabel 5.7
Koefisien tak berdimensi	$K_f =$	1,0
Tahanan gesek sisi kouns	$q_f =$	Tabel 5.7
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.7
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s =$	110,28 kN

Tabel 5.7 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s metode Schmertmann dan Nottingham untuk tiang pancang diameter 0,30 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	Σp	f_s	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	0,94	0,00	0
0,2	0,2	0,94	15,70	2,96
0,4	0,2	0,94	15,70	5,92
0,6	0,2	0,94	15,70	8,88
0,8	0,2	0,94	23,54	13,31
1	0,2	0,94	15,70	16,27
1,2	0,2	0,94	23,54	20,71
1,4	0,2	0,94	31,39	26,63
1,6	0,2	0,94	23,54	31,07
1,8	0,2	0,94	15,70	34,02
2	0,2	0,94	31,39	39,94
2,2	0,2	0,94	23,54	44,38
2,4	0,2	0,94	31,39	50,30
2,6	0,2	0,94	7,85	51,78
2,8	0,2	0,94	23,54	56,21
3	0,2	0,94	15,70	59,17
3,2	0,2	0,94	23,54	63,61
3,4	0,2	0,94	39,24	71,01
3,6	0,2	0,94	23,54	75,44
3,8	0,2	0,94	15,70	78,40
4	0,2	0,94	15,70	81,36
4,2	0,2	0,94	15,70	84,32
4,4	0,2	0,94	15,70	87,28
4,6	0,2	0,94	7,85	88,76
4,8	0,2	0,94	39,24	96,16
5	0,2	0,94	24,98	100,86
5,2	0,2	0,94	23,77	105,34
5,4	0,2	0,94	26,18	110,28

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c =$	10,18 kN
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p =$	774,07 kN
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s =$	110,28 kN
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p =$	874,17 kN

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* (*1DL + 1LL*) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	874,17 kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF =$	2,5
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} =$	349,67 kN

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi (*1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey*) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	874,17 kN
Angka keamanan (safety faktor),	$SF =$	1,5
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} =$	582,78 kN

2. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,35 m

- a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tanah keras,	$h =$	5,4 m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = 4700\sqrt{f'_c} =$	21409,52 MPa
Kedalaman perlawananan konus diatas ujung tiang,	$8d_p =$	2,8 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p - 8d_p =$	3,2 m
Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	100,73 kg/cm ²
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	9877,75 kN/m ²
Kedalaman perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,4 m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4 m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	6,8 m
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36 kg/cm ²
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07 kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	161,54 kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_{ca} =$	15841,91 kN/m ²
Koefisien korelasi,	$\omega =$	0,67
Tahanan ujung sondir,	$q_p = \omega q_{ca} =$	10614,08 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p =$	1021,19 kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,0 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Koefisien tak berdimensi yang tergantung pada tipe tiang	$K_c =$	0,012
Tahanan konus	$q_c =$	Tabel 5.8
Koefisien tak berdimensi	$K_f =$	1,0
Tahanan gesek sisi kouns	$q_f =$	Tabel 5.8
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.8
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s =$	128,66 kN

Tabel 5.8 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s metode Schmertmaan dan Nottingham untuk tiang pancang diameter 0,35 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	f_s	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	1,10	0,00	0
0,2	0,2	1,10	15,70	3,45
0,4	0,2	1,10	15,70	6,90
0,6	0,2	1,10	15,70	10,36
0,8	0,2	1,10	23,54	15,53
1	0,2	1,10	15,70	18,98
1,2	0,2	1,10	23,54	24,16
1,4	0,2	1,10	31,39	31,07
1,6	0,2	1,10	23,54	36,24
1,8	0,2	1,10	15,70	39,69
2	0,2	1,10	31,39	46,60

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	f_s	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
2,2	0,2	1,10	23,54	51,78
2,4	0,2	1,10	31,39	58,68
2,6	0,2	1,10	7,85	60,41
2,8	0,2	1,10	23,54	65,58
3	0,2	1,10	15,70	69,03
3,2	0,2	1,10	23,54	74,21
3,4	0,2	1,10	39,24	82,84
3,6	0,2	1,10	23,54	88,02
3,8	0,2	1,10	15,70	91,47
4	0,2	1,10	15,70	94,92
4,2	0,2	1,10	15,70	98,37
4,4	0,2	1,10	15,70	101,83
4,6	0,2	1,10	7,85	103,55
4,8	0,2	1,10	39,24	112,18
5	0,2	1,10	24,98	117,67
5,2	0,2	1,10	23,77	122,90
5,4	0,2	1,10	26,18	128,66

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c =$	13,85 kN
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p =$	1021,19 kN

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = \Delta L \Sigma p f_s = 128,66 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p = 1136,00 \text{ kN}$

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1136,00 \text{ kN}$

Angka keamanan (safety faktor), $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 454,40 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1136,00 \text{ kN}$

Angka keamanan (safety faktor), $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 757,33 \text{ kN}$

3. Kapasitas dukung tiang tunggal diameter 0,4 m

a. Menghitung daya dukung tiang berdasarkan end bearing, Q_p

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang fondasi tiang pancang berdasarkan end bearing, Q_p dengan menggunakan data sondir (*CPT*) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tanah keras, $h = 5,4 \text{ m}$

Kedalaman tiang rencana, $h_p = 6 \text{ m}$

Diameter rencana, $d_p = 0,40 \text{ m}$

Keliling tiang rencana, $KLL_p = \pi d_p = 1,26 \text{ m}$

Luas penampang tiang, $A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,13 \text{ m}^2$

Mutu beton, $f_c' = 20,75 \text{ MPa}$

Modulus elastisitas beton,	$E_c = 4700\sqrt{f'_c} =$	21409,52	MPa
Kedalaman perlawananan konus diatas ujung tiang,	$8d_p =$	3,2	m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p - 8d_p =$	2,8	m
Kedalaman batas bawah,	$h_1 = h_p =$	5,4	m
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	94,35	kg/cm ²
Nilai perlawananan konus diatas ujung tiang,	$q_{c1} =$	9252,57	kN/m ²
Kedalaman perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$4d_p =$	1,6	m
Kedalaman batas atas,	$h_1 = h_p =$	5,4	m
Kedalaman batas bawah,	$h_2 = 4d_p + h_p =$	7	m
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	222,36	kg/cm ²
Nilai perlawananan konus dibawah ujung tiang,	$q_{c2} =$	21806,07	kN/m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_c = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2}) =$	158,36	kg/cm ²
Tahanan ujung sondir,	$q_{ca} =$	15529,32	kN/m ²
Koefisien korelasi,	$\omega =$	0,67	
Tahanan ujung sondir,	$q_p = \omega q_{ca} =$	10404,64	kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p =$	1307,49	kN

b. Menghitung daya dukung selimut tiang, Q_s

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas selimut tiang, Q_p dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Kedalaman tiang rencana	$h_p =$	6,00	m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40	m
Keliling tiang rencana	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26	m
Luas penampang tiang	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13	m ²
Koefisien tak berdimensi yang tergantung pada tipe tiang	$K_c =$	0,012	
Tahanan konus	$q_c =$	Tabel 5.7	

Koefisien tak berdimensi	$K_f =$	1,0
Tahanan gesek sisi konus	$q_f =$	Tabel 5.7
Jumlah hambatan lekat	$JHL =$	Tabel 5.7
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s =$	147,04 kN

Tabel 5.9 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,25 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	f_s	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
0	0	1,26	0,00	0
0,2	0,2	1,26	15,70	3,94
0,4	0,2	1,26	15,70	7,89
0,6	0,2	1,26	15,70	11,83
0,8	0,2	1,26	23,54	17,75
1	0,2	1,26	15,70	21,70
1,2	0,2	1,26	23,54	27,61
1,4	0,2	1,26	31,39	35,50
1,6	0,2	1,26	23,54	41,42
1,8	0,2	1,26	15,70	45,37
2	0,2	1,26	31,39	53,26
2,2	0,2	1,26	23,54	59,17
2,4	0,2	1,26	31,39	67,06
2,6	0,2	1,26	7,85	69,03
2,8	0,2	1,26	23,54	74,95
3	0,2	1,26	15,70	78,90
3,2	0,2	1,26	23,54	84,81
3,4	0,2	1,26	39,24	94,68
3,6	0,2	1,26	23,54	100,59
3,8	0,2	1,26	15,70	104,54
4	0,2	1,26	15,70	108,48
4,2	0,2	1,26	15,70	112,43
4,4	0,2	1,26	15,70	116,37

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Daya dukung selimut tiang
h	L	p	f_s	$Q_s = \Delta L \Sigma p f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	kN
4,6	0,2	1,26	7,85	118,35
4,8	0,2	1,26	39,24	128,21
5	0,2	1,26	24,98	134,48
5,2	0,2	1,26	23,77	140,46
5,4	0,2	1,26	26,18	147,04

c. Menghitung kapasitas dukung ultimit, Q_{ult}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Kedalaman tiang rencana,} & \quad h_p = 6,00 \text{ m} \\
 \text{Diameter tiang rencana} & \quad d_p = 0,40 \text{ m} \\
 \text{Keliling tiang rencana} & \quad KLL_p = \pi d_p = 1,26 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang tiang} & \quad A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,13 \text{ m}^2 \\
 \text{Berat jenis beton,} & \quad \gamma_c = 24 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat tiang,} & \quad W_p = A_p h_p \gamma_c = 18,10 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ujung tiang,} & \quad Q_p = A_p q_p = 1307,49 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung selimut tiang,} & \quad Q_s = \Delta L \Sigma p f_s = 147,04 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas dukung ultimit} & \quad Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p = 1436,43 \text{ kN} \\
 \text{tiang,} &
 \end{aligned}$$

d. Menghitung kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all}

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ijin tiang, Q_{all} dengan menggunakan data sondir (CPT) adalah sebagai berikut.

Untuk beban layan (ASD) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* (1DL + 1LL) digunakan SF = 2,5

$$\text{Kapasitas dukung ultimit tiang,} \quad Q_{ult} = 1436,43 \text{ kN}$$

Angka keamanan (safety faktor), $SF = 2,5$
 Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 574,57 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1225DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1436,43 \text{ kN}$
 Angka keamanan (safety faktor), $SF = 1,5$
 Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} = 957,62 \text{ kN}$

5.5.3 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal Metode Meyerhof

1. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,30 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana, $h_p = 6 \text{ m}$
 Diameter rencana, $d_p = 0,3 \text{ m}$
 Keliling tiang rencana, $KLL_p = \pi d_p = 0,94 \text{ m}$
 Luas penampang tiang, $A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,07 \text{ m}^2$
 Mutu beton, $f_c' = 20,75 \text{ MPa}$
 Modulus elastisitas beton, $E_c = E_p = 4700\sqrt{f_c'} = 21410 \text{ MPa}$
 Modulus elastisitas beton, $E_c = E_p = 214095189 \text{ kN/m}^2$
 Beban aksial yang bekerja $q = P = 657,66 \text{ kN}$
 Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, $S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} = 0,00326 \text{ m}$
 Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, $S = 3,261 \text{ mm}$

2. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,35 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700\sqrt{f'_c} =$	21410 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189 kN/ m ²
Beban aksial yang bekerja	$q = P =$	657,66 kN
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} =$	0,00369 m
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	3,692 mm

3. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,40 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700\sqrt{f'_c} =$	21410 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189 kN/ m ²
Beban aksial yang bekerja	$q = P =$	657,66 kN
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} =$	0,00415 m
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	4,147 mm

5.5.4 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,30 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Lebar blok fondasi kelompok	$B_g =$	1,2 m
Panjang blok fondasi kelompok	$L_g =$	0,30 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	3,00 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_g = B_g L_g =$	0,36 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700\sqrt{f'_c} =$	21410 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189 kN/ m ²
Beban aksial yang bekerja	$q = P =$	657,66 kN
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} =$	0,00305 m
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	3,051 mm

2. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,35 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m

Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Lebar blok fondasi kelompok	$B_g =$	1,4 m
Panjang blok fondasi kelompok	$L_g =$	0,35 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	3,50 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_g = B_g L_g =$	0,49 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700 \sqrt{f'_c} =$	21410 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189 kN/ m ²
Beban aksial yang bekerja	$q = P =$	657,66 kN
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} =$	0,00354 m
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	3,538 mm

3. Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris diameter 0,40 m

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, S dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13 m ²
Lebar blok fondasi kelompok	$B_g =$	1,6 m
Panjang blok fondasi kelompok	$L_g =$	0,40 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	4,00 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_g = B_g L_g =$	0,64 m ²
Mutu beton,	$f'_c =$	20,75 MPa

Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p = 4700\sqrt{f'_c} =$	21410 MPa
Modulus elastisitas beton,	$E_c = E_p =$	214095189 kN/ m ²
Beban aksial yang bekerja	$q = P =$	657,66 kN
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S = \frac{d_p}{100} + \frac{q L}{A_p E_p} =$	0,00403 m
Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	4,029 mm

5.5.5 Penurunan Izin Tiang Tunggal Metode Meyerhof

1. Diameter tiang pancang 0,3 m

Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	0,00326 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} = 10\% d_p =$	0,03 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} =$	30 mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00326 < 0,03 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	0,00369 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} = 10\% d_p =$	0,035 m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} =$	35 mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$S_{total} < S_{izin}$ dengan nilai $0,00369 < 0,035$ m (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Diameter tiang pancang 0,40 m

Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	0,00415	m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40	m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} = 10\% d_p =$	0,04	m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} =$	40	mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$S_{total} < S_{izin}$ dengan nilai $0,00415 < 0,04$ m (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.6 Penurunan Izin Tiang Tunggal Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Diameter tiang pancang 0,3 m

Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris,	$S =$	0,00305	m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,3	m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} = 10\% d_p =$	0,03	m
Penurunan izin tiang tunggal,	$S_{izin} =$	30	mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$S_{total} < S_{izin}$ dengan nilai $0,00305 < 0,03$ m (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

$$\text{Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, } S = 0,00354 \text{ m}$$

$$\text{Diameter rencana, } d_p = 0,35 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan izin tiang tunggal, } S_{izin} = 10\% d_p = 0,035 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan izin tiang tunggal, } S_{izin} = 35 \text{ mm}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00354 < 0,035 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Diameter tiang pancang 0,40 m
4. Penurunan izin fondasi tiang tunggal dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

$$\text{Penurunan fondasi tiang tunggal metode empiris, } S = 0,00403 \text{ m}$$

$$\text{Diameter rencana, } d_p = 0,40 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan izin tiang tunggal, } S_{izin} = 10\% d_p = 0,04 \text{ m}$$

$$\text{Penurunan izin tiang tunggal, } S_{izin} = 40 \text{ mm}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00403 < 0,04 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.7 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof

1. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,3 m
 - a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	500,07	kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Jumlah tiang rencana,	$n = \frac{P}{Q_{all}} =$	1,32	tiang

Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2	tiang
--------------------------------------	-------	---	-------

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p =$	1155,33	kN
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s =$	105,03	kN
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	1250,18	kN
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	500,07	kN

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	833,45	kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	818,479	kN
Jumlah tiang rencana,	$n = \frac{P}{Q_{all}} =$	0,98	tiang

Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	1	tiang
--------------------------------------	-------	---	-------

Maka digunakan jumlah tiang,	$n =$	2	tiang
------------------------------	-------	---	-------

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p =$	1155,33	kN
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s =$	105,03	kN
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} =$	1250,18	kN
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	833,45	kN

b. Jarak antara tiang, S

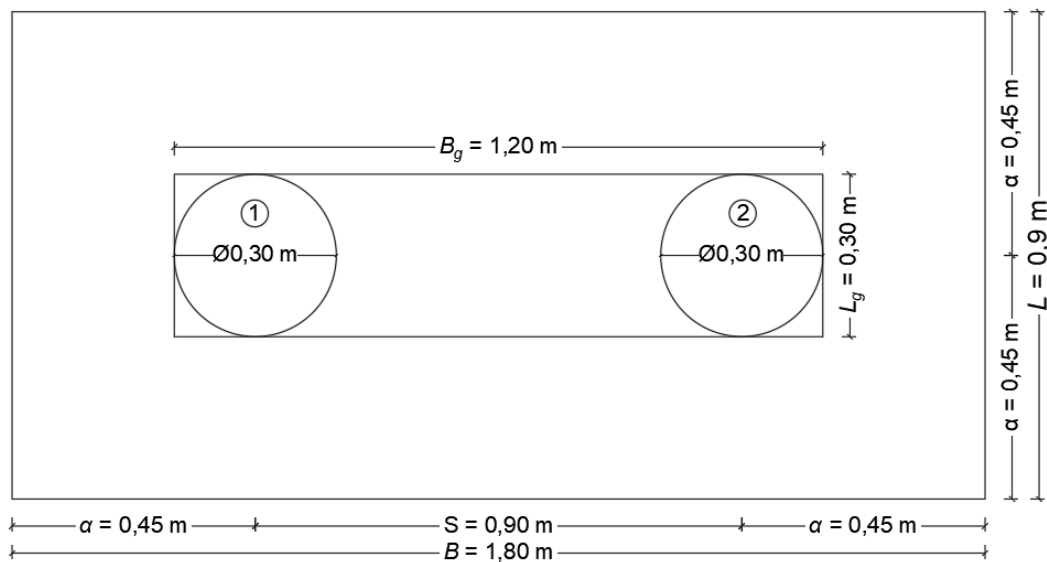
Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

$$\text{Diameter tiang rencana} \quad d_p = 0,30 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang rencana} \quad S = 3 d_p = 0,90 \text{ m}$$

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi bor pile dapat dilihat pada Gambar 5.10.



