

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI *BORED PILE* BERDASARKAN DATA SPT PADA PROYEK PEMBANGUNAN RSUD KOTA YOGYAKARTA (*ANALYSIS OF BORED PILE FOUNDATION BEARING CAPABILITIES BASED ON SPT DATA ON THE YOGYAKARTA CITY REGIONAL HOSPITAL CONSTRUCTION PROJECT*)

(Studi Kasus: Proyek Gedung Instalasi Bedah Sentral)

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



**Jihan Khairunnisa
20511349**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
2025**

TUGAS AKHIR

ANALISIS DAYA DUKUNG PONDASI *BORED PILE* BERDASARKAN DATA SPT PADA PROYEK PEMBANGUNAN RSUD KOTA YOGYAKARTA (*ANALYSIS OF BORED PILE FOUNDATION BEARING CAPABILITIES BASED ON SPT DATA ON THE YOGYAKARTA CITY REGIONAL HOSPITAL CONSTRUCTION PROJECT*)

(Studi Kasus: Proyek Gedung Instalasi Bedah Sentral)

Disusun oleh

Jihan Khairunnisa
20511349

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

Diuji pada tanggal 22 Januari 2025
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

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

Penguji I


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

Penguji II

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



Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil


Ir. Yunalia Muntagi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM.
NIK : 095110401

12/2025
12/2

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 22 Januari 2025

Yang membuat pernyataan,



Jihan Khairunnisa

(20511349)

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Daya Dukung Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data SPT pada Proyek Pembangunan RSUD Kota Yogyakarta*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi Tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T., selaku dosen pembimbing Tugas Akhir,
2. Bapak Lalu Makrup, Dr. Ir., M.T., selaku dosen penguji I Tugas Akhir,
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng., selaku dosen penguji II Tugas Akhir,
4. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng.), IPM. Selaku ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Univeritas Islam Indonesia,
5. Keluarga tersayang, bapak, ibu, dan adik tercinta yang telah memberikan doa, semangat, motivasi, dan dorongan selama ini,
6. Semua teman-teman yang sudah membantu dan memberi semangat selama menyelesaikan laporan Tugas Akhir.

Yogyakarta, 22 Januari 2025
Yang membuat pernyataan,



Jihan Khairunnisa
(20511349)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xv
<i>ABSTRACT</i>	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Umum	5
2.2 Daya Dukung dengan Metode Reese & Wright	5
2.3 Daya Dukung dengan Metode Meyerhof	6
2.4 Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu	7
BAB III LANDASAN TEORI	10
3.1 Tanah	10
3.2 Penyelidikan Tanah	10
3.3 Pembebanan	11
3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko	12

3.3.2	Klasifikasi Situs	14
3.3.3	Parameter Percepatan Terpetakan	15
3.3.4	Penentuan Periode	17
3.3.5	Kategori Desain Seismik	18
3.3.6	Sistem Pemikul Gaya Seismik	19
3.3.7	Geser Dasar Seismik	20
3.4	<i>Structural Analysis Program</i> (SAP2000)	20
3.5	Pondasi <i>Bored Pile</i>	22
3.6	Kapasitas Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i>	23
3.6.1	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	24
3.6.2	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	29
3.7	Penurunan Pondasi <i>Bored Pile</i>	34
3.8	<i>Pile Dynamic Analyzer</i> (PDA)	37
3.9	Software Plaxis 2D	38
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		40
4.1	Metode Penelitian	40
4.2	Studi Pustaka	40
4.3	Lokasi Penelitian	41
4.4	Pengumpulan Data	41
4.5	Analisis Pembebanan	41
4.6	Analisis Pondasi <i>Bored Pile</i>	42
4.7	Bagan Alir	42
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN		46
5.1	Data Gedung	46
5.1.1	Data Umum	46
5.1.2	Spesifikasi Material	46
5.1.3	Denah Konstruksi	47
5.2	Pembebanan Struktur	49
5.2.1	Beban Hidup	49
5.2.2	Beban Mati	49
5.2.3	Beban Gempa	50

5.2.4	<i>Output</i> Program SAP2000	56
5.3	Data Tanah	57
5.4	Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal	58
5.4.1	Perhitungan Metode Reese & Wright (1977)	58
5.4.2	Perhitungan Metode Meyerhof	61
5.5	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor	65
5.5.1	Metode Reese & Wright (1977)	65
5.5.2	Metode Meyerhof	81
5.6	Penurunan Pondasi Tiang bor	97
5.7	Analisis Pondasi dengan Program Plaxis 2D V21	101
5.7.1	Input Data Tanah	101
5.7.2	Output Penurunan Tiang	101
5.7.3	Output Faktor Keamanan	105
5.8	Pembahasan	106
5.8.1	Hasil Analisis Struktur Program SAP2000	107
5.8.2	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i>	107
5.8.3	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	109
5.8.4	Perbandingan Penurunan Pondasi <i>Bored Pile</i>	111
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN		114
6.1	Kesimpulan	114
6.2	Saran	115
DAFTAR PUSTAKA		116
LAMPIRAN		118

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang	8
Tabel 3.1	Kategori Risiko Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa	12
Tabel 3.2	Faktor Keutamaan Gempa	14
Tabel 3.3	Klasifikasi Situs	14
Tabel 3.4	Koefisien Situs, F_a	16
Tabel 3.5	Koefisien Situs, F_v	16
Tabel 3.6	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	18
Tabel 3.7	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	18
Tabel 3.8	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	19
Tabel 3.9	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	19
Tabel 3.10	Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	20
Tabel 3.11	Nilai Elastisitas Tanah	37
Tabel 3.12	Angka <i>Poisson Ratio</i>	37
Tabel 5.1	Beban Mati pada Lantai	50
Tabel 5.2	Beban Mati pada Atap	50
Tabel 5.3	Perhitungan N Rata-Rata	51
Tabel 5.4	Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik	55
Tabel 5.5	Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright	61
Tabel 5.6	Nilai N_{60} ' Rata-Rata	61
Tabel 5.7	Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof	65
Tabel 5.8	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	68
Tabel 5.9	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	72
Tabel 5.10	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	76
Tabel 5.11	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	80

Tabel 5.12	Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Metode Reese & Wright	81
Tabel 5.13	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	85
Tabel 5.14	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	89
Tabel 5.15	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	92
Tabel 5.16	Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor	96
Tabel 5.17	Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Metode Meyerhof	97
Tabel 5.18	Rekapitulasi Penurunan Pondasi Tiang Bor	100
Tabel 5.19	<i>Data Input Soil Properties</i>	101
Tabel 5.20	<i>Data Input Pile Properties</i> dengan <i>Embedded Beam</i>	101
Tabel 5.21	Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi Plaxis 2D	105
Tabel 5.22	Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan Program Plaxis 2D	106
Tabel 5.23	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i>	108
Tabel 5.24	Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	110
Tabel 5.25	Perbandingan Penurunan Pondasi Bored Pile	111

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)	11
Gambar 3.2	Parameter Gerak Tanah Periode Pendek, S_s	15
Gambar 3.3	Parameter Gerak Tanah Periode Panjang, S_1	15
Gambar 3.4	Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban	24
Gambar 3.5	Daya Dukung Ujung pada Tanah Non-Kohesif Reese & Wright, 1977	25
Gambar 3.6	Tahanan Geser Selimut Ultimit pada Tanah Non-Kohesif Reese & Wright, 1997	26
Gambar 3.7	Jarak antar Tiang dalam Kelompok	30
Gambar 3.8	Susunan Tiang	31
Gambar 3.9	Kelompok Tiang yang Bekerja sebagai Blok	32
Gambar 3.10	Pembebanan Pondasi dan Momen Kelompok Tiang	33
Gambar 3.11	Kondisi Tanah Perlapisan	39
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian	41
Gambar 4.2	Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program SAP2000	43
Gambar 4.3	Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	44
Gambar 4.4	Bagan Alir Program Plaxis 2D	45
Gambar 5.1	Denah Balok Elevasi +4.95	47
Gambar 5.2	Denah Pilecap	48
Gambar 5.3	Respon Spektrum	52
Gambar 5.4	Portal 3D SAP2000	56
Gambar 5.5	Tampak Atas Pemodelan SAP2000	56
Gambar 5.6	Pemodelan Beban pada Pondasi <i>Bored Pile</i>	58
Gambar 5.7	Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,2 m pada <i>Frame 653</i>	66
Gambar 5.8	Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,3 m pada <i>Frame 653</i>	70
Gambar 5.9	Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,4 m pada <i>Frame 653</i>	74

Gambar 5.10	Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,3 m pada <i>Frame 644</i>	78
Gambar 5.11	Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,2 m pada <i>Frame 653</i>	82
Gambar 5.12	Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,3 m pada <i>Frame 653</i>	86
Gambar 5.13	Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,4 m pada <i>Frame 653</i>	90
Gambar 5.14	Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,3 m pada <i>Frame 644</i>	94
Gambar 5.15	Lapisan Tanah	102
Gambar 5.16	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,2 m	102
Gambar 5.17	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,3 m	103
Gambar 5.18	Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,4 m	103
Gambar 5.19	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,2 m	104
Gambar 5.20	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,3 m	104
Gambar 5.21	Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,4 m	105
Gambar 5.22	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis	108
Gambar 5.23	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis	108
Gambar 5.24	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Teoritis dan PDA	109
Gambar 5.25	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis	110
Gambar 5.26	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis	110
Gambar 5.27	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Teoritis dan PDA	111
Gambar 5.28	Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis	112
Gambar 5.29	Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis	112
Gambar 5.30	Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Teoritis dan PDA	112

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Peta Lokasi Proyek	123
Lampiran 2	Data Tanah	124
Lampiran 3	Hasil SAP2000	126

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Q_p	: Daya dukung ujung tiang (kN)
Q_s	: Daya dukung selimut tiang (kN)
Q_u	: Daya dukung utimit tiang bor (kN)
Q_{all}	: Daya dukung ijin tiang (kN)
Q_g	: Daya dukung kelompok tiang (kN)
n	: Jumlah tiang
P_{max}	: Beban maksimum (kN)
M_x	: Momen arah x (kNm)
M_y	: Momen arah y (kNm)
q_p	: Tahanan ujung tiang (kN/m^2)
A_p	: Luas penampang ujung tiang (m^2)
σ_r	: Trgangan referensi (kN/m^2)
σ'_r	: Trgangan efektif (kN/m^2)
f_s	: Gesekan selimut (kN/m^2)
SF	: Faktor keamanan
N60	: Nilai N-SPT rata-rata ujung bawah tiang bor
ϕ	: Sudut gesek dalam tanah ($^\circ$)
γ	: Berat isi tanah (kN/m^3)
E_p	: Modulus elatisitas material tiang (kN/m^2)
E_s	: Modulus elatisitas tanah (kN/m^2)
B_g	: Lebar tiang kelompok (m)
L_g	: Panjang tiang kelompok (m)
E_g	: Efisiensi kelompok tiang
T	: Waktu getar struktur
I	: Faktor keamanan
R	: Faktor reduksi gempa

- C : Spektrum respons gempa
 s : Jarak antar tiang (m)
 m : Jumlah baris tiang kelompok
 n : Jumlah tiang per baris
 z : Kedalaman di tengah-tengah lapisan tanah (m)
 L : Panjang tiang (m)
 D : Diameter tiang (m)
 P : Keliling penampang tiang (m)
 I_{ws} : Faktor pengaruh
 μ_s : Angka poisson
 C_p : Koefisien empiris
 Q_{wp} : Beban kerja pada titik tiang (kN)
 Q_{ws} : Beban kerja sepanjang poros tiang (kN)
 ξ : Konstanta dalam kisaran 0,50 – 0,67
 $Se_{(1)}$: Penurunan elastis tiang (m)
 $Se_{(2)}$: Penurunan tiang akibat beban yang bekerja pada titik tiang (m)
 $Se_{(3)}$: Penurunan tiang akibat beban yang bekerja sepanjang poros tiang (m)
 S_g : Penurunan kelompok tiang (m)
 S_{izin} : Penurunan yang diizinkan (m)
 F'_c : Mutu beton

ABSTRAK

Pondasi bor yang direncanakan dalam pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta, direncanakan menggunakan tiang berukuran 30 cm dengan kedalaman 8 m di bawah muka tanah. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung tidak lepas dari kriteria aman dan ekonomis. Setiap pondasi yang baik harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah direncanakan, dan mampu menahan beban maksimum yang mungkin terjadi. Analisis kapasitas dukung pondasi dilakukan dengan memperhatikan data penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, data pendukung seperti mutu beton, dan kedalaman pondasi.