Gambar 5.10 Susunan kelompok tiang pancang diameter 0,3 m

Berdasarkan Gambar 5.10 dapat diketahui

$$\text{Jarak pusat tiang ke tepi pile cap} \quad \alpha = 0,45 \text{ m}$$

$$\text{Diameter tiang rencana} \quad d_p = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang rencana} \quad S = 3 d_p = 0,9 \text{ m}$$

$$\text{Jarak ujung fondasi ke fondasi} \quad B_g = 1,2 \text{ m}$$

$$\text{Lebar fondasi} \quad L_g = 0,3 \text{ m}$$

$$\text{Panjang pile cap} \quad B = 1,8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar pile cap} \quad L = 0,9 \text{ m}$$

d. Efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,9 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2
Efisiensi kelompok tiang		

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

- e. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan efisiensi tiang
Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	500,07 kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66 kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	1000,11 kN

- f. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,450 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,30 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,90 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,20 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,30 m
Panjang pile cap	$B =$	1,80 m

Lebar pile cap	$L =$	0,90 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g)$	3,00 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_p = A_g = B_g L_g$	0,36 m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	16344,55 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p$	5884,04 kN

Tabel 5.10 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,3 m berdasarkan keruntuhan by block

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	3,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	3,00	0,60	15,70	9,42
0,4	0,2	3,00	0,60	15,70	18,84
0,6	0,2	3,00	0,60	15,70	28,25
0,8	0,2	3,00	0,60	23,54	42,38
1	0,2	3,00	0,60	15,70	51,80
1,2	0,2	3,00	0,60	23,54	65,92
1,4	0,2	3,00	0,60	31,39	84,76
1,6	0,2	3,00	0,60	23,54	98,88
1,8	0,2	3,00	0,60	15,70	108,30
2	0,2	3,00	0,60	31,39	127,14
2,2	0,2	3,00	0,60	23,54	141,26
2,4	0,2	3,00	0,60	31,39	160,10
2,6	0,2	3,00	0,60	7,85	164,81
2,8	0,2	3,00	0,60	23,54	178,93
3	0,2	3,00	0,60	15,70	188,35
3,2	0,2	3,00	0,60	23,54	202,48
3,4	0,2	3,00	0,60	39,24	226,02
3,6	0,2	3,00	0,60	23,54	240,15

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
3,8	0,2	3,00	0,60	15,70	249,57
4	0,2	3,00	0,60	15,70	258,98
4,2	0,2	3,00	0,60	15,70	268,40
4,4	0,2	3,00	0,60	15,70	277,82
4,6	0,2	3,00	0,60	7,85	282,53
4,8	0,2	3,00	0,60	39,24	306,07
5	0,2	3,00	0,60	15,70	315,49
5,2	0,2	3,00	0,60	15,70	324,91
5,4	0,2	3,00	0,60	15,70	334,32

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = A_s F_s = 334,32 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block $Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s = 6218,36 \text{ kN}$

Safety faktor, $SF = 2,50$

Daya dukung ultimit grup, $Q_g = 2487,34 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang $Q_g = 1000,11 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok, $Q_g = 2487,34 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan, $Q_g = 1000,11 \text{ kN}$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$Q_g > P$ dengan nilai $1000,14 > 657,66 \text{ kN}$ (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,35 m

a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = 653,14 \text{ kN}$
Beban aksial yang bekerja,	$P = 657,66 \text{ kN}$
Jumlah tiang rencana,	$n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,01 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n = 2 \text{ tiang}$
--------------------------------------	-----------------------

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = 1524,17 \text{ kN}$
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = 122,54 \text{ kN}$
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = 1632,85 \text{ kN}$
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = 653,14 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = 1088,57 \text{ kN}$
Beban aksial yang bekerja,	$P = 818,479 \text{ kN}$
Jumlah tiang rencana,	$n = \frac{P}{Q_{all}} = 0,75 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n = 1 \text{ tiang}$
--------------------------------------	-----------------------

Maka digunakan jumlah tiang,	$n = 2 \text{ tiang}$
------------------------------	-----------------------

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = 1524,17 \text{ kN}$
Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = 122,54 \text{ kN}$
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = 1632,85 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,

$$Q_{all} = 1088,57 \text{ kN}$$

b. Jarak antara tiang, S

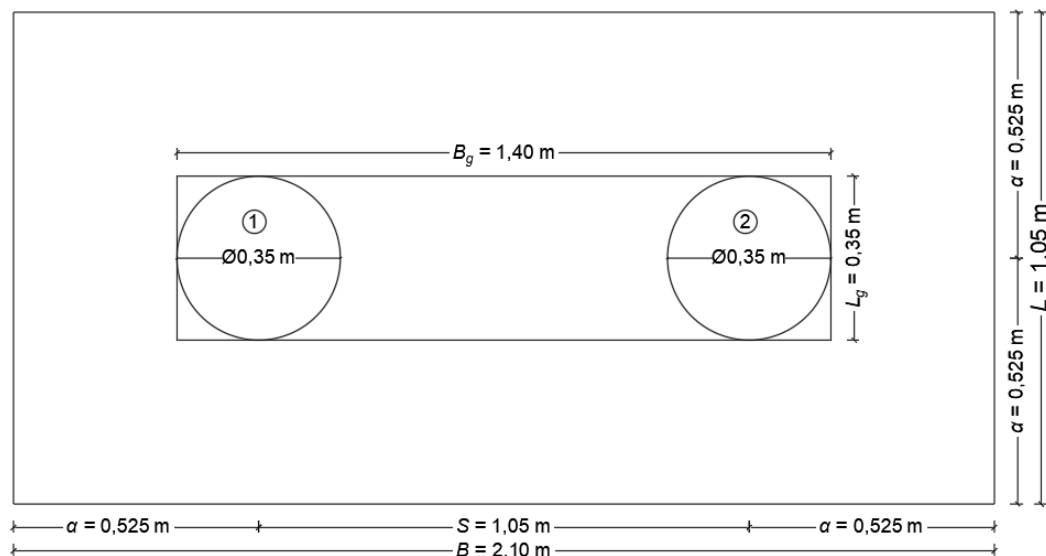
Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

Diameter tiang rencana $d_p = 0,35 \text{ m}$

Jarak antar tiang rencana $S = 3 d_p = 1,05 \text{ m}$

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 0,35 m dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5.11 Susunan kelompok tiang pancang dengan diameter 0,35m

Berdasarkan Gambar 5.11 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap $\alpha = 0,525 \text{ m}$

Diameter tiang rencana $d_p = 0,35 \text{ m}$

Jarak antar tiang rencana $S = 3 d_p = 1,05 \text{ m}$

Jarak ujung fondasi ke fondasi $B_g = 1,4 \text{ m}$

Lebar fondasi $L_g = 0,35 \text{ m}$

Panjang pile cap $B = 2,1 \text{ m}$

Lebar pile cap $L = 1,05 \text{ m}$

d. Menghitung Efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,05 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2 tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang		

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

e. Kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	653,14 kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66 kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	1306,24 kN

g. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,525 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,05 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,40 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,35 m

Panjang pile cap	$B =$	2,10 m
Lebar pile cap	$L =$	1,05 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	3,50 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_p = A_g = B_g L_g =$	0,49 m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	15841,91 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p =$	7762,53 kN

Tabel 5.11 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,35 m berdasarkan keruntuhan by block

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	3,50	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	3,50	0,70	15,70	10,99
0,4	0,2	3,50	0,70	15,70	21,97
0,6	0,2	3,50	0,70	15,70	32,96
0,8	0,2	3,50	0,70	23,54	49,44
1	0,2	3,50	0,70	15,70	60,43
1,2	0,2	3,50	0,70	23,54	76,91
1,4	0,2	3,50	0,70	31,39	98,88
1,6	0,2	3,50	0,70	23,54	115,37
1,8	0,2	3,50	0,70	15,70	126,35
2	0,2	3,50	0,70	31,39	148,33
2,2	0,2	3,50	0,70	23,54	164,81
2,4	0,2	3,50	0,70	31,39	186,78
2,6	0,2	3,50	0,70	7,85	192,28
2,8	0,2	3,50	0,70	23,54	208,76
3	0,2	3,50	0,70	15,70	219,74
3,2	0,2	3,50	0,70	23,54	236,22

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
3,4	0,2	3,50	0,70	39,24	263,69
3,6	0,2	3,50	0,70	23,54	280,17
3,8	0,2	3,50	0,70	15,70	291,16
4	0,2	3,50	0,70	15,70	302,15
4,2	0,2	3,50	0,70	15,70	313,14
4,4	0,2	3,50	0,70	15,70	324,12
4,6	0,2	3,50	0,70	7,85	329,62
4,8	0,2	3,50	0,70	39,24	357,08
5	0,2	3,50	0,70	15,70	368,07
5,2	0,2	3,50	0,70	15,70	379,06
5,4	0,2	3,50	0,70	15,70	390,05

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 390,05 \text{ kN}$
 $= A_s F_s$

Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block $Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s = 8152,58 \text{ kN}$

Safety faktor, $SF = 2,50$

Daya dukung ultimit grup, $Q_g = 3261,03 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang $Q_g = 1306,24 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok, $Q_g = 3261,03 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan, $Q_g = 1306,24 \text{ kN}$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$Q_g > P$ dengan nilai $1306,24 > 657,66 \text{ kN}$ (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,40 m

a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 829,37 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 657,66 \text{ kN}$

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,79 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 2 \text{ tiang}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1951,47 \text{ kN}$

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 140,04 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 2073,42 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 829,37 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL + 1LL + 1,3Ex + 0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 1382,28 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 816,333 \text{ kN}$

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 0,59 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 1 \text{ tiang}$

Maka digunakan jumlah tiang, $n = 2 \text{ tiang}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1951,47 \text{ kN}$

Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = 140,04$ kN
Kapasitas dukung ultimit tiang,	$Q_{ult} = 2073,42$ kN
Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} = 1382,28$ kN

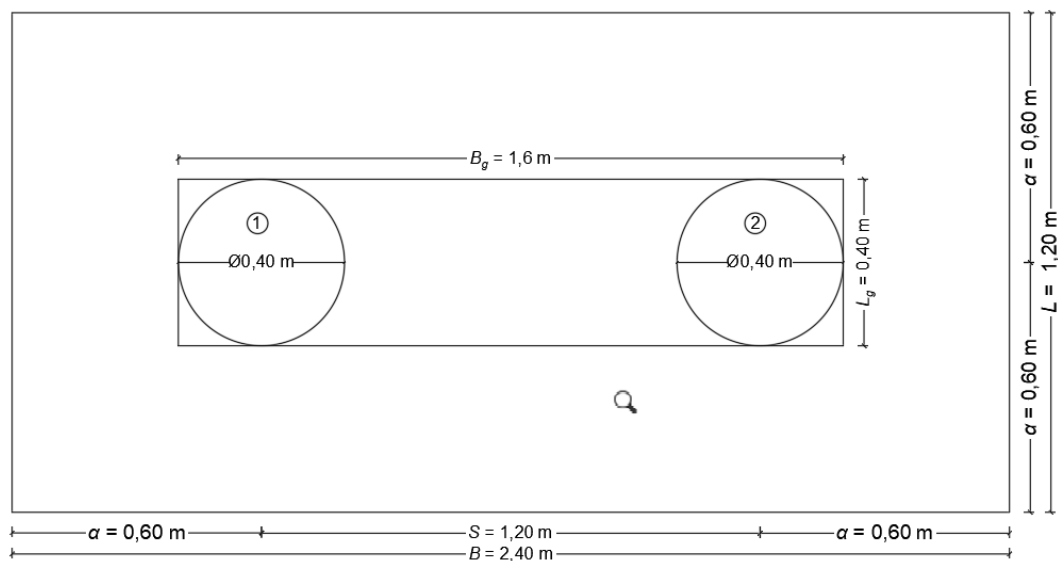
b. Jarak antara tiang, S

Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

Diameter tiang rencana	$d_p = 0,40$ m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p = 1,20$ m

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 4 m dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Gambar 5.12 Susunan kelompok tiang pancang diameter 0.40 m

Berdasarkan Gambar 5.12 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha = 0,600$ m
Diameter tiang rencana	$d_p = 0,40$ m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p = 1,20$ m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g = 1,6$ m

Lebar fondasi	$L_g =$	0,40 m
Panjang pile cap	$B =$	2,4 m
Lebar pile cap	$L =$	1,20 m

d. Menghitung efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,20 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2 tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang		

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

e. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan efisiensi tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	829,37 kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66 kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	1658,68 kN

f. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,600 m
------------------------------------	------------	---------

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,20 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,60 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,40 m
Panjang pile cap	$B =$	2,40 m
Lebar pile cap	$L =$	1,20 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	4,00 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_p = A_g = B_g L_g =$	0,64 m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	15529,32 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p =$	9938,77 kN

Tabel 5.12 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,40 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	4,00	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	4,00	0,80	15,70	12,56
0,4	0,2	4,00	0,80	15,70	25,11
0,6	0,2	4,00	0,80	15,70	37,67
0,8	0,2	4,00	0,80	23,54	56,51
1	0,2	4,00	0,80	15,70	69,06
1,2	0,2	4,00	0,80	23,54	87,90
1,4	0,2	4,00	0,80	31,39	113,01
1,6	0,2	4,00	0,80	23,54	131,85
1,8	0,2	4,00	0,80	15,70	144,40
2	0,2	4,00	0,80	31,39	169,52
2,2	0,2	4,00	0,80	23,54	188,35
2,4	0,2	4,00	0,80	31,39	213,47

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
2,6	0,2	4,00	0,80	7,85	219,74
2,8	0,2	4,00	0,80	23,54	238,58
3	0,2	4,00	0,80	15,70	251,14
3,2	0,2	4,00	0,80	23,54	269,97
3,4	0,2	4,00	0,80	39,24	301,36
3,6	0,2	4,00	0,80	23,54	320,20
3,8	0,2	4,00	0,80	15,70	332,76
4	0,2	4,00	0,80	15,70	345,31
4,2	0,2	4,00	0,80	15,70	357,87
4,4	0,2	4,00	0,80	15,70	370,43
4,6	0,2	4,00	0,80	7,85	376,70
4,8	0,2	4,00	0,80	39,24	408,10
5	0,2	4,00	0,80	15,70	420,65
5,2	0,2	4,00	0,80	15,70	433,21
5,4	0,2	4,00	0,80	15,70	445,77

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = A_s F_s = 445,77$ kN

Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block $Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s = 10384,53$ kN

Safety faktor, $SF = 2,50$

Daya dukung ultimit grup, $Q_g = 4153,81$ kN

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang $Q_g = 1658,68$ kN

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok, $Q_g = 4153,81$ kN

Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan, $Q_g = 1658,68$ kN

Maka dapat disimpulkan bahwa

$Q_g > P$ dengan nilai $736,29 > 657,66$ kN (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.8 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,3 m

a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 349,67 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 657,66 \text{ kN}$

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,88 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 2 \text{ tiang}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 774,07 \text{ kN}$

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 110,28 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 874,17 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 349,67 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 582,78 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 816,333 \text{ kN}$

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,40 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 2$ tiang
 Maka digunakan jumlah tiang, $n = 2$ tiang
 Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 774,07$ kN

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 110,28$ kN

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 874,17$ kN

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 582,78$ kN

b. Jarak antara tiang, S

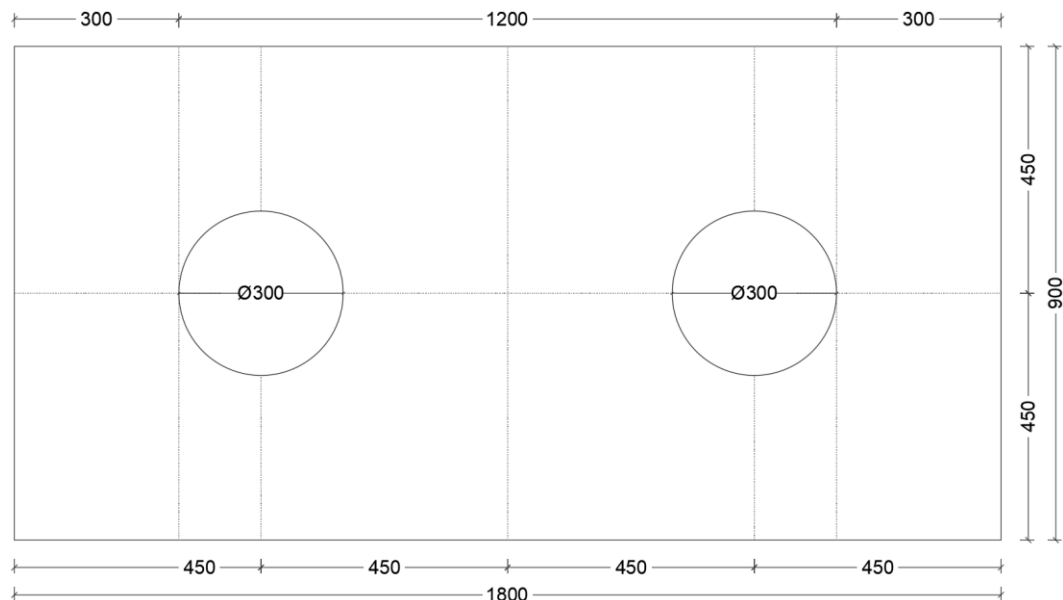
Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

Diameter tiang rencana $d_p = 0,30$ m

Jarak antar tiang rencana $S = 3 d_p = 0,90$ m

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 0,3 m dapat dilihat pada Gambar 5.13.



Gambar 5.13 Susunan kelompok tiang pancang diameter 0,3 m metode Schmertmann dan Nottingham

Berdasarkan Gambar 5.13 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,45 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,9 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,2 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,3 m
Panjang pile cap	$B =$	1,8 m
Lebar pile cap	$L =$	0,9 m

d. Efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,3 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,9 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2 tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang		

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

e. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan efisiensi tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	349,67 kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66 kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	699,31 kN

- f. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,450 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,30 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	0,90 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,20 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,30 m
Panjang pile cap	$B =$	1,80 m
Lebar pile cap	$L =$	0,90 m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	3,00 m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_p = A_g = B_g L_g =$	0,36 m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	10950,85 kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p =$	3942,30 kN

Tabel 5.13 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,3 m berdasarkan keruntuhan by block

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	3	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	3	0,60	15,70	9,42
0,4	0,2	3	0,60	15,70	18,84
0,6	0,2	3	0,60	15,70	28,25
0,8	0,2	3	0,60	23,54	42,38
1	0,2	3	0,60	15,70	51,80
1,2	0,2	3	0,60	23,54	65,92

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tahanan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
1,4	0,2	3	0,60	31,39	84,76
1,6	0,2	3	0,60	23,54	98,88
1,8	0,2	3	0,60	15,70	108,30
2	0,2	3	0,60	31,39	127,14
2,2	0,2	3	0,60	23,54	141,26
2,4	0,2	3	0,60	31,39	160,10
2,6	0,2	3	0,60	7,85	164,81
2,8	0,2	3	0,60	23,54	178,93
3	0,2	3	0,60	15,70	188,35
3,2	0,2	3	0,60	23,54	202,48
3,4	0,2	3	0,60	39,24	226,02
3,6	0,2	3	0,60	23,54	240,15
3,8	0,2	3	0,60	15,70	249,57
4	0,2	3	0,60	15,70	258,98
4,2	0,2	3	0,60	15,70	268,40
4,4	0,2	3	0,60	15,70	277,82
4,6	0,2	3	0,60	7,85	282,53
4,8	0,2	3	0,60	39,24	306,07
5	0,2	3	0,60	24,98	321,06
5,2	0,2	3	0,60	23,77	335,32
5,4	0,2	3	0,60	26,18	351,03

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = A_s F_s$ 351,03 kN

Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block $Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s = 4293,33$ kN

Safety faktor, $SF = 2,50$

Daya dukung ultimit grup, $Q_g = 1717,33$ kN

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang $Q_g = 699,31$ kN

Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok, $Q_g = 1717,33 \text{ kN}$

Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan, $Q_g = 699,31 \text{ kN}$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$Q_g > P$ dengan nilai $699,31 > 657,66 \text{ kN}$ (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,35 m

a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* ($1DL + 1LL$) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 454,40 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 657,66 \text{ kN}$

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,45 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 2 \text{ tiang}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1021,19 \text{ kN}$

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 128,66 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1136,00 \text{ kN}$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 454,40 \text{ kN}$

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 757,33 \text{ kN}$

Beban aksial yang bekerja, $P = 816,333 \text{ kN}$
 Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 1,08 \text{ tiang}$

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 2 \text{ tiang}$
 Maka digunakan jumlah tiang, $n = 2 \text{ tiang}$

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1021,19 \text{ kN}$
 Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 128,66 \text{ kN}$
 Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1136,00 \text{ kN}$
 Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 757,33 \text{ kN}$

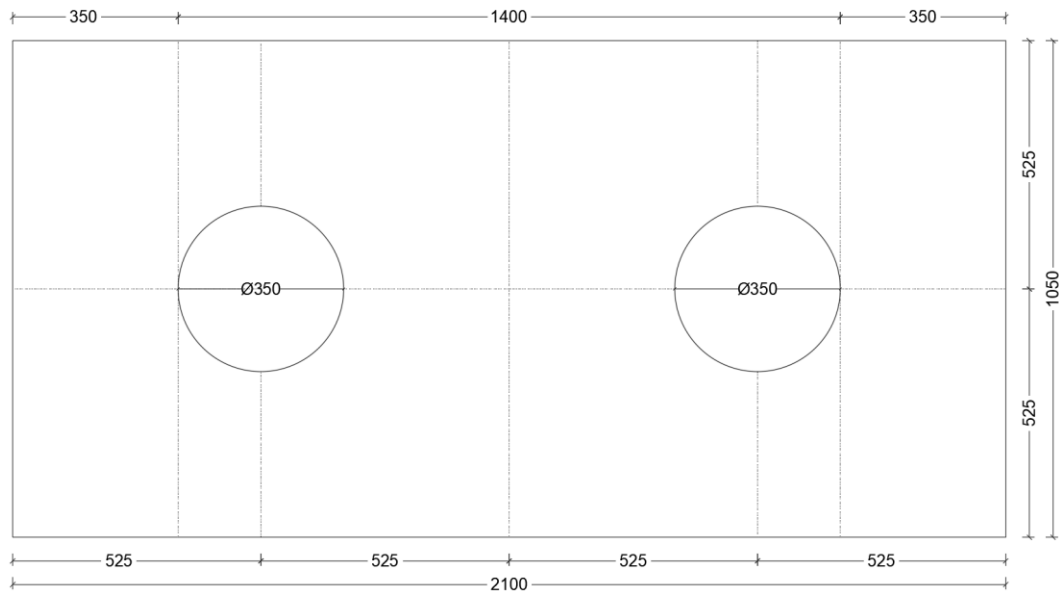
b. Jarak antara tiang, S

Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

Diameter tiang rencana $d_p = 0,35 \text{ m}$
 Jarak antar tiang rencana $S = 3 d_p = 1,05 \text{ m}$

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 0,35 m dapat dilihat pada Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Susunan kelompok tiang pancang dengan diameter 0,35 m metode metode Schmertmann dan Nottingham

Berdasarkan Gambar 5.14 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,525 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,05 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,4 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,35 m
Panjang pile cap	$B =$	2,1 m
Lebar pile cap	$L =$	1,05 m

d. Menghitung Efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,05 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2 Tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2 tiang

Efisiensi kelompok tiang

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

e. Kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	454,40	kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2	tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1	
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	908,77	kN

g. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,525	m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,35	m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,05	m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,40	m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,35	m
Panjang pile cap	$B =$	2,10	m
Lebar pile cap	$L =$	1,05	m
Keliling blok fondasi tiang kelompok	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	3,50	m
Luas blok fondasi tiang kelompok	$A_p = A_g = B_g L_g =$	0,49	m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	10614,08	kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p =$	5200,90	kN

Tabel 5.14 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,35 m berdasarkan keruntuhan by block

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	3,5	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	3,5	0,70	15,70	10,99
0,4	0,2	3,5	0,70	15,70	21,97
0,6	0,2	3,5	0,70	15,70	32,96
0,8	0,2	3,5	0,70	23,54	49,44
1	0,2	3,5	0,70	15,70	60,43
1,2	0,2	3,5	0,70	23,54	76,91
1,4	0,2	3,5	0,70	31,39	98,88
1,6	0,2	3,5	0,70	23,54	115,37
1,8	0,2	3,5	0,70	15,70	126,35
2	0,2	3,5	0,70	31,39	148,33
2,2	0,2	3,5	0,70	23,54	164,81
2,4	0,2	3,5	0,70	31,39	186,78
2,6	0,2	3,5	0,70	7,85	192,28
2,8	0,2	3,5	0,70	23,54	208,76
3	0,2	3,5	0,70	15,70	219,74
3,2	0,2	3,5	0,70	23,54	236,22
3,4	0,2	3,5	0,70	39,24	263,69
3,6	0,2	3,5	0,70	23,54	280,17
3,8	0,2	3,5	0,70	15,70	291,16
4	0,2	3,5	0,70	15,70	302,15
4,2	0,2	3,5	0,70	15,70	313,14
4,4	0,2	3,5	0,70	15,70	324,12
4,6	0,2	3,5	0,70	7,85	329,62
4,8	0,2	3,5	0,70	39,24	357,08
5	0,2	3,5	0,70	24,98	374,57
5,2	0,2	3,5	0,70	23,77	391,21
5,4	0,2	3,5	0,70	26,18	409,53

Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = A_s F_s$	409,53 kN
Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block	$Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s$	5610,43 kN
Safety faktor,	$SF =$	2,50
Daya dukung ultimit grup,	$Q_g =$	2244,17 kN
Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang	$Q_g =$	908,77 kN
Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok,	$Q_g =$	2244,17 kN
Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan,	$Q_g =$	908,77 kN

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$Q_g > P \text{ dengan nilai } 908,77 > 657,66 \text{ kN (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Kapasitas dukung tiang kelompok diameter 0,40 m

a. Jumlah tiang, n

Jumlah tiang dihitung dengan mempertingkan reaksi tumpuan yang terjadi pada tumpuan yang ditinjau. Perhitungan jumlah tiang bore pile dapat dilihat sebagai berikut.

Untuk beban layan (*ASD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah 1 *Dead Load* + 1 *Live Load* (*1DL + 1LL*) digunakan $SF = 2,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	574,57 kN
--------------------------------------	-------------	-----------

Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66 kN
----------------------------	-------	-----------

Jumlah tiang rencana,	$n = \frac{P}{Q_{all}} =$	1,14 tiang
-----------------------	---------------------------	------------

Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2 tiang
--------------------------------------	-------	---------

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *ASD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1307,49$ kN

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 147,04$ kN

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1436,43$ kN

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 574,57$ kN

Untuk beban ekstrim (*LFRD*) dengan kombinasi beban yang digunakan adalah semua beban kombinasi ($1,25DL+1LL+1,3Ex+0,39Ey$) dengan $SF = 1,5$

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 957,62$ kN

Beban aksial yang bekerja, $P = 816,333$ kN

Jumlah tiang rencana, $n = \frac{P}{Q_{all}} = 0,85$ tiang

Jumlah tiang rencana yang digunakan, $n = 1$ tiang

Maka digunakan jumlah tiang, $n = 2$ tiang

Selanjutnya dilakukan perhitungan secara keseluruhan untuk menentukan jumlah tiang berdasarkan beban *LFRD* dengan merangkum data sebagai berikut

Kapasitas dukung ujung tiang, $Q_p = 1307,49$ kN

Kapasitas dukung selimut tiang, $Q_s = 147,04$ kN

Kapasitas dukung ultimit tiang, $Q_{ult} = 1436,43$ kN

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal, $Q_{all} = 957,62$ kN

b. Jarak antara tiang, S

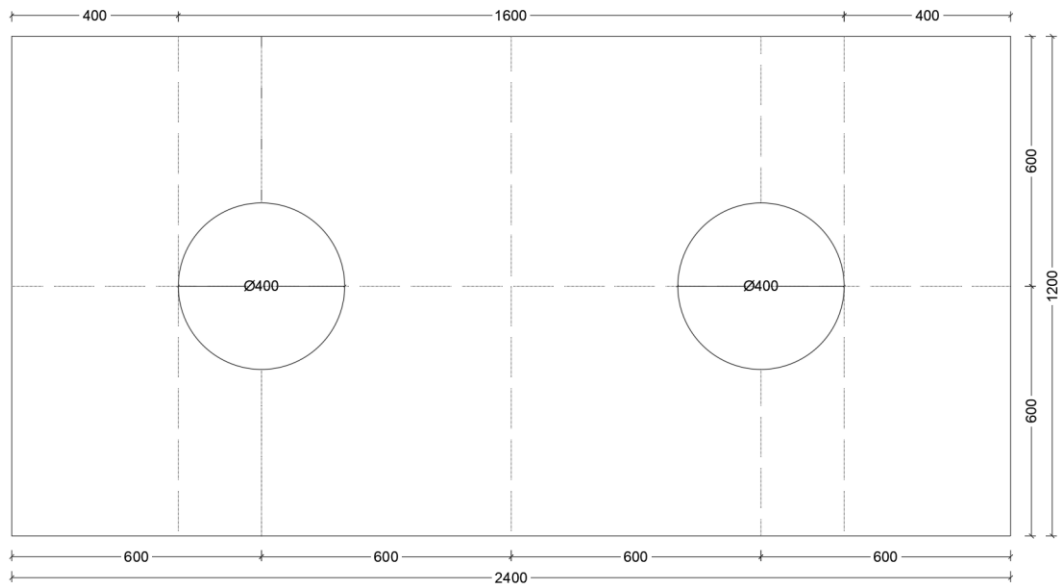
Jarak antara tiang diperhtungkan dengan mempertimbangkan diameter bore pile yang digunakan. Perhitungan jarak antara tiang dapat dilihat sebagai berikut

Diameter tiang rencana $d_p = 0,40$ m

Jarak antar tiang rencana $S = 3 d_p = 1,20$ m

c. Menghitung susunan kelompok tiang rencana

Susunan tiang kelompok untuk fondasi tiang pancang dengan diameter 0,4 m dapat dilihat pada Gambar 5.15.