Metode yang digunakan dalam analisis ini, yaitu Metode Reese & Wright, Metode Meyerhof, Metode elemen hingga (Plaxis 2D), dan analisis pembebanan menggunakan program SAP2000. Pondasi tiang bor direncanakan dengan tiga pilihan diameter, yaitu 20 cm, 30 cm, dan 40 cm. Tujuan penelitian ini yaitu untuk mengetahui sejauh mana variasi dimensi mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang bor dan penurunan yang terjadi pada pondasi dengan menggunakan metode statis dan metode elemen hingga.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang metode Reese & Wright diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar 2864,920 kN, 2849,006 kN, dan 3464,489 kN. Metode Meyerhof diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm, diperoleh masing-masing sebesar 2756,622 kN, 3043,224 kN, dan 3023,342. Dari analisis penurunan pondasi kelompok tiang bor dengan diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm pada metode teoritis dari masing-masing diperoleh sebesar 0,015 m, 0,012m dan 0,013 m menggunakan metode Reese & Wright dan 0,028 m, 0,027 m, dan 0,025 m menggunakan metode Meyerhof. Sedangkan pada program Plaxis 2D diperoleh penurunan pada diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm sebesar 0,021 m, 0,017 m, dan 0,014 m pada metode Reese & Wright dan 0,022 m, 0,018 m, dan 0,017 m pada metode Meyerhof. Dari hasil akhir ini didapatkan bahwa dengan metode elemen hingga memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan metode teoritis dan PDA namun masih memenuhi persyaratan yang diizinkan.

Kata Kunci : Pondasi tiang, Kapasitas dukung, Penurunan, Plaxis 2D

ABSTRACT

The bored pile foundation planned for the construction of the Central Surgical Installation building at Yogyakarta City General Hospital is designed to use piles with a diameter of 30 cm and a dept of 8 meters below the ground surface. In building design, safety and economy criteria are always considered. A good foundation must capable of supporting loads up to the planned safety limits and withstanding the maximum loads that may occur. The bearing capacity analysis of the foundation is conducted by considering soil investigation data, the loads supported by the foundation, pile dimensions, pile spacing, supporting data such as concrete quality, and foundation depth.

The author using some analytical methods, including the Reese & Wright Method, Meyerhof Method, finite element analysis (Plaxis 2D), and load analysis using SAP2000 software. The bored pile foundation is designed with three diameter options: 20 cm, 30 cm, and 40 cm. the research aims to determine the extent to which dimensional variations affect the bearing capacity of bored pile foundations and the settlement that occurs, using both static and finite element method.

The analysis results of the group pile bearing capacity using the Reese & Wright Method for diameters of 20 cm, 30 cm, and 40 cm yielded values of 2864,920 kN, 2849,006 kN, and 3464,489 kN, respectively. Using the Meyerhof Method, the bearing capacities for diameters of 20 cm, 30 cm, and 40 cm are 2756,622 kN, 3043,224 kN, and 3023,342 kN, respectively. The settlement analysis of group foundations with diameters of 20 cm, 30 cm, and 40 cm using the theoretical method resulted in settlements of 0,015 m, 0,012m dan 0,013 m using the Reese & Wright Method, and 0,028 m, 0,027 m, dan 0,025 m using the Meyerhof Method. Meanwhile, in the Plaxis 2D program, the settlement for diameters 20 cm, 30 cm, and 40 cm was 0,021 m, 0,017 m, dan 0,014 m using the Reese & Wright Method, and 0,022 m, 0,018 m, dan 0,017 m using the Meyerhof Method. These final results indicate that finite element method produces values slightly higher than theoretical methods and PDA testing but still meets the allowable requirements.

Keywords : *Pile foundation, Bearing capacity, Settlement, Plaxis 2D*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Rumah sakit adalah lembaga pelayanan kesehatan yang menyelenggarakan pelayanan kesehatan secara paripurna yang pelayanannya disediakan oleh dokter, perawat, dan tenaga ahli kesehatan lainnya. Berdasarkan biaya operasionalnya, rumah sakit dapat dibedakan menjadi dua, yaitu rumah sakit swasta dan rumah sakit umum. Rumah sakit umum memiliki fasilitas yang cukup memadai seperti instalasi bedah sentral, rehabilitasi medik, radiologi, laboratorium, dan instalasi lainnya (RSUD Kota Yogyakarta, 2022). Salah satu rumah sakit umum yang ada di kota Yogyakarta yaitu RSUD kota Yogyakarta.

Sebagai instansi penunjang medis, RSUD kota Yogyakarta melakukan pembangunan gedung instalasi bedah sentral. Instalasi bedah sentral merupakan salah satu dari sistem pelayanan kesehatan di rumah sakit yang memerlukan tindakan bedah, baik untuk bedah terencana (elektif) maupun bedah darurat (*emergency*). Tujuan dari pembangunan proyek ini yaitu sebagai pemenuhan layanan unggulan kanker, jantung, strok, dan uronefrologi.