Gambar 5.15 Susunan kelompok tiang pancang diameter 0.40 m metode Schmertmann dan Nottingham

Berdasarkan Gambar 5.15 dapat diketahui

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,600 m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,20 m
Jarak ujung fondasi ke fondasi	$B_g =$	1,6 m
Lebar fondasi	$L_g =$	0,40 m
Panjang pile cap	$B =$	2,4 m
Lebar pile cap	$L =$	1,20 m

d. Menghitung efisiensi kelompok tiang, E_g

Efisiensi kelompok tiang, E_g dihitung dengan menggunakan rumus converse-Labbare. Data untuk perhitungan Efisiensi kelompok tiang, E_g adalah sebagai berikut.

Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40 m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,20 m
Jumlah tiang dalam 1 kolom	$m =$	2 tiang
Jumlah tiang dalam 1 baris	$n =$	2 tiang

Efisiensi kelompok tiang

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

- e. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan efisiensi tiang
Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Kapasitas dukung ijin tiang tunggal,	$Q_{all} =$	574,57	kN
Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Jumlah tiang rencana yang digunakan,	$n =$	2	tiang
Efisiensi kelompok tiang,	$E_g =$	1	
Kapasitas dukung tiang kelompok,	$Q_g = n Q_{all} E_g =$	1149,11	kN

- f. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g berdasarkan keruntuhan by block

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah lempung dapat dihitung dengan menggunakan parameter-parameter di bawah ini.

Jarak pusat tiang ke tepi pile cap	$\alpha =$	0,600	m
Diameter tiang rencana	$d_p =$	0,40	m
Jarak antar tiang rencana	$S = 3 d_p =$	1,20	m
Jarak ujung fondasi ke fondasi,	$B_g =$	1,60	m
Lebar fondasi ,	$L_g =$	0,40	m
Panjang pile cap,	$B =$	2,40	m
Lebar pile cap,	$L =$	1,20	m
Keliling blok fondasi tiang kelompok,	$KLL_g = 2 (B_g + L_g) =$	4,00	m
Luas blok fondasi tiang kelompok,	$A_p = A_g = B_g L_g =$	0,64	m ²
Tahanan ujung sondir,	$q_p =$	10404,64	kN/m ²
Kapasitas dukung ujung tiang,	$Q_p = A_p q_p = A_g q_p =$	6658,97	kN

Tabel 5.15 Hasil kapasitas dukung selimut tiang, Q_s untuk tiang pancang diameter 0,40 m

Kedalaman tanah	Tinggi Lapisan Tanah	Keliling selimut tiang	Tanahan gesek selimut	Tahanan gesek selimut persatuan luas	Daya dukung selimut tiang
h	ΔL	$p = 2 (B_g + L_g)$	$A_s = p \Delta L$	f_s	$Q_s = A_s f_s$
(m)	(m)	(m)	(kN/m ²)	(kN/m ²)	(kN)
0	0	4	0,00	0,00	0,00
0,2	0,2	4	0,80	15,70	12,56
0,4	0,2	4	0,80	15,70	25,11
0,6	0,2	4	0,80	15,70	37,67
0,8	0,2	4	0,80	23,54	56,51
1	0,2	4	0,80	15,70	69,06
1,2	0,2	4	0,80	23,54	87,90
1,4	0,2	4	0,80	31,39	113,01
1,6	0,2	4	0,80	23,54	131,85
1,8	0,2	4	0,80	15,70	144,40
2	0,2	4	0,80	31,39	169,52
2,2	0,2	4	0,80	23,54	188,35
2,4	0,2	4	0,80	31,39	213,47
2,6	0,2	4	0,80	7,85	219,74
2,8	0,2	4	0,80	23,54	238,58
3	0,2	4	0,80	15,70	251,14
3,2	0,2	4	0,80	23,54	269,97
3,4	0,2	4	0,80	39,24	301,36
3,6	0,2	4	0,80	23,54	320,20
3,8	0,2	4	0,80	15,70	332,76
4	0,2	4	0,80	15,70	345,31
4,2	0,2	4	0,80	15,70	357,87
4,4	0,2	4	0,80	15,70	370,43
4,6	0,2	4	0,80	7,85	376,70
4,8	0,2	4	0,80	39,24	408,10
5	0,2	4	0,80	24,98	428,08
5,2	0,2	4	0,80	23,77	447,10
5,4	0,2	4	0,80	26,18	468,04

Kapasitas dukung selimut tiang,	$Q_s = A_s F_s$	468,04 kN
Daya dukung ultimit berdasarkan keruntuhan by block	$Q_{ult} = A_g q_p + \Sigma Q_s =$	7127,01 kN
Safety faktor,	$SF =$	2,50
Daya dukung ultimit grup,	$Q_g =$	2850,80 kN
Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan efisiensi tiang	$Q_g =$	1149,11 kN
Daya dukung ultimit kelompok berdasarkan keruntuhan blok,	$Q_g =$	2850,80 kN
Daya dukung ultimit kelompok yang digunakan,	$Q_g =$	1149,11 kN

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$Q_g > P \text{ dengan nilai } 1149,11 > 657,66 \text{ kN (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.9 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok Metode Meyerhof

1. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,30 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana,	$d_p =$	0,3 m
-------------------------	---------	-------

Penurunan total,	$S_{total} = S =$	0,00326 m
------------------	-------------------	-----------

	$B_g =$	1,2 m
--	---------	-------

Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} =$	0,00652 m
-----------------------------------	------------------------------------	-----------

Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g =$	6,521 mm
-----------------------------------	---------	----------

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 6,521 mm

2. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana, $d_p = 0,35 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = S = 0,00369 \text{ m}$

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

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} = 0,00738 \text{ m}$

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = 7,383 \text{ mm}$

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 7,383 mm

3. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,40 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana, $d_p = 0,40 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = S = 0,00415 \text{ m}$

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

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} = 0,00829 \text{ m}$

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = 8,293 \text{ mm}$

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 0,00829 m atau 8,293 mm .

5.5.10 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,30 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana, $d_p = 0,3 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = S = 0,00305 \text{ m}$

$B_g = 1,2 \text{ m}$

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} = 0,00610 \text{ m}$

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = 6,102 \text{ mm}$

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 6,102 mm

2. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana, $d_p = 0,35 \text{ m}$

Penurunan total, $S_{total} = S = 0,00354 \text{ m}$

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

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} = 0,00708 \text{ m}$

Penurunan fondasi tiang kelompok, $S_g = 7,075 \text{ mm}$

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 7,075mm

3. Penurunan fondasi tiang kelompok dengan diameter tiang pancang 0,40 m

Penurunan fondasi kelompok apabila menggunakan penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter di bawah ini

Diameter tiang rencana, $d_p = 0,40 \text{ m}$

Penurunan total,	$S_{total} = S = 0,00403 \text{ m}$
	$B_g = 1,60 \text{ m}$
Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{d_p}} = 0,00806 \text{ m}$
Penurunan fondasi tiang kelompok,	$S_g = 8,058 \text{ mm}$

Berdasarkan rumus empiris untuk perhitungan penurunan fondasi tiang kelompok didapatkan nilai 8,058mm

5.5.11 Penurunan Izin Tiang Kelompok Metode Meyerhof

1. Diameter tiang pancang 0,30 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris,	$S_g = 0,00652 \text{ m}$
Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L = 6 \text{ m}$
Diameter rencana,	$d_p = 0,3 \text{ m}$
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} = \frac{L}{250} = 0,024 \text{ m}$
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} = 24 \text{ mm}$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00652 < 0,024 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris,	$S_g = 0,00738 \text{ m}$
Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L = 6 \text{ m}$
Diameter rencana,	$d_p = 0,35 \text{ m}$

Penurunan izin tiang kelompok, $S_{izin} = \frac{L}{250} = 0,024 \text{ m}$
 Penurunan izin tiang kelompok, $S_{izin} = 24 \text{ mm}$
 Maka dapat disimpulkan bahwa

$S_{total} < S_{izin}$ dengan nilai $0,00738 < 0,024 \text{ m}$ (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Diameter tiang pancang 0,40 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris, $S_g = 0,00829 \text{ m}$
 Kedalaman tiang rencana, $h_p = L = 6 \text{ m}$
 Diameter rencana, $d_p = 0,40 \text{ m}$
 Penurunan izin tiang kelompok, $S_{izin} = \frac{L}{250} = 0,024 \text{ m}$
 Penurunan izin tiang kelompok, $S_{izin} = 24 \text{ mm}$
 Maka dapat disimpulkan bahwa

$S_{total} < S_{izin}$ dengan nilai $0,00829 < 0,024 \text{ m}$ (Aman)

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.12 Penurunan Izin Tiang Kelompok Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Diameter tiang pancang 0,30 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris, $S_g = 0,00610 \text{ m}$
 Kedalaman tiang rencana, $h_p = L = 6 \text{ m}$

Diameter rencana,	$d_p =$	0,3 m
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} = \frac{L}{250} =$	0,024 m
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} =$	24 mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00610 < 0,024 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

2. Diameter tiang pancang 0,35 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris,	$S_g =$	0,00708 m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} = \frac{L}{250} =$	0,024 m
Penurunan izin tiang kelompok,	$S_{izin} =$	24 mm

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00708 < 0,024 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

3. Diameter tiang pancang 0,40 m

Penurunan fondasi tiang kelompok dengan rumus empiris dapat dihitung dengan menggunakan parameter sebagai berikut.

Penurunan fondasi tiang kelompok metode empiris,	$S_g =$	0,00806 m
Kedalaman tiang rencana,	$h_p = L =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40 m

Penurunan izin tiang kelompok,

$$S_{izin} = \frac{L}{250} = 0,024 \text{ m}$$

Penurunan izin tiang kelompok,

$$S_{izin} = 24 \text{ mm}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

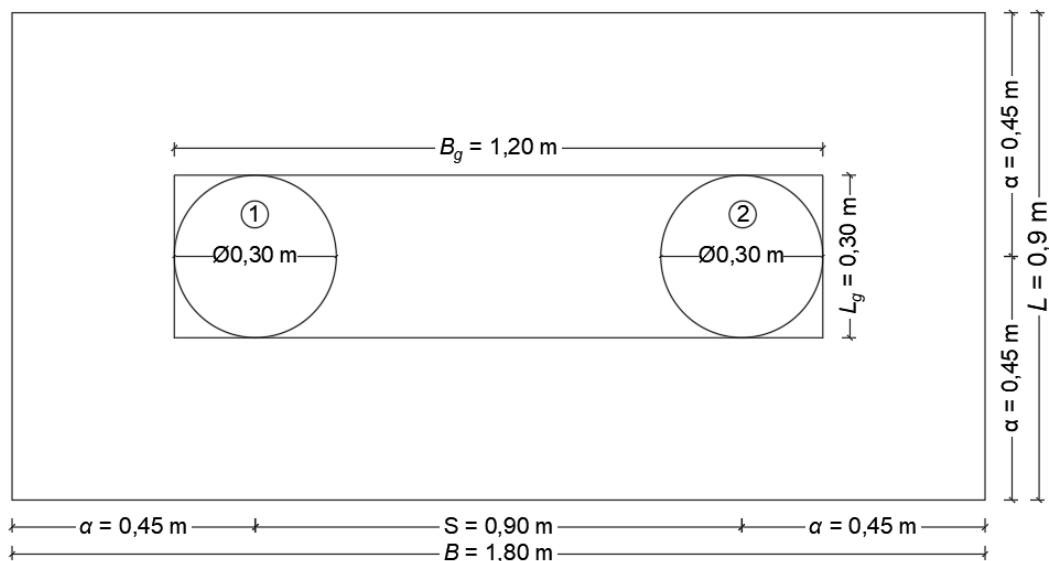
$$S_{total} < S_{izin} \text{ dengan nilai } 0,00806 < 0,024 \text{ m (Aman)}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

5.5.13 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Pancang Metode Meyerhof

1. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,30 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,30 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Detail penampang tiang pancang diameter 0,30 dan pile cap dapat dilihat pada Gambar 5.16.