Pembangunan gedung memiliki dua struktur yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas suatu gedung adalah seluruh struktur gedung yang berada di atas muka tanah. Struktur atas terdiri dari kolom, pelat, balok, dinding, dan tangga. Sedangkan struktur bawah adalah seluruh bagian struktur gedung yang berada di bawah muka tanah seperti pondasi, sloof, dinding penahan tanah. Pondasi terdapat beberapa jenis, sebagai contoh ada pondasi tiang pancang, *bored pile*, dan telapak.

Di dalam pembangunan suatu proyek konstruksi, pondasi merupakan komponen penting dikarenakan pondasi berfungsi untuk menopang dan menahan semua beban struktur yang ada di atasnya dan meneruskannya ke lapisan tanah di bawahnya. Perencanaan pondasi harus dirancang dengan baik supaya dapat menahan beban sampai batas keamanan tertentu. Untuk mengetahui kekuatan

pondasi tersebut, maka diperlukannya penyelidikan tanah dan melakukan analisis terlebih dahulu.

Sebelum proyek dibangun, seorang perencana harus merancang bangunan secara cermat supaya bangunan dapat bertahan saat terjadi bencana seperti gempa bumi. Gedung instalasi bedah sentral RSUD kota Yogyakarta dibangun dengan struktur atas lima lantai termasuk lantai atap. Pondasi pada struktur bawah bangunan ini digunakan pondasi *bored pile* dengan dimensi yang sama, yaitu 0,3 m dan kedalaman 8 m.

Berdasarkan latar belakang yang sudah dijelaskan, penelitian ini bertujuan menganalisis kapasitas daya dukung *bored pile* dengan mengubah dimensi pondasi untuk mengetahui apakah dengan mengubah dimensi, pondasi masih bisa menahan beban di atasnya. Maka dari itu, judul penelitian dalam tugas akhir ini adalah “Analisis Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* Berdasarkan Data SPT Pada Proyek Pembangunan RSUD Kota Yogyakarta”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka permasalahan yang akan ditinjau dalam penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Berapakah daya dukung pondasi *bored pile* menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976) dengan dimensi eksisting?
2. Berapakah daya dukung pondasi *bored pile* menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof (1976) dengan dimensi yang berbeda?
3. Berapakah penurunan pondasi *bored pile* dengan dimensi eksisting?
4. Berapakah penurunan pondasi *bored pile* dengan dimensi yang berbeda?
5. Bagaimana perbedaan daya dukung dan penurunan pondasi *bored pile* dari hasil perhitungan dengan tes PDA dan Plaxis 2D?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Mengetahui daya dukung pondasi *bored pile* menggunakan metode *Reese & Wright* (1977) dan Meyerhof (1976) dengan dimensi eksisting?
2. Mengetahui daya dukung pondasi *bored pile* menggunakan metode *Reese & Wright* (1977) dan Meyerhof (1976) dengan dimensi yang berbeda?
3. Mengetahui penurunan pondasi *bored pile* dengan dimensi eksisting?
4. Mengetahui penurunan pondasi *bored pile* dengan dimensi yang berbeda?
5. Mengetahui perbedaan daya dukung dan penurunan pondasi *bored pile* dari hasil perhitungan dengan tes PDA dan Plaxis 2D?

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Memberikan tambahan pemahaman bagi pembaca terkait daya dukung dan penurunan pondasi *bored pile*.
2. Dapat dijadikan dasar acuan pada penelitian-penelitian selanjutnya yang berkaitan dengan pondasi *bored pile*.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun Batasan penelitian tugas akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Penelitian dilakukan di proyek pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD kota Yogyakarta.
2. Data tanah diambil dari penyelidikan tanah yang dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Atma Jaya Yogyakarta.
3. Tanah yang ada di lokasi penelitian berjenis tanah pasir.
4. Struktur bawah yang digunakan adalah pondasi tiang bor.
5. Penelitian ini hanya sebatas menganalisis daya dukung pondasi *bored pile*, penurunan pondasi *bored pile*, dan perbedaan dari hasil perhitungan dengan hasil tes PDA dan Plaxis 2D.

6. Dimensi pondasi yang dianalisis adalah 0,2 m dan 0,4 m dengan kedalaman 8 m serta pondasi eksisting berdimensi 0,3 m dengan kedalaman 8 m.
7. Perhitungan berdasarkan data *Standard Penetration Test* (SPT)
8. Perhitungan dilakukan dengan program *Ms. Excel*.
9. Analisis perhitungan menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan Meyerhof.
10. Perhitungan ketahanan gempa berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.
11. Perhitungan struktur bangunan gedung berdasarkan SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
12. Program yang digunakan untuk analisis pembebanan yaitu menggunakan program SAP 2000.
13. Program untuk analisis numerik yang digunakan yaitu program Plaxis 2D v21.
14. Angka aman (*safety factor*) yang digunakan adalah 2.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi merupakan suatu struktur yang mampu menahan berbagai macam beban baik horizontal maupun vertikal dalam keadaan stabil. Tujuan dibangunnya pondasi adalah untuk menahan beban-beban yang ditimbulkan sekaligus menjamin kestabilan bangunan. Hal yang perlu diperhatikan untuk menjaga kestabilan struktur adalah gaya luar seperti berat sendiri, beban kerja, tekanan angin, dan gempa bumi. *Bored pile* merupakan bagian struktur bangunan yang mempunyai fungsi meneruskan beban dari bangunan atas ke dasar tanah.

Dalam fungsinya sebagai penahan beban dan distribusi beban konstruksi, pondasi harus mempunyai daya dukung beban tertentu dan penurunan pondasi harus dalam batas yang diijinkan. Banyak persamaan berbeda yang dapat digunakan untuk menganalisis daya dukung dan penurunan pondasi *bored pile*. Beberapa metode yang sering digunakan yaitu metode Reese & Wright dan metode Meyerhof.

2.2 Daya Dukung dengan Metode Reese & Wright

Penelitian yang dilakukan oleh Tobing (2019) dengan judul Analisis Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan yang bertujuan untuk mengetahui daya dukung pondasi *bored pile* berdasarkan data standar penetrasi tes (SPT) dengan menggunakan dua metode yaitu metode Mayerhoof, dan Reese and Wright. Dari hasil menggunakan metode Reese and Wright, diperoleh daya dukung tiang tunggal sebesar 163,95 ton dan daya dukung gabungan kelompok tiang aman jika menggunakan 7 tiang.

Penelitian yang dilakukan oleh Syahputra (2021) dengan judul Analisis Pondasi *Bored Pile* pada Proyek Rusunami Sukaramai Medan dengan Metode Reese & Wright (1997) dan Reese & O'Neill (1998) Berdasarkan Data *Standart Penetration Test* (SPT). Tujuan dari penelitian ini yaitu untuk menganalisis

perhitungan kapasitas dukung pondasi menggunakan beberapa metode berdasarkan dari hasil data SPT di lapangan. Hasil analisis yang didapatkan penelitian paling kecil adalah dengan metode Reese & Wright, daya dukung ijin pondasi pada tiang tunggal sebesar 305,340 ton dan nilai efisiensi total daya dukung pondasi pada proyek ini adalah sebesar 38.967,491 ton. Hal ini membuktikan bahwa daya dukung pondasi dinyatakan aman karena dapat memikul beban total gedung sebesar 33.500,656 ton.

Penelitian yang dilakukan oleh Agustin & Prasetyaningtyas (2023) dengan judul Analisis Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* terhadap Risiko Kegagalan akibat Tanah lunak Gedung Rumah Sakit Pendidikan Universitas Muhammadiyah Semarang, dilakukan dengan menghitung daya dukung fondasi tiang bor menggunakan data SPT (*Standart Penetration Test*) dan menggunakan metode Reese and Wright. Hasil analisa dan perhitungan daya dukung tiang dengan kedalaman 18 m dan diameter 80 cm, didapatkan daya dukung tiang tunggal sebesar 355,230 ton dengan kebutuhan jumlah tiang sebanyak 6 tiang.

2.3 Daya Dukung dengan Metode Meyerhof

Penelitian yang dilakukan oleh Tobing (2019) dengan judul Analisis Daya Dukung Pondasi *Bored Pile* pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan yang bertujuan untuk mengetahui daya dukung pondasi *bored pile* berdasarkan data standar penetrasi tes (SPT) dengan menggunakan dua metode yaitu metode Mayerhoof, dan Reese and Wright. Dari hasil menggunakan metode Mayerhoof (1956), diperoleh daya dukung tiang tunggal sebesar 194,747 ton dan daya dukung gabungan kelompok tiang aman jika menggunakan 6 tiang.

Penelitian yang dilakukan oleh Prayogo dkk. (2021) dengan judul *Comparison Between The Results of The Pile Bearing Capacity Analysis Based on Empirical Method and Finite Eement Method using The Result of Dynamic Analysis on The Field* bertujuan untuk membandingkan hasil daya dukung pondasi menggunakan beberapa metode. Metode yang digunakan dalam penelitian ini yaitu menggunakan metode Schmertmann, Meyerhof, L. Decourt, dan metode elemen hingga (FEM). Dari hasil penelitian ini didapatkan perbandingan metode empiris

dan FEM terhadap hasil PDA menunjukkan bahwa tidak semua metode reliabel dengan hasil PDA. Metode empiris yang representatif untuk menganalisis daya dukung pondasi terhadap hasil PDA adalah metode Meyerhof dengan rata-rata rasio Q_p dan Q_s adalah 0,91 dan 0,71. Rasio metode Meyerhof merupakan rasio yang paling mendekati 1 dibandingkan metode L. Decourte dan Schmertmann.

Penelitian yang dilakukan oleh Mutiarasella (2022) dengan judul Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (*Bore Pile*) pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana dengan tujuan untuk mengetahui daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor yang akan dibandingkan pada pondasi eksisting (telapak). Metode yang digunakan yaitu metode Meyerhoff, metode Numerik (SAP 2000), metode Poulos dan Davis (1980), dan metode Vesic (1969). Hasil dari penelitian ini yaitu pondasi eksisting (telapak) dan pondasi alternatif (pondasi tiang bor) secara keseluruhan telah memenuhi syarat penurunan ada pondasi menurut SNI 8460-2017.

Penelitian yang dilakukan oleh Jamil & Siregar (2023) dengan judul Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor (*Bored Pile*) berdasarkan Data Penetrasi Standar (SPT) dan Data Sondir (CPT), bertujuan untuk mengetahui daya dukung fondasi tiang bor berdasarkan data SPT dan sondir/CPT menggunakan variasi diameter dan kedalaman. Hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal di titik BH-1 dan BH-2 dengan membandingkan daya dukung terhadap diameter 0,5 diperoleh nilai daya dukung optimum ada pada kedalaman 10 m dengan diameter 0,8 m.