Gambar 5.16 Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.30 m

Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,30 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,

$$P = 657,66 \text{ kN}$$

Menghitung berat tiang pancang

Jumlah tiang rencana,	$n =$	2 tiang
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,30 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	20,36 kN

Menghitung berat pile cap

Tebal pile cap,	$t =$	0,50 m
Lebar pile cap,	$B =$	0,90 m
Berat pile cap	$H =$	1,80 m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	19,44 kN

Menghitung berat total

Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	697,46 kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,45 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,45 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{11} =$	0,00 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{12} =$	0,00 m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,40 m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00 m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02 kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74 kNm

Beban yang diterima sumbu x

$$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} = 324,58 \text{ kN}$$

Beban yang diterima sumbu y

$$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} = 348,73 \text{ kN}$$

Beban yang diterima tiang terbesar

$$P_{max} = 348,73 \text{ kN}$$

Tegangan yang diterima fondasi,

$$\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} = 4933,50 \text{ kN/m}^2$$

Kapasitas dukung ijin tiang,

$$Q_{all} = 500,07 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan izin,

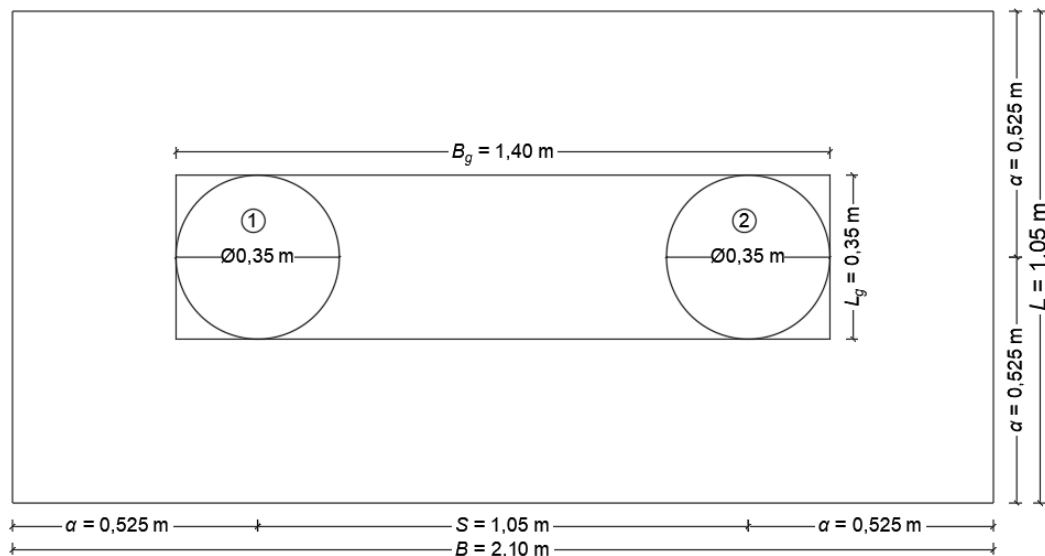
$$\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} = 7074,6 \text{ kN/m}^2$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$\sigma < \sigma_{izin} \text{ dengan nilai } 4933,50 < 7074,57 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

2. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,35 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,35 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Detail penampang tiang pancang diameter 0,35 dan pile cap dapat dilihat pada Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.35 m

Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,35 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,

$$P = 657,66 \text{ kN}$$

Menghitung berat tiang pancang

Jumlah tiang rencana,

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

Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6 m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,35 m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,10 m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,10 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	27,71 kN
Menghitung berat pile cap		
Tebal pile cap,	$t =$	0,50 m
Lebar pile cap,	$B =$	1,05 m
Berat pile cap	$H =$	2,10 m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	26,46 kN
Menghitung berat total		
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	711,83 kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,53 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,53 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{11} =$	0,00 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{12} =$	0,00 m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,60 m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00 m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02 kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74 kNm
Beban yang diterima sumbu x		
	$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} =$	335,21 kN
Beban yang diterima sumbu x		
	$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} =$	355,91 kN
Beban yang diterima tiang terbesar	$P_{max} =$	355,91 kN
Tegangan yang diterima fondasi,	$\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} =$	3699,30 kN
Kapasitas dukung ijin tiang,	$Q_{all} =$	653,14 kN

Tegangan izin,

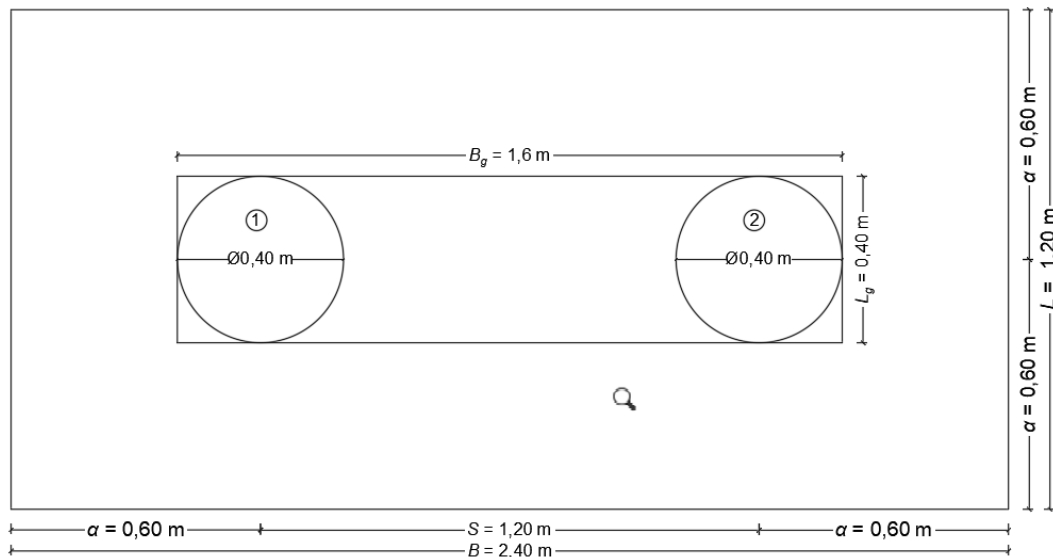
$$\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} = 6788,6 \text{ tiang}$$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$\sigma < \sigma_{izin} \text{ dengan nilai } 3699,30 < 6788,61 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

3. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,40 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,40 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Detail penampang tiang pancang diameter 0,40 dan pile cap dapat dilihat pada Gambar 5.18.



Gambar 5.18 Detail penampang fondasi tiang pancang diameter 0.40 m

Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,25 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,

$$P = 657,66 \text{ kN}$$

Menghitung berat tiang pancang

Jumlah tiang rencana,

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

Kedalaman tiang rencana,

$$h_p = 6 \text{ m}$$

Diameter rencana,

$$d_p = 0,40 \text{ m}$$

Keliling tiang rencana,

$$KLL_p = \pi d_p = 1,26 \text{ m}$$

Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13 m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24 kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	18,10 kN
Menghitung berat pile cap		
Tebal pile cap,	$t =$	0,50 m
Lebar pile cap,	$B =$	1,20 m
Berat pile cap	$H =$	2,40 m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	34,56 kN
Menghitung berat total		
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	728,41 kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,60 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,60 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{11} =$	0,00 m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{12} =$	0,00 m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,70 m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00 m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02 kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74 kNm
Beban yang diterima sumbu x		
	$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} =$	346,09 kN
Beban yang diterima sumbu y		
	$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} =$	364,21 kN
Beban yang diterima tiang terbesar	$P_{max} =$	364,21 kN
Tegangan yang diterima fondasi,	$\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} =$	2898,26 kN
Kapasitas dukung ijin tiang,	$Q_{all} =$	829,37 kN
Tegangan izin,	$\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} =$	6599,89 tiang

Maka dapat disimpulkan bahwa

$\sigma < \sigma_{izin}$ dengan nilai $2989,26 < 6599,89 \text{ kN/m}^2$ (Aman)

5.5.14 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Pancang Metode Schmertmann dan Nottingham

1. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,30 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,30 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,30 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Menghitung berat tiang pancang			
Jumlah tiang rencana,	$n =$	2	tiang
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6	m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,30	m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	0,94	m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,07	m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24	kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	20,36	kN
Menghitung berat pile cap			
Tebal pile cap,	$t =$	0,50	m
Lebar pile cap,	$B =$	0,90	m
Berat pile cap	$H =$	1,80	m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	19,44	kN
Menghitung berat total			
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	697,46	kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,45	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,45	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{11} =$	0,00	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{12} =$	0,00	m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,40	m ²

Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00	m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02	kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74	kNm

Beban yang diterima sumbu x

$$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} = 324,58 \text{ kN}$$

Beban yang diterima sumbu x

$$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} = 348,73 \text{ kN}$$

Beban yang diterima tiang terbesar $P_{max} = 348,73 \text{ kN}$

Tegangan yang diterima fondasi, $\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} = 4933,50 \text{ kN/m}^2$

Kapasitas dukung ijin tiang, $Q_{all} = 349,67 \text{ kN/m}^2$

Tegangan izin, $\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} = 4946,8 \text{ kN/m}^2$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$\sigma < \sigma_{izin}$ dengan nilai $4933,50 < 4946,8 \text{ kN/m}^2$ (Aman)

2. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,35 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,35 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,35 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja, $P = 657,66 \text{ kN}$

Menghitung berat tiang pancang

Jumlah tiang rencana, $n = 2$ tiang

Kedalaman tiang rencana, $h_p = 6 \text{ m}$

Diameter rencana, $d_p = 0,35 \text{ m}$

Keliling tiang rencana, $KLL_p = \pi d_p = 1,10 \text{ m}$

Luas penampang tiang, $A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 = 0,10 \text{ m}^2$

Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24	kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	27,71	kN
Menghitung berat pile cap			
Tebal pile cap,	$t =$	0,50	m
Lebar pile cap,	$B =$	1,05	m
Berat pile cap	$H =$	2,10	m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	26,46	kN
Menghitung berat total			
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	711,83	kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,53	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,53	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$y_{11} =$	0,00	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$y_{12} =$	0,00	m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,60	m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00	m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02	kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74	kNm
Beban yang diterima sumbu x			
	$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} =$	335,21	kN
Beban yang diterima sumbu x			
	$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} =$	355,91	kN
Beban yang diterima tiang terbesar	$P_{max} =$	355,91	kN
Tegangan yang diterima fondasi,	$\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} =$	3699,30	kN/m ²
Kapasitas dukung ijin tiang,	$Q_{all} =$	454,40	kN/m ²
Tegangan izin,	$\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} =$	4722,9	kN/m ²

Maka dapat disimpulkan bahwa

$$\sigma < \sigma_{izin} \text{ dengan nilai } 3699,30 < 4722,9 \text{ kN/m}^2 \text{ (Aman)}$$

3. Analisis Distribusi Beban Tiang Pancang Diameter 0,40 m

Analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang dengan diameter 0,40 dilakukan dengan menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang dalam kelompok pondasi tiang pancang dengan diameter 0,40 m dapat dihitung dengan detail seperti berikut:

Beban aksial yang bekerja,	$P =$	657,66	kN
Menghitung berat tiang pancang			
Jumlah tiang rencana,	$n =$	2	tiang
Kedalaman tiang rencana,	$h_p =$	6	m
Diameter rencana,	$d_p =$	0,40	m
Keliling tiang rencana,	$KLL_p = \pi d_p =$	1,26	m
Luas penampang tiang,	$A_p = \frac{1}{4} \pi d_p^2 =$	0,13	m ²
Berat jenis beton,	$\gamma_c =$	24	kN/m ³
Berat tiang pancang,	$W_p = A_p h_p \gamma_c n =$	18,10	kN
Menghitung berat pile cap			
Tebal pile cap,	$t =$	0,50	m
Lebar pile cap,	$B =$	1,20	m
Berat pile cap	$H =$	2,40	m
Berat pile cap,	$W_{pc} = B H t \gamma_c =$	34,56	kN
Menghitung berat total			
Berat total,	$W_t = P + W_p + W_{pc} =$	728,41	kN
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{11} =$	-0,60	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu y	$x_{12} =$	0,60	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{11} =$	0,00	m
Jarak tepi fondasi ke sumbu x	$y_{12} =$	0,00	m
Absis terhadap sumbu x	$\Sigma x^2 = x_{11}^2 + x_{12}^2 =$	0,70	m ²
Absis terhadap sumbu y	$\Sigma y^2 = y_{11}^2 + y_{12}^2 =$	0,00	m ²
Momen terhadap sumbu x	$M_x =$	7,02	kNm
Momen terhadap sumbu y	$M_y =$	21,74	kNm
Beban yang diterima sumbu x			

$$P_1 = \frac{W_t}{n} + \frac{M_y x_{11}}{\Sigma x^2} + \frac{M_x y_{11}}{\Sigma y^2} = 346,09 \text{ kN}$$

Beban yang diterima sumbu x

$$P_2 = \frac{W_t}{n} - \frac{M_y x_{12}}{\Sigma x^2} - \frac{M_x y_{12}}{\Sigma y^2} = 364,21 \text{ kN}$$

Beban yang diterima tiang terbesar $P_{max} = 364,21 \text{ kN}$

Tegangan yang diterima fondasi, $\sigma = \frac{P_{max}}{A_p} = 2898,26 \text{ kN/m}^2$

Kapasitas dukung ijin tiang, $Q_{all} = 574,57 \text{ kN/m}^2$

Tegangan izin, $\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A_p} = 4572,3 \text{ kN/m}^2$

Maka dapat disimpulkan bahwa

$\sigma < \sigma_{izin}$ dengan nilai $2898,26 < 4572,3 \text{ kN/m}^2$ (Aman)

5.6 Pembahasan

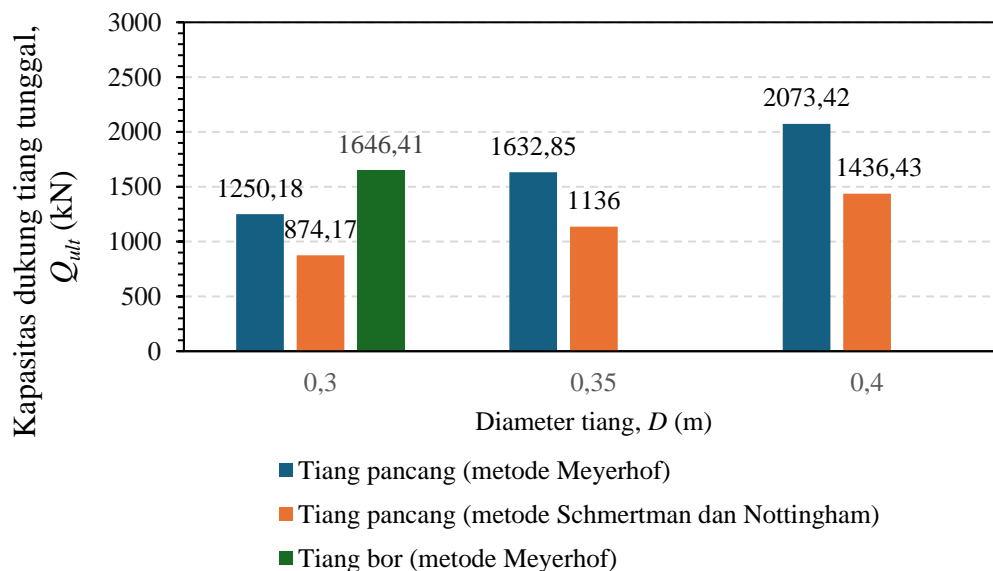
5.6.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tunggal

1. Hasil analisis kapasitas dukung fondasi tunggal metode Meyerhof

Analisis kapasitas dukung pada fondasi eksisting (bore pile) dilakukan dengan mengacu pada data hasil uji sondir (*CPT*) pada 1 titik dengan kedalaman tiang bor 6 m dan diameter tiang bor yang digunakan adalah 1 m. Analisis kapasitas dukung tiang pancang tunggal dilakukan dengan metode Meyerhof dan metode Schmertmann dan Nottingham berdasarkan data hasil uji sondir (*CPT*) saja, dikarenakan ada keterbatasan data hasil uji laboratorium maka analisis kapasitas dukung berdasarkan data hasil uji laboratorium tidak dilakukan analisisnya. Analisis kapasitas dukung tiang pancang tunggal dilakukan dengan kedalaman tiang pancang 6 m dan diameter yang digunakan bervariasi yaitu 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m. Hasil analisis kapasitas dukung fondasi tunggal dengan menggunakan metode Meyerhof dan metode Schmertmann dan Nottingham berdasarkan data hasil uji sondir (*CPT*) dapat dilihat pada Tabel 5.16 dan Gambar 5.19.

Tabel 5.16 Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi tunggal

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
Kapasitas dukung fondasi tunggal metode Meyerhof				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
Q_p (kN)	1155,33	1524,17	1951,47	1541,38
Q_s (kN)	105,03	122,54	140,04	105,03
Q_{ult} (kN)	1250,18	1632,85	2073,42	1646,41
Q_{all} (kN)	500,07	653,14	829,37	534,80
Kapasitas dukung fondasi tunggal metode Schmertmann dan Nottingham				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
Q_p (kN)	774,07	1021,19	1307,49	-
Q_s (kN)	110,28	128,66	147,04	-
Q_{ult} (kN)	874,17	1136,00	1436,43	-
Q_{all} (kN)	349,67	454,40	574,57	-



Gambar 5.19 Perbandingan kapasitas dukung tiang tunggal

Berdasarkan Tabel 5.16 dan Gambar 5.19 dapat dilihat bahwa hasil analisis kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} fondasi eksisting (bore pile) dan tiang pancang tunggal. Nilai kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} fondasi eksisting (bore pile) berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan diameter 0,3 m yaitu 1646,41 kN. Pada tiang pancang tunggal dengan metode Meyerhof diperoleh kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 1250,18 kN, 1632,85 kN, dan 2073,42 kN. Kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} pada tiang tunggal dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 874,17 kN, 1136,00 kN, dan 1436,43 kN.