2.4 Perbandingan dengan Penelitian Terdahulu

Perbandingan antara penelitian yang akan dilakukan dalam tugas akhir ini dengan penelitian-penelitian yang telah disebutkan di atas dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Aspek	Penelitian Terdahulu						Penelitian Yang Dilakukan
Peneliti	Tobing	Syahputra	Prayogo dkk.	Mutiarasella	Agustin & Prasetyaningtyas	Jamil & Siregar	Khairunnisa
Tahun	2019	2021	2021	2022	2023	2023	2025
Judul	Analisis Daya Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i> pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan	Analisis Pondasi <i>Bored Pile</i> pada Proyek Rusunami Sukaramai Medan dengan Metode Reese & Wright (1997) dan Reese & O'Neill (1998) Berdasarkan Data <i>Standart Penetration Test</i> (SPT)	<i>Comparison Between The Results of The Pile Bearing Capacity Analysis Based on Empirical Method and Finite Eement Method using The Result of Dynamic Analysis on The Field</i>	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor (<i>Bore Pile</i>) pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana	Analisis Daya Dukung Pondasi terhadap Risiko Kegagalan akibat Tanah lunak Gedung Rumah Sakit Pendidikan Universitas Muhammadiyah Semarang	Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile</i>) berdasarkan Data Penetrasi Standar (SPT) dan Data Sondir (CPT)	Analisis Daya Dukung Pondasi <i>Bored Pile</i> berdasarkan Data SPT pada Proyek Pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD kota Yogyakarta
Metode	Mayerroof, dan Reese & Wright	Reese & Wright (1997) dan Reese & O'Neill (1998)	Schmertmann, Meyerhof, L. Decourt, dan metode elemen hingga (FEM)	Meyerhof, Metode Numerik (SAP 2000), Poulos Davis (1980), Vesic	Reese & Wright	Meyerhof	Reese & Wright (1977), Meyerhof (1976)
Lokasi	Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan	Rumah Susun Sukaramai Medan	Surabaya Barat dan Surabaya Utara	Pembangunan Masjid Hajjah Yuliana Kampus Madrasah Muhammadiyah Muallimin Yogyakarta	Pembangunan proyek rumah sakit pendidikan UNIMUS, Semarang	Proyek Pembangunan <i>New Head Office</i> PT. Daya Adicipta Mustika, Bandung	Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD kota Yogyakarta, Jl. Wirosaban No. 1

Lanjutan Tabel 2.1 Perbedaan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Tujuan	Mengetahui daya dukung pondasi <i>bored pile</i> berdasarkan data standar penetrasi tes (SPT) dengan menggunakan dua metode yaitu metode Mayerhoof, dan <i>Reese and Wright</i> .	Menganalisis perhitungan daya dukung pondasi dengan beberapa metode berdasarkan dari hasil data SPT di lapangan.	Membandingkan hasil daya dukung pondasi menggunakan beberapa metode.	Mengetahui daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor yang akan dibandingkan ada pondasi eksisting (telapak).	Menghitung daya dukung fondasi tiang bor menggunakan data SPT (<i>Standart Penetration Test</i>) dan menggunakan metode <i>Reese and Wright</i> .	Mengetahui kapasitas daya dukung fondasi tiang bor berdasarkan data SPT dan sondir/CPT dengan menggunakan variasi diameter dan kedalaman.	Mengetahui daya dukung dan penurunan pondasi <i>bored pile</i> serta dibandingkan dengan hasil PDA
Hasil	Hasil menggunakan metode Mayerhoof (1956) dan <i>Reese & Wright</i> , diperoleh daya dukung tiang tunggal sebesar 194,747 ton dan 163,95 ton serta daya dukung gabungan kelompok tiang aman jika menggunakan 6 dan 7 tiang.	Hasil perhitungan yang didapatkan penelitian paling minimum adalah dengan metode <i>Reese & Wright</i> , daya dukung ijin pondasi pada tiang tunggal sebesar 305,340 ton dan nilai efisiensi total daya dukung pondasi pada proyek ini adalah sebesar 38.967,491 ton.	Metode empiris yang representatif untuk menganalisis daya dukung pondasi terhadap hasil PDA adalah metode Meyerhof dengan rata-rata rasio Q_p dan Q_s adalah 0,91 dan 0,71.	Pondasi eksisting (telapak) dan pondasi alternatif (pondasi tiang bor) secara keseluruhan telah memenuhi syarat penurunan ada pondasi menurut SNI 8460-2017.	Daya dukung tiang dengan kedalaman 18 m dan diameter 80 cm, didapatkan sebesar 355,230 ton dengan kebutuhan jumlah tiang sebanyak 6 tiang.	Hasil perhitungan daya dukung fondasi tiang bor tunggal di titik BH-1 dan BH-2 dengan membandingkan daya dukung terhadap diameter 0,5 diperoleh nilai daya dukung optimum ada pada kedalaman 10 m dengan diameter 0,8 m.	Hasil menggunakan metode <i>Reese & Wright</i> dan metode Meyerhof didapatkan nilai yang lebih kecil dibandingkan metode elemen hingga (Plaxis 2D).

Sumber: Tobing (2019), Syahputra (2021), Prayogo dkk. (2021), Mutiarasella (2022), Agustin & Prasetyaningtyas (2023), Jamil & Siregar (2023)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Dari perspektif konstruksi, tanah merupakan kumpulan material batuan, material organik, dan sedimen yang relatif terpisah (*loose*) yang terletak di atas batu dasar (*bedrock*). Ikatan yang relatif lemah antar partikel dapat disebabkan oleh karbonat, bahan organik atau oksida yang mengendap di antara partikel. Ruang antar partikel dapat mengandung air, udara, atau zat lain (Hardiyatmo, 2002).

Menurut bowles (1984), tanah merupakan campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau semua jenis berikut:

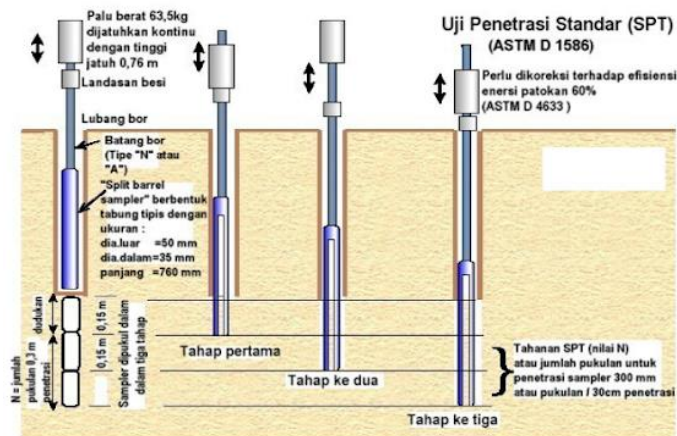
1. Berangkal (*boulders*) adalah bongkahan batu berukuran besar, biasanya berukuran lebih dari 250 hingga 300 mm dan berukuran 150 hingga 250 mm, bongkahan batu ini disebut kerakal (*cobbles/pebbles*).
2. Kerikil (*gravel*) adalah partikel batuan dengan ukuran mulai dari 5 mm hingga 150 mm.
3. Pasir (*sand*) adalah partikel batuan dengan ukuran mulai dari 0,074 mm sampai 5 mm, kasar dari 3 mm sampai 5 mm, hingga bahan halus berukuran < 1 mm.
4. Lanau (*silt*) adalah partikel batuan dengan ukuran mulai dari 0,002 mm hingga 0,0074.
5. Lempung (*clay*) adalah partikel mineral yang berukuran lebih kecil dari 0,002 mm yang merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah yang kohesif.
6. Koloid (*colloid*) adalah partikel mineral stabil yang berukuran kurang dari 0,001 mm.

3.2 Penyelidikan Tanah

Tujuan utama dari penyelidikan lapangan adalah mendapatkan data untuk keperluan desain proyek dan konstruksi. Penyelidikan tanah dilakukan untuk

memberikan gambaran kondisi pelapisan dan parameter tanah. Oleh karena itu, menentukan jenis dan titik-titik pengujian sangatlah penting. Penyelidikan tanah yang umum dilakukan adalah berupa sondir mekanik dan pemboran teknik untuk pengambilan coring, *Undisturb Sample* (UDS) dan pelaksanaan *Standard Penetration Test* (SPT). Ketinggian muka air tanah diamati pada setiap lubang bor teknik untuk mengetahui kedalaman muka air tanah.

Data penyelidikan tanah yang digunakan pada penelitian ini yaitu dari data *Standard Penetration Test* (SPT). SPT merupakan metode pengujian lapangan dengan cara memasukkan (memancangkan) sebuah *Split Spoon Sampler* (tabung pengambilan contoh tanah yang dapat dibuka secara vertikal) dengan diameter 50 mm dan panjang 50 mm. *Split spoon sampler* dimasukkan (dipancangkan) ke dalam tanah pada bagian dasar dari sebuah lubang bor. Setiap lubang bor teknik, pengujian SPT dilakukan dengan interval pengujian 2 m. Skema urutan uji penetrasi standar dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar (SPT)

(Sumber: SNI 4153-2008)

3.3 Pembebanan

Pada penelitian ini untuk mendapatkan hasil pembebanan, digunakan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung sebagai acuan dalam perhitungan. Beberapa tahap perhitungan yang perlu dilakukan menurut SNI 1726-2019 yaitu terdiri dari:

3.3.1 Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko

Berdasarkan SNI 1726-2019, kategori risiko struktur bangunan diperlukan untuk menentukan faktor keutamaan gempa. Pengaruh gempa rencananya harus dikalikan dengan suatu faktor keutamaan gempa menurut Tabel 3.2. Pengelompokan kategori risiko bangunan untuk beban gempa dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Kategori Risiko Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

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, perternakan, 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
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar	III

Lanjutan Tabel 3.1 Kategori Risiko Gedung dan Non Gedung untuk Beban Gempa

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 4.1)

Tabel 3.2 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori risiko	Faktor keutamaan gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 4.1)

3.3.2 Klasifikasi Situs

Klasifikasi situs digunakan untuk menentukan jenis tanah daerah perencanaan. Klasifikasi situs berdasarkan SNI 1726-2019 dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Klasifikasi Situs

Kelas situs	\bar{v}_s (m/detik)	\bar{N} atau \bar{N}_{ch}	\bar{S}_u (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	> 50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	< 15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut: 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 6.10.1)	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 berplastis 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		

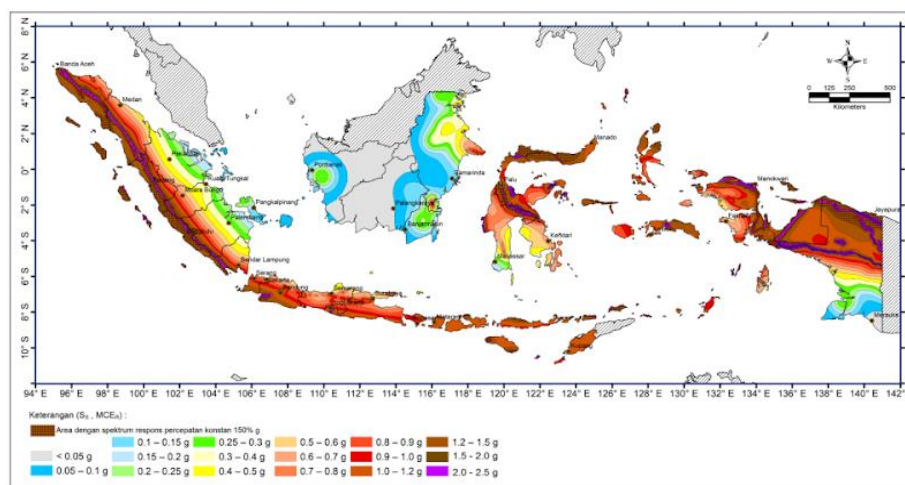
CATATAN: N/A = tidak dapat dipakai

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 5.3)