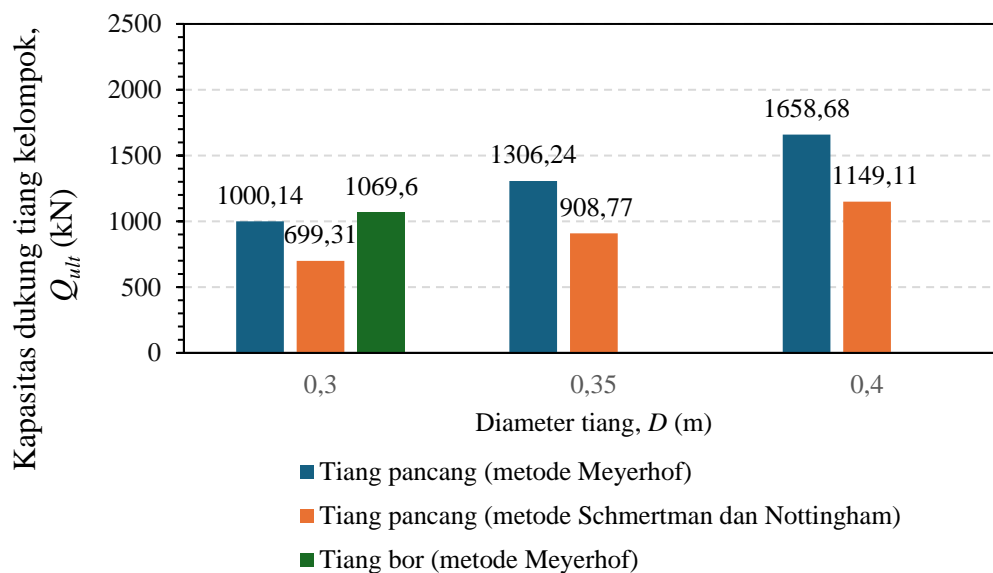
5.6.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Kelompok

Hasil analisis kapasitas dukung tiang tunggal digunakan sebagai acuan dalam menghitung analisis kapasitas dukung fondasi kelompok. Analisis kapasitas dukung fondasi kelompok ditentukan berdasarkan beban aksial arah vertikal yang bekerja pada fondasi. Hasil analisis kapasitas dukung pondasi kelompok, pada fondasi bore pile dengan menggunakan metode Meyerhof dan fondasi tiang pancang dengan metode Meyerhof dan metode Schmertmann dan Nottingham dapat dilihat pada Tabel 5.17 dan Gambar 5.20.

Tabel 5.17 Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi kelompok

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
Kapasitas dukung fondasi kelompok metode Meyerhof				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
Q_{all} (kN)	500,07	653,14	829,37	534,80
P (kN)	657,66	657,66	657,66	657,66
n (tiang)	2	2	2	2
Q_g (kN)	1000,14	1306,24	1658,68	1069,60
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman
Kapasitas dukung fondasi kelompok metode Schmertmann dan Nottingham				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
Kapabilitas dukung fondasi kelompok metode Meyerhof				
Q_{all} (kN)	349,67	454,40	574,57	-
P (kN)	657,66	657,66	657,66	-
n (tiang)	2	2	2	-
Q_g (kN)	699,31	908,77	1149,11	-
Cek	Aman	Aman	Aman	-



Gambar 5.20 Perbandingan kapasitas dukung tiang kelompok

Berdasarkan Tabel 5.17 dan Gambar 5.20 dapat dilihat bahwa hasil analisis kapasitas dukung pondasi kelompok, Q_g pada fondasi eksisting (*bore pile*) dan tiang pancang. Nilai kapasitas dukung pondasi kelompok, Q_g fondasi eksisting (*bore pile*) berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan diameter 0,3 m yaitu 1069,60 kN. Kapasitas dukung pondasi kelompok, Q_g tiang pancang dengan menggunakan metode Meyerhof berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 1000,14 kN, 1306,24 kN, dan 1658,68 kN. Sedangkan kapasitas dukung pondasi kelompok, Q_g tiang pancang dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham

berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 699,31 kN, 908,77 kN, dan 1149,11 kN.

Perhitungan kapasitas dukung fondasi kelompok untuk tiang bor dan tiang pancang dapat diketahui bahwa desain fondasi tiang kelompok sudah aman, karena sudah lebih besar apabila dibandingkan dengan beban aksial, P yang terjadi pada struktur fondasi sebesar 657,66 kN.

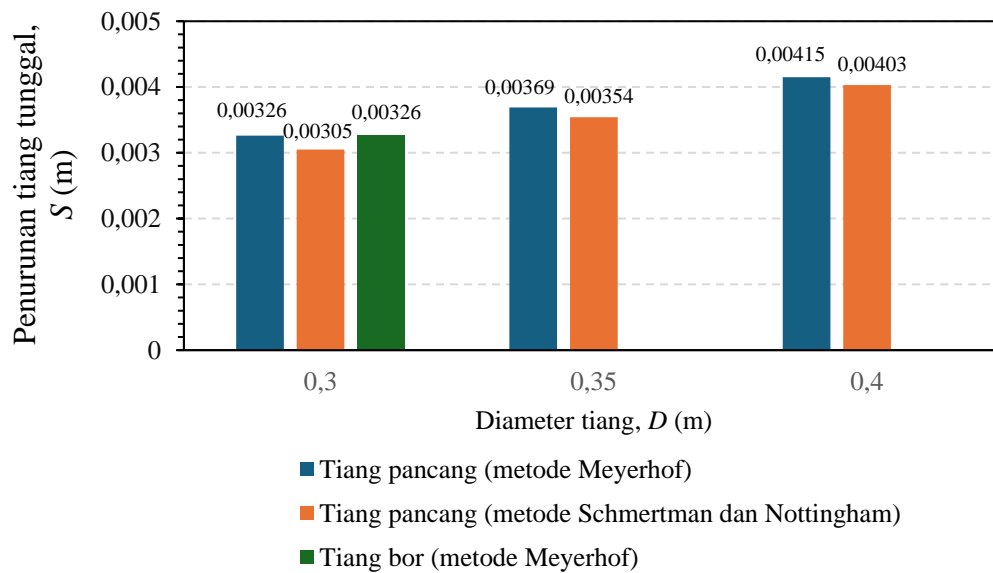
5.6.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi

Penurunan yang terjadi pada fondasi harus dibatasi untuk mencegah terjadi penurunan yang berlebihan pada struktur bangunan.. Penurunan pada fondasi disebabkan oleh beban yang bekerja pada struktur bangunan, dimensi fondasi yang digunakan, jumlah fondasi, jumlah dan material struktur bangunan. Beban yang terjadi pada struktur bangunan akan diterima oleh fondasi yang digunakan. Hasil analisis penurunan pada fondasi eksisting atau tiang bor dan tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.18, Gambar 5.21 dan Gambar 5.22.

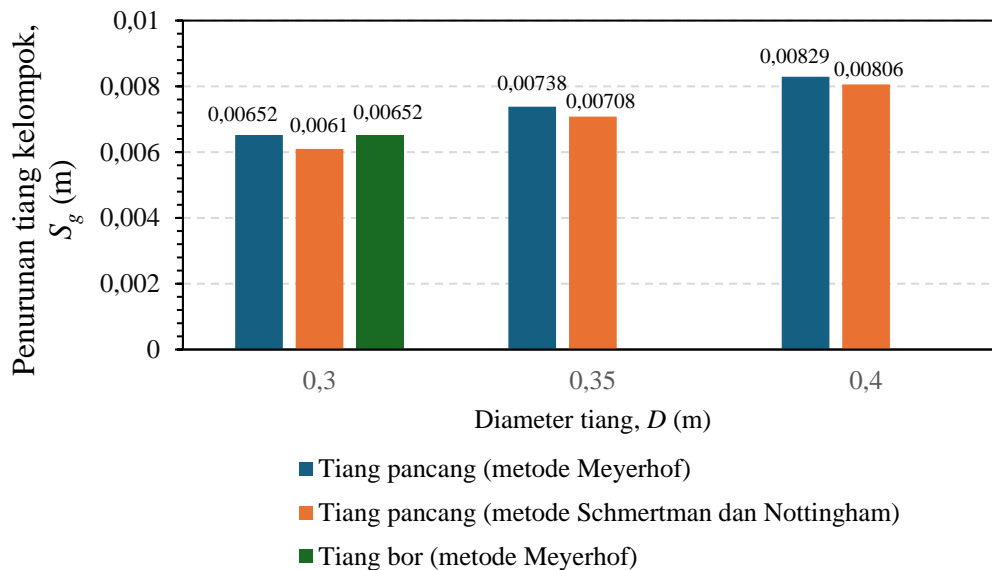
Tabel 5.18 Rekapitulasi hasil analisis penurunan fondasi

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
Penurunan tiang tunggal metode Meyerhof				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
S (m)	0,00326	0,00369	0,00415	0,00326
S_{izin} (m)	0,03	0,035	0,040	0,03
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman
Penurunan tiang tunggal Schmertmann dan Nottingham				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
S (m)	0,00305	0,00354	0,00403	-
S_{izin} (m)	0,030	0,035	0,040	-
Cek	Aman	Aman	Aman	-
Penurunan tiang kelompok metode Meyerhof				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
S_g (m)	0,00652	0,00738	0,00829	0,00652
S_{izin} (m)	0,024	0,024	0,024	0,024

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
	Cek	Aman	Aman	Aman
Penurunan tiang kelompok metode Schmertmann dan Nottingham				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
S_g (m)	0,00610	0,00708	0,00806	-
S_{izin} (m)	0,024	0,024	0,024	-
Cek	Aman	Aman	Aman	-



Gambar 5.21 Perbandingan penurunan tiang tunggal



Gambar 5.22 Perbandingan penurunan tiang kelompok

Berdasarkan Tabel 5.15, Gambar 5.21, dan Gambar 5.22 dapat diketahui besarnya penurunan yang terjadi pada fondasi eksisting (bore pile) metode Meyerhof dan tiang pancang metode Meyerhof dengan metode Schmertmann dan Nottingham, baik tiang tunggal maupun kelompok. Penurunan tiang tunggal untuk fondasi bor pile, S dengan diameter 0,3 m didapat sebesar 0,00326 m yang lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin tiang tunggal, S_{izin} yaitu sebesar 0,03 m. Penurunan fondasi kelompok, S_g yang terjadi pada fondasi eksisting (bore pile) dengan diameter 0,3 m sebesar 0,00652 m yang lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin tiang kelompok, S_{izin} yaitu sebesar 0,024 m.

Penurunan fondasi tiang tunggal, S yang terjadi pada tiang pancang dengan metode Meyerhof untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00326 m, 0,00369 m, dan 0,00415 m. Penurunan fondasi tiang tunggal untuk fondasi tiang pancang metode Meyerhof apabila dibandingkan dengan penurunan izin, S_{izin} untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,03m, 0,035 m, dan 0,04 m masih lebih kecil atau masih dalam kategori aman.

Penurunan fondasi tiang tunggal, S yang terjadi pada tiang pancang dengan metode Schmertmann dan Nottingham untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00305 m, 0,00354 m, dan 0,00403 m. Penurunan fondasi tiang tunggal untuk fondasi tiang pancang dengan metode Schmertmann dan Nottingham apabila dibandingkan dengan penurunan izin, S_{izin} untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,03m, 0,035 m, dan 0,04 m masih lebih kecil atau masih dalam kategori aman

Penurunan fondasi kelompok, S_g yang terjadi pada tiang pancang dengan metode Meyerhof untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00652 m, 0,00738 m, dan 0,00829 m. Sedangkan Penurunan fondasi kelompok, S_g yang terjadi pada tiang pancang dengan metode Schmertmann dan Nottingham untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00610 m, 0,00708 m, dan 0,00808 m. Penurunan fondasi kelompok, S_g yang terjadi pada fondasi tiang pancang dengan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham masih lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin tiang kelompok, S_{izin} untuk tiang pancang yaitu sebesar 0,024 m.

Penurunan yang terjadi baik untuk tiang tunggal dan tiang kelompok untuk fondasi eksisting dan tiang pancang sudah memenuhi persyaratan (sudah aman) dikarenakan penurunan yang terjadi masih di bawah penurunan izin.

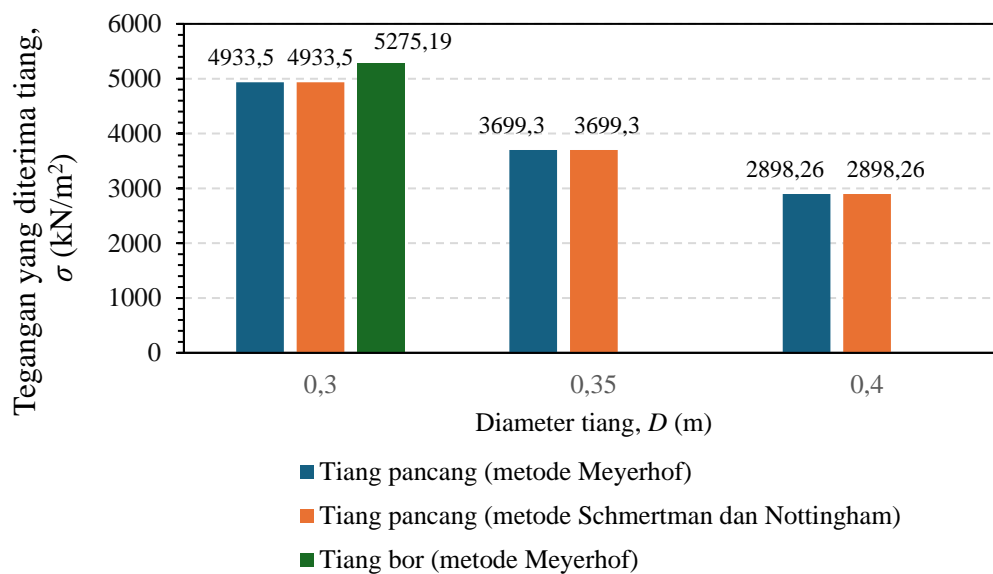
5.6.4 Hasil Analisis Distribusi Beban ke Fondasi

Analisis distribusi beban ke fondasi dilakukan untuk mengevaluasi kapasitas tiang terhadap beban yang diterima, baik pada jenis tiang pancang maupun tiang bor. Parameter utama yang digunakan mencakup diameter tiang (D), tegangan yang diterima (σ), dan tegangan izin (σ_{izin}), berdasarkan kapasitas dukung fondasi yang dirancang. Pada tabel berikut, disajikan hasil rekapitulasi distribusi beban untuk berbagai diameter tiang pancang (D) sebesar 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m serta satu jenis tiang bor dengan diameter 0,30 m. Tegangan yang bekerja pada setiap jenis tiang dibandingkan dengan tegangan izin untuk memastikan apakah sistem fondasi mampu menahan beban tanpa melampaui batas kapasitas dukungnya. Hasil analisis menunjukkan perbedaan kapasitas tergantung pada jenis

fondasi dan diameter tiang yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.19 dan Gambar 5.23.

Tabel 5.19 Rekapitulasi analisis distribusi beban ke fondasi

Parameter	Tiang Pancang			Tiang Bor
Analisis distribusi beban ke fondasi metode Meyerhof				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
σ (kN/m ²)	4933,50	3699,30	2898,26	5275,19
σ_{izin} (kN/m ²)	7074,57	6788,61	6599,89	15131,24
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman
Analisis distribusi beban ke fondasi metode Schmertmann dan Nottingham				
D (m)	0,30	0,35	0,40	0,30
σ (kN/m ²)	4933,50	3699,30	2898,26	-
σ_{izin} (kN/m ²)	4946,79	4722,93	4572,30	-
Cek	Aman	Aman	Aman	-



Gambar 5.23 Perbandingan tegangan yang diterima tiang

Berdasarkan Tabel 5.19 dan Gambar 5.23 terlihat bahwa semua fondasi, baik tiang pancang maupun tiang bor, berada dalam kondisi aman karena nilai tegangan

(σ), yang bekerja pada fondasi tidak melebihi tegangan izin (σ_{izin}). Tegangan yang terjadi pada fondasi tiang bor dengan menggunakan metode Meyerhof dengan diameter (D) sebesar 0,30 m menunjukkan tegangan yang bekerja, (σ) = 5275,19 kN/m² masih lebih kecil atau masih dalam kondisi aman apabila dibandingkan dengan tegangan izin (σ_{izin}) = 15131,24 kN/m².

Pada tiang pancang, penggunaan diameter (D) sebesar 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m dengan metode Meyerhof serta Schmertmann dan Nottingham didapatkan tegangan yang terjadi pada fondasi, (σ) sebesar 4933,50 kN/m², 3699,30 kN/m² dan 2898,26 kN/m². Tegangan izin, σ_{izin} yang diberikan oleh metode meyerhof sebesar 7074,57 kN/m², 6788,61 kN/m², dan 6599,89 kN/m² sedangkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham didapat tegangan izin, σ_{izin} sebesar 4946,79 kN/m², 4722,93 kN/m², dan 4572,30 kN/m². Tegangan yang terjadi, (σ) dengan metode Meyerhof serta Schmertmann dan Nottingham masih berada di bawah tegangan izin, σ_{izin} .

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan penelitian yang telah dilakukan diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Kapasitas dukung tiang tunggal, Q_{ult} untuk fondasi bor atau fondasi eksisting dengan metode Meyerhof pada Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya diperoleh sebesar 1646,41 kN. Sedangkan kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g untuk tiang bor atau fondasi eksisting sebesar 1069,60 kN. Kapasitas dukung tiang kelompok untuk tiang bor atau fondasi eksisting lebih besar apabila dibandingkan dengan beban aksial yang terjadi yaitu, $Q_g = 1069,60 \text{ kN} > P = 657,66 \text{ kN}$. Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain fondasi untuk tiang kelompok menggunakan tiang bor bor sudah aman, karena kapasitas dukung tiang kelompok untuk tiang bor sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.
2. Kapasitas dukung tiang tunggal, Q_{ult} untuk pada tiang pancang tunggal pada Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya dengan metode Meyerhof diperoleh kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 1250,18 kN, 1632,85 kN, dan 2073,42 kN. Kapasitas dukung ultimit, Q_{ult} pada tiang tunggal dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 874,17 kN, 1136,00 kN, dan 1436,43 kN. Kapasitas dukung tiang kelompok, Q_g untuk tiang pancang atau fondasi kelompok pada Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya, menggunakan metode Meyerhof berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 1000,14 kN, 1306,24 kN, dan 1658,68 kN. Sedangkan kapasitas dukung fondasi

kelompok, Q_g tiang pancang dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham berdasarkan data sondir dengan kedalaman 6 m dan variasi diameter tiang 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m berturut-turut yaitu 699,31 kN, 908,77 kN, dan 1149,11 kN. Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang pancang dapat diketahui bahwa desain fondasi tiang kelompok sudah aman, karena sudah lebih besar apabila dibandingkan dengan beban aksial, P yang terjadi pada struktur fondasi sebesar 657,66 kN.

3. Penurunan tiang tunggal, S untuk tiang bor atau fondasi eksisting metode Meyerhof pada Gedung Kantor Lurah Sepinggang Raya dengan diameter 0,3 m didapat sebesar 0,00326 m yang lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin tiang tunggal, S_{izin} yaitu sebesar 0,03 m. Penurunan tiang kelompok, S_g untuk tiang bor atau fondasi eksisting didapat sebesar 0,00652 m. Penurunan untuk tiang kelompok fondasi bor atau fondasi eksisting, $S_g < S_{izin}$ dengan nilai $0,00652 < 0,024$ m. Hasil ini menjelaskan bahwa penurunan tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok untuk tiang bor atau fondasi eksisting yang terjadi masih aman, dikarenakan penurunan tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok yang terjadi lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin.
4. Penurunan fondasi tiang tunggal, S pada tiang pancang dengan metode Meyerhof untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m masing-masing sebesar 0,00326 m, 0,00369 m, dan 0,00415 m, masih lebih kecil dari penurunan izin, S_{izin} sebesar 0,03m, 0,035 m, dan 0,04 m sehingga masih aman. Penurunan fondasi tiang tunggal, S dengan metode Schmertmann dan Nottingham untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00305 m, 0,00354 m, dan 0,00403 m juga masih lebih kecil atau masih dalam kategori aman. Penurunan fondasi kelompok, S_g dengan metode Meyerhof untuk diameter 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m secara berturut-turut sebesar 0,00652 m, 0,00738 m, dan 0,00829 m. Sedangkan penurunan fondasi kelompok, S_g dengan metode Schmertmann dan Nottingham sebesar 0,00610 m, 0,00708 m, dan 0,00808 m. Penurunan fondasi kelompok, S_g yang terjadi pada fondasi tiang

pancang dengan metode Meyerhof serta metode Schmertmann dan Nottingham masih lebih kecil apabila dibandingkan dengan penurunan izin tiang kelompok, S_{izin} untuk tiang pancang yaitu sebesar 0,024 m.

5. Tegangan yang terjadi pada fondasi tiang bor atau fondasi eksisting dengan menggunakan metode Meyerhof pada Gedung Kantor Lurah Sepinggang Raya dengan diameter (D) sebesar 0,30 m menunjukkan tegangan yang bekerja, (σ) = 5275,19 kN/m² masih lebih kecil atau masih dalam kondisi aman apabila dibandingkan dengan tegangan izin (σ_{izin}) = 15131,24 kN/m².
6. Tegangan yang terjadi pada fondasi tiang kelompok, (σ) pada Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggang Raya dengan diameter (D) sebesar 0,30 m, 0,35 m, dan 0,40 m dengan metode Meyerhof serta Schmertmann dan Nottingham didapatkan tegangan yang terjadi pada fondasi, (σ) sebesar 4933,50 kN/m², 3699,30 kN/m² dan 2898,26 kN/m². Tegangan izin, σ_{izin} yang diberikan oleh metode meyerhof sebesar 7074,57 kN/m², 6788,61 kN/m², dan 6599,89 kN/m² sedangkan dengan metode Schmertmann dan Nottingham didapat tegangan izin, σ_{izin} sebesar 4946,79 kN/m², 4722,93 kN/m², dan 4572,30 kN/m². Tegangan yang terjadi, (σ) dengan metode Meyerhof serta Schmertmann dan Nottingham masih berada di bawah tegangan izin, σ_{izin} .

6.2 Saran

Dari hasil penelitian ini dapat dikemukakan saran sebagai berikut:

1. Hasil analisa dapat dilakukan validasi dengan membandingkan hasil analisa menggunakan program komputer khusus dalam bidang geoteknik seperti *Plaxis* maupun *Allpile*.
2. Hasil analisa masih dapat dilakukan optimasi dengan menggunakan variabel bebas tidak hanya berupa diameter dan kedalaman saja, bisa berupa mutu beton yang digunakan atau mutu baja tulangan yang berbeda.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2008. Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT. SNI 4153-2008. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2017. Persyaratan Perancangan Geoteknik. SNI 8640-2017. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-gedung. SNI 1726-2019. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung. SNI 2847-2019. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. Beban Desain Minimum dan Kriteria terkait untuk Bangunan Gedung dan Bangunan Lain. SNI 1727-2020. Jakarta.
- Bowles, J. E. 1997. Analysis and Design of Foundations.
- David, R. E. 2016. Tinjauan Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Dan Metode Pelaksanaan Pekerjaan Proyek Konstruksi Gedung Indogrosir Manado. Politeknik Negeri Manado.
- Dirgananta, M. F. 2018. Perencanaan Ulang Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt. Universitas Islam Indonesia.
- Dwitasari, M. N. (2018). Kajian Kapasitas Dukung Tiang Pancang pada Tangki Timbun dengan Metode Meyerhof dan Elemen Hingga. Universitas Islam Indonesia.
- Gunawan. 1991. Pengantar Ilmu Bangunan. Kanisius.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. Mekanika Tanah I. Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2003. Mekanika Tanah II. Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. Mekanika Tanah I. Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2011. Analisis dan Perancangan Fondasi I. Gadjah Mada

University Press.

Muthmainnah, M. 2020. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi. Universitas Islam Indonesia.

Priambodo, M. R. A. 2020. Analisis Kapasitas Dukung Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung. Universitas Islam Indonesia.

Rifandi, R. 2021. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Teori Kurva Linear Studi Kasus Gedung SMPN 7 Tarakan. Universitas Islam Indonesia.

Sardjono, H. S. 1988. Fondasi Tiang Pancang Jilid 1. Penerbit Sinar Jaya Wijaya.

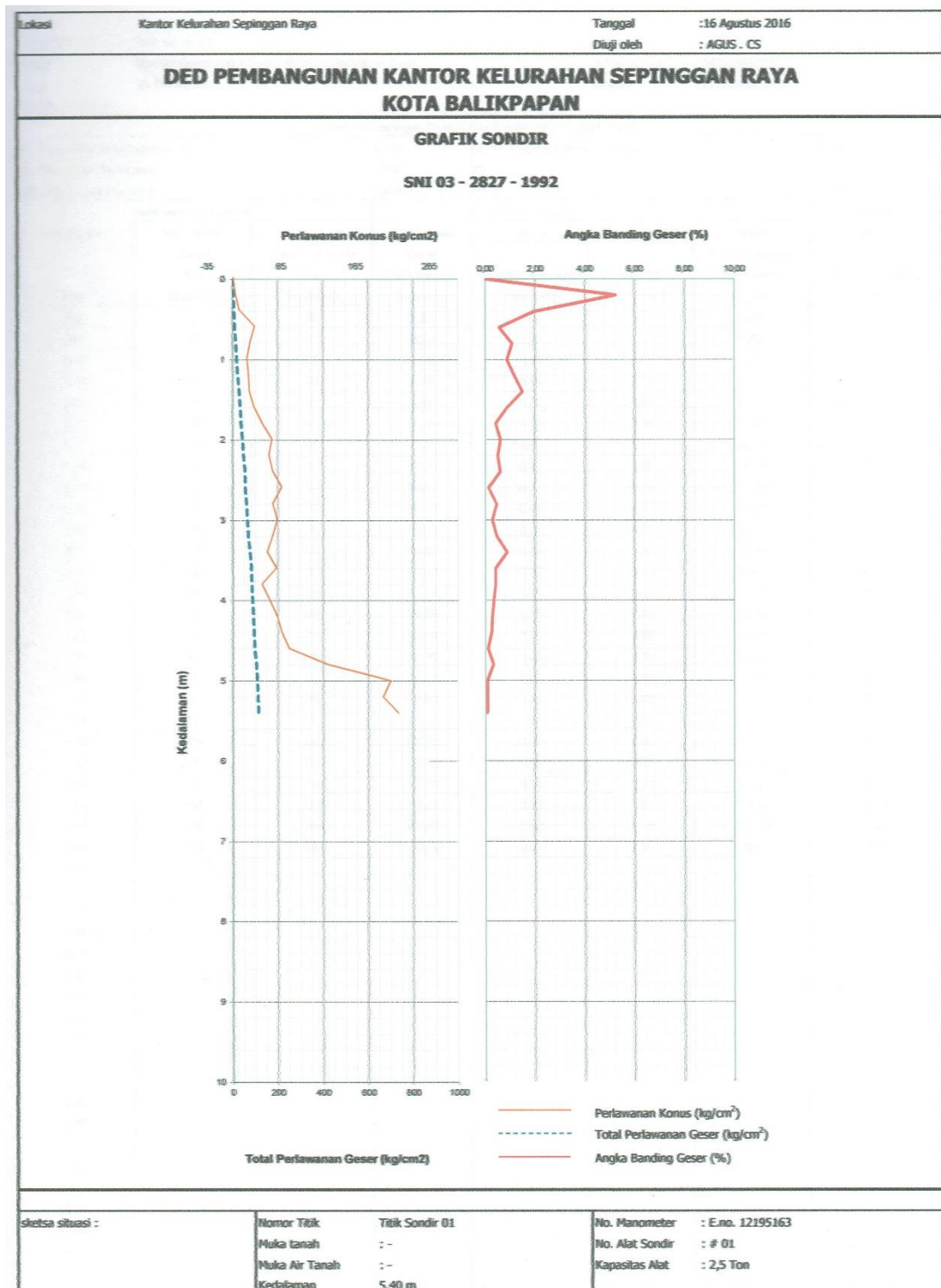
Vesic, A. S. 1977. Design of Pile Foundations. Synthesis of Highway Practice 42 Transportation Research Board.

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1. Hasil analisa data sondir titik sondir 1 (data yang yang digunakan)

HASIL ANALISA DATA SONDIR							
Nomor titik CPT : Titik Sondir 01 Proyek : Desai Pembangunan Kantor Kelurahan Sepinggan Raya Lokasi : Jln. Iswahyudi Koordinat X dan Y :				Diuji oleh : AGUS . CS Di Hitung oleh : SOEMARGONO Tanggal : 16 Agustus 2016			
Pengujian Lapangan Dengan Alat Sondir SNI 03 - 2827 - 1992							
D _s = Diameter bidang geser (cm)		: 3.54		L _s = Panjang Bidang Geser (cm)		: 11.78	
D _c = Diameter Conus (cm)		: 3.53		C0 =		: 1.02	
D _p = Diameter Piston (cm)		: 3.56		C1 =		: 0.08	
Kedalaman (m)	Pembacaan Manometer			Perlawanan Geser			Angka Banding Geser Rf = (Fs x 100)/Qc
	Perlawanan Konus Cw (Kg/cm ²)	Perlawanan Konus dan Geser Tw (Kg/cm ²)	Perlawanan Konus Qc = Cw x Co (Kg/cm ²)	Leikal		Total	
				Fs = (Tw-Cw) x C1 (Kg/cm ²)	Fs x 20 (Kg/cm)	Tf = Fs x Interval Pembacaan (Kg/m)	
0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3	5	3,06	0,16	3,20	3,20	5,23
0,40	8	10	8,16	0,16	3,20	6,40	1,96
0,60	28	30	28,56	0,16	3,20	9,60	0,56
0,80	22	25	22,44	0,24	4,80	14,40	1,07
1,00	18	20	18,36	0,16	3,20	17,60	0,87
1,20	20	23	20,40	0,24	4,80	22,40	1,18
1,40	21	25	21,42	0,32	6,40	28,80	1,49
1,60	27	30	27,54	0,24	4,80	33,60	0,87
1,80	38	40	38,76	0,16	3,20	36,80	0,41
2,00	51	55	52,02	0,32	6,40	43,20	0,62
2,20	47	50	47,94	0,24	4,80	48,00	0,50
2,40	52	56	53,04	0,32	6,40	54,40	0,60
2,60	64	65	65,28	0,08	1,60	56,00	0,12
2,80	52	55	53,04	0,24	4,80	60,80	0,45
3,00	58	60	59,16	0,16	3,20	64,00	0,27
3,20	52	55	53,04	0,24	4,80	68,80	0,45
3,40	45	50	45,90	0,40	8,00	76,80	0,87
3,60	57	60	58,14	0,24	4,80	81,60	0,41
3,80	38	40	38,76	0,16	3,20	84,80	0,41
4,00	48	50	48,96	0,16	3,20	88,00	0,33
4,20	58	60	59,16	0,16	3,20	91,20	0,27
4,40	64	66	65,28	0,16	3,20	94,40	0,25
4,60	74	75	75,48	0,08	1,60	96,00	0,11
4,80	125	130	127,50	0,40	8,00	104,00	0,31
5,00	208	210	212,16	0,16	3,20	107,20	0,08
5,20	198	200	201,96	0,16	3,20	110,40	0,08
5,40	218	220	222,36	0,16	3,20	113,60	0,07
5,60							
5,80							
6,00							
6,20							
6,40							
6,60							
6,80							
7,00							
7,20							
7,40							
7,60							
7,80							
8,00							
8,20							
8,40							
8,60							
8,80							
9,00							
9,20							
9,40							
9,60							
9,80							
10,00							
sketsa situasi :		Nomor Titik Muka tanah Muka Air Tanah Kedalaman	Titik Sondir 01 :- :- 5,40 m	No. Manometer : 12195163 No. Alat Sondir : # 01 Kapasitas Alat : 2,5 Ton			

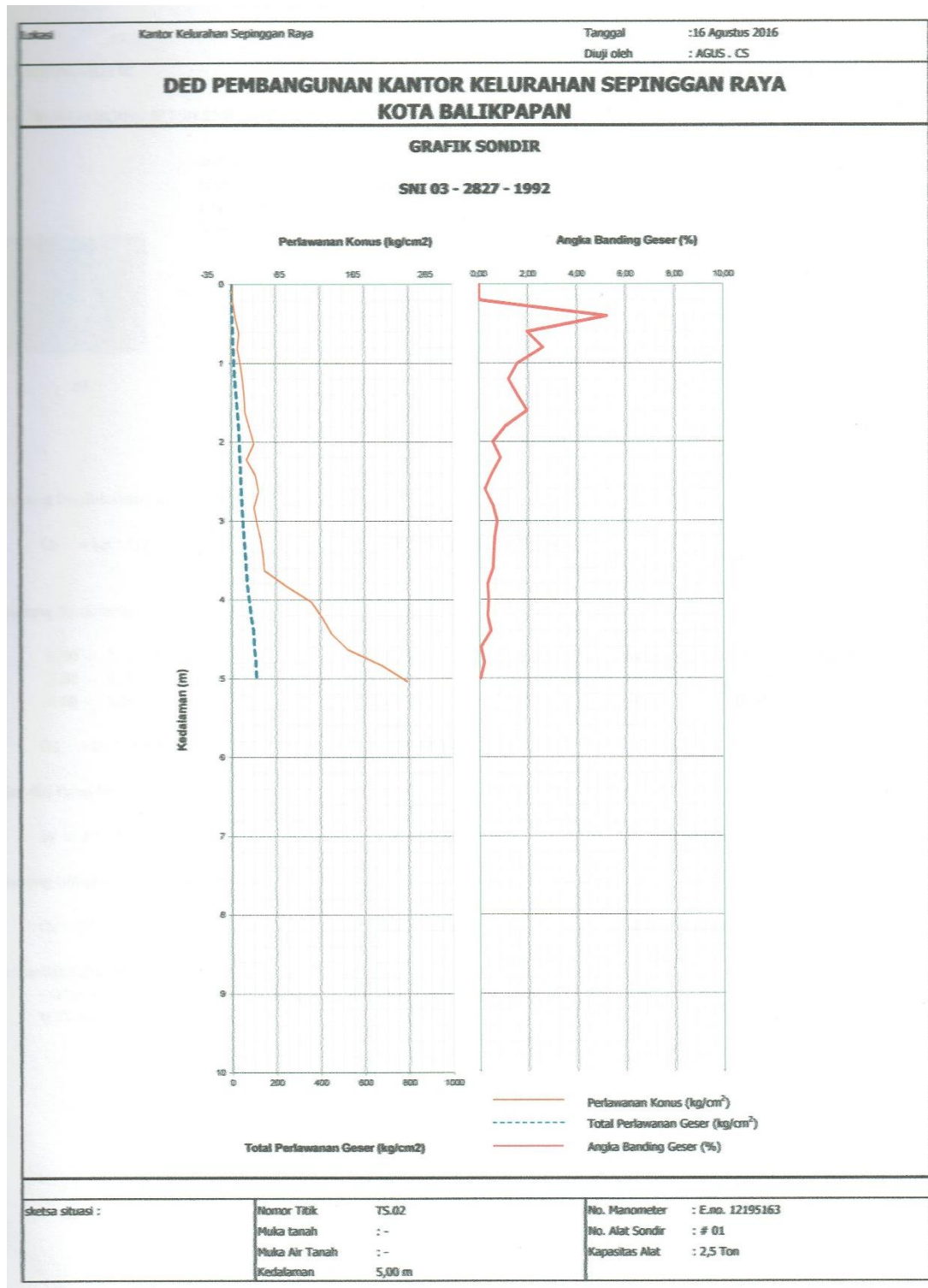
Lampiran 2. Grafik sondir pada titik sondir 1 (data yang digunakan)



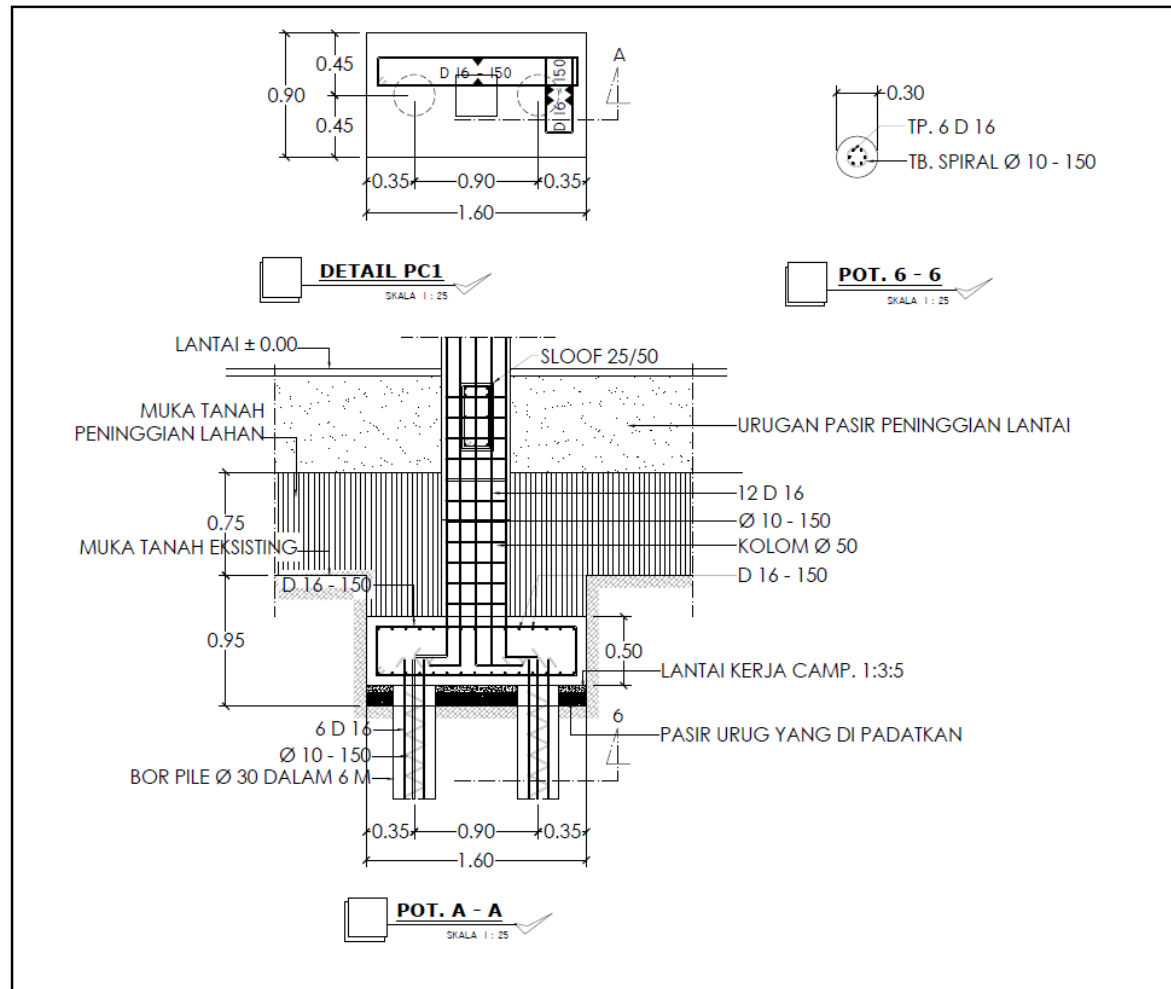
Lampiran 3. Hasil analisa data sondir titik sondir 2 (data pembanding)

HASIL ANALISA DATA SONDIR							
Nomor titik CPT : Titik Sondir 02		Diuji oleh : AGUS . CS		Di Hitung oleh : SOEMARGONO		Tanggal : 16 Agustus 2016	
Proyek : Dred Pembangunan Kantor Kelurahan Sepinggan Raya		Lokasi : Jln. Iswahyudi		Koordinat X dan Y			
Pengujian Lapangan Dengan Alat Sondir SNI 03 - 2827 - 1992							
D _s = Diameter bidang geser (cm) : 3.54		L _s = Panjang Bidang Geser (cm) : 11.78		C _B =		C _I =	
D _c = Diameter Conus (cm) : 3.53		C _Q =		C _T =			
D _{pl} = Diameter Platun (cm) : 3.56							
Kedalaman (m)	Pembacaan Manometer			Perlawanan Geser		Total TF = F _s x Interval Pembacaan (Kg/m)	Angka Banding Geser Rf = (F _s x 100)/Q _c [%]
	Perlawanan Konus C _w (Kg/cm ²)	Perlawanan Konus dan Geser T _w (Kg/cm ²)	Perlawanan Konus Q _c = C _w x C _o (Kg/cm ²)	Lokal F _s = (T _w -C _w) x C _I (Kg/cm ²)	F _s x 20 (Kg/cm)		
0,00	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	0	0	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,40	3	5	3,06	0,16	3,20	3,20	5,23
0,60	8	10	8,16	0,16	3,20	6,40	1,96
0,80	6	8	6,12	0,16	3,20	9,60	2,61
1,00	10	12	10,20	0,16	3,20	12,80	1,57
1,20	13	15	13,26	0,16	3,20	16,00	1,21
1,40	15	18	15,30	0,24	4,80	20,80	1,57
1,60	16	20	16,32	0,32	6,40	27,20	1,96
1,80	22	25	22,44	0,24	4,80	32,00	1,07
2,00	28	30	28,56	0,16	3,20	35,20	0,56
2,20	18	20	18,36	0,16	3,20	38,40	0,87
2,40	30	32	30,60	0,16	3,20	41,60	0,52
2,60	34	35	34,68	0,08	1,60	43,20	0,23
2,80	28	30	28,56	0,16	3,20	46,40	0,56
3,00	32	35	32,64	0,24	4,80	51,20	0,74
3,20	37	40	37,74	0,24	4,80	56,00	0,64
3,40	40	43	40,80	0,24	4,80	60,80	0,59
3,60	42	45	42,84	0,24	4,80	65,60	0,56
3,80	72	75	73,44	0,24	4,80	70,40	0,33
4,00	105	110	107,10	0,40	8,00	78,40	0,37
4,20	120	125	122,40	0,40	8,00	86,40	0,33
4,40	132	140	134,64	0,64	12,80	99,20	0,48
4,60	154	155	157,08	0,08	1,60	100,80	0,05
4,80	200	205	204,00	0,40	8,00	108,80	0,20
5,00	234	235	238,68	0,08	1,60	110,40	0,03
5,20							
5,40							
5,60							
5,80							
6,00							
6,20							
6,40							
6,60							
6,80							
7,00							
7,20							
7,40							
7,60							
7,80							
8,00							
8,20							
8,40							
8,60							
8,80							
9,00							
9,20							
9,40							
9,60							
9,80							
10,00							
sketsa situasi :		Nomor Titik : TS.02	Muka tanah : -		Muka Air Tanah : -		Kedalaman : 5,00 m
		No. Manometer : 12195163	No. Alat Sondir : # 01		Kapasitas Alat : 2,5 Ton		

Lampiran 4. Grafik sondir pada titik sondir 2 (data pembanding)



Lampiran 5. Detail fondasi eksisting (tiang bor)



<p>PEMERINTAHAN KOTA BALIKAPAPAN DINAS PEKERJAAN UMUM KOTA BALIKAPAPAN</p>																										
<p>I.N.D.I.C.O. Jember ST. UNIVERSITAS JEMBER JEMBER KEL. KAPASARI</p>																										
NAMA KEGIATAN																										
PEMBUATAN DED BEDANG CIPTA KARYA																										
NAMA PERBUJUAN																										
DED PEMBANGUNAN KANTOR LURAH SEPINGGAN RAYA																										
LOKASI																										
JL. MARSA R. ISWAYUDI																										
PRANGKONG JAWAB																										
<p>SAMBAUNG HARBANO</p> <p>DIREKTUR</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>NO</th> <th>JABATAN</th> <th>NAMA</th> <th>TTD</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1.</td> <td>TM LEADER</td> <td>Soni Ahmad ST</td> <td></td> </tr> <tr> <td>2.</td> <td>AKSI ARSITEK</td> <td>I. Elipriatomo</td> <td></td> </tr> <tr> <td>4.</td> <td>DEKATER</td> <td>Spri Wihito C</td> <td></td> </tr> <tr> <td>5.</td> <td>ESTIMATOR</td> <td>Dony Al. w</td> <td></td> </tr> <tr> <td>6.</td> <td>SURVEYOR</td> <td>Agus Purnomo</td> <td></td> </tr> </tbody> </table> <p>SUPERVISOR CIPTA</p>			NO	JABATAN	NAMA	TTD	1.	TM LEADER	Soni Ahmad ST		2.	AKSI ARSITEK	I. Elipriatomo		4.	DEKATER	Spri Wihito C		5.	ESTIMATOR	Dony Al. w		6.	SURVEYOR	Agus Purnomo	
NO	JABATAN	NAMA	TTD																							
1.	TM LEADER	Soni Ahmad ST																								
2.	AKSI ARSITEK	I. Elipriatomo																								
4.	DEKATER	Spri Wihito C																								
5.	ESTIMATOR	Dony Al. w																								
6.	SURVEYOR	Agus Purnomo																								
<p>KASI PERENCANAAN TRAKA & PENGAWASAN DINAS PEKERJAAN UMUM KOTA BALIKAPAPAN</p> <p>FARDIAN NP : 19780616 200803 2 002</p> <p>SUPERVISOR / DESAIGUJI CIPTA KULIAH PENINGGIAN TINGKATAN DINAS PEKERJAAN UMUM KOTA BALIKAPAPAN</p> <p>ACHMAD SAFER NP : 19720623 200003 1 005</p>																										
NAMA GAMBAR		SKALA																								
KODE	NO. LEMBAR	JUMLAH																								
DET	019	173																								