3.3.3 Parameter Percepatan Terpetakan

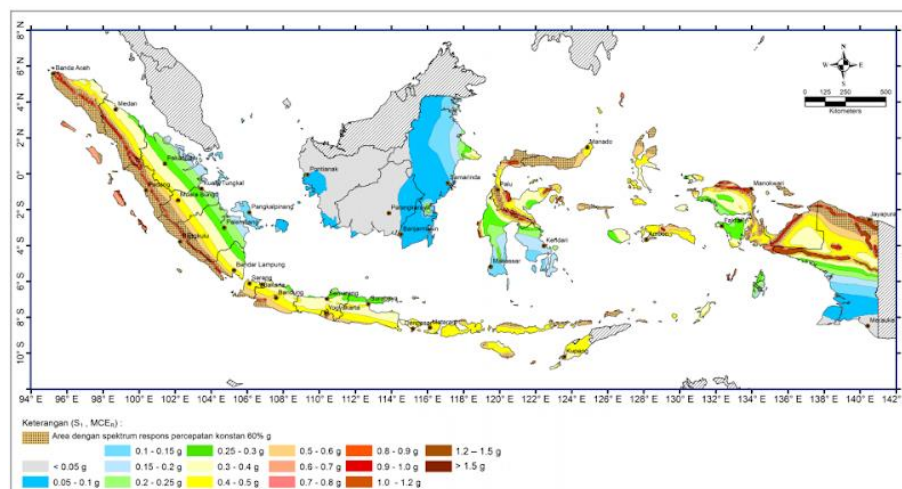
1. Percepatan spektra Ss dan S1

Parameter Ss (percepatan batuan pada periode pendek) dan S1 (percepatan batuan dasar pada periode 1 detik) ditetapkan keduanya dari respons spektral percepatan 0,2 detik dan 1 detik dalam gerak tanah seismik pada pasal 0 dengan kemungkinan 2% terlampaui dalam 50 tahun, dan dinyatakan dalam bilangan desimal terhadap percepatan gravitasi. Gambar parameter gerak tanah dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan Gambar 3.3 berikut.



Gambar 3.2 Parameter Gerak Tanah Periode Pendek, Ss

(Sumber: SNI 1726-2019, Gambar 15)



Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah Periode Panjang, S1

(Sumber: SNI 1726-2019, Gambar 16)

2. Koefisien amplifikasi Fa dan Fv

Nilai Fa merupakan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek. Nilai Fa ditentukan dengan menyesuaikan nilai S_s dan kelas situs pada bangunan yang didirikan. Sedangkan untuk nilai Fv merupakan nilai amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek. Nilai Fv ditentukan dengan menyesuaikan nilai S₁ dan kelas situs pada bangunan yang didirikan. Koefisien situs Fa dan Fv dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3.4 Koefisien Situs, Fa

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S _s					
	S _s ≤ 0,25	S _s = 0,5	S _s = 0,75	S _s = 1,0	S _s = 1,25	S _s ≥ 1,5
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS ^(a)					

CATATAN:

- (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 6.2)

Tabel 3.5 Koefisien Situs, Fv

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE _R) terpetakan pada periode 1 detik, S ₁					
	S ₁ ≤ 0,1	S ₁ = 0,2	S ₁ = 0,3	S ₁ = 0,4	S ₁ = 0,5	S ₁ ≥ 0,6
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS ^(a)					

CATATAN:

- (a) SS = Situs yang memerlukan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons situs-spesifik, lihat 0

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 6.2)

3. Parameter spektra percepatan SMs dan SM1

Untuk menentukan respons spektral percepatan gempa MCE_R di permukaan tanah, memerlukan suatu faktor amplifikasi seismik pada periode 0,2 detik dan periode 1 detik. Faktor amplifikasi tersebut terdiri dari faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada getaran periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi terkait percepatan yang mewakili getaran periode 1 detik (F_v). Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (SMs) dan periode 1 detik (SM1) yang disesuaikan dengan pengaruh klasifikasi situs harus ditentukan dengan perumusan berikut ini.

$$SMs = F_a \times S_s \quad (3.1)$$

$$SM1 = F_v \times S1 \quad (3.2)$$

$$SDs = \frac{2}{3} \times SMs \quad (3.3)$$

$$SD1 = \frac{2}{3} \times SM1 \quad (3.4)$$

dengan:

F_a = Koefisien situs F_a

F_v = Koefisien situs F_v

S_s = Parameter percepatan respons gempa pada periode pendek

$S1$ = Parameter percepatan respons gempa pada periode panjang

SMs = Pengaruh situs pada periode pendek

SM1 = Pengaruh situs pada periode panjang

SDs = Parameter percepatan respons pada periode pendek

SD1 = Parameter percepatan respons pada periode panjang

3.3.4 Penentuan Periode

Periode fundamental struktur (T) dalam arah yang ditinjau harus diperoleh menggunakan sifat struktur dan karakteristik deformasi elemen pemikul dalam analisis yang teruji. Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik, harus ditentukan dari persamaan 3.5.

Tabel 3.6 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{DI}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 7.8)

Tabel 3.7 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

(Sumber: SNI 1726-2019, Pasal 7.8)

$$T_a = C_t h_n^x \quad (3.5)$$

dengan:

 T_a = Periode natural (dt) C_t = Koefisien tipe struktur h_n = Ketinggian struktur (m) x = Koefisien parameter periode struktur

3.3.5 Kategori Desain Seismik

Struktur dan bangunan harus ditetapkan kedalam kategori desain seismik yang lebih parah, dengan mengacu pada SNI 1726-2019 Tabel 8 dan Tabel 9, terlepas dari nilai periode fundamental getaran struktur, T . Tabel kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 berikut.

**Tabel 3.8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons
Percepatan pada Periode Pendek**

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

(Sumber: SNI 1726-2019, Tabel 8)

**Tabel 3.9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons
Percepatan pada Periode 1 Detik**

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

(Sumber: SNI 1726-2019, Tabel 9)

3.3.6 Sistem Pemikul Gaya Seismik

Rangka pemikul momen adalah sistem rangka dimana komponen-komponen struktur dan joint-jointnya menahan semua gaya yang bekerja melalui aksi lentur geser dan aksial. Penguat gaya gempa lateral dan vertikal harus dipilih berdasarkan KDS serta ketinggian struktur, kemudian direncanakan dan didetailkan berdasarkan persyaratan yang berlaku setiap sistem penahan gempa yang dipilih. Sistem pemikul gaya seismik yang berbeda diizinkan untuk digunakan menahan gaya seismik di masing-masing arah kedua sumbu orthogonal struktur. Bila sistem yang berbeda digunakan, masing-masing nilai R , C_d , dan Ω_0 harus diterapkan pada setiap sistem, termasuk batasan sistem struktur yang termuat dalam Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.10 Faktor R , C_d , dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

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
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	$5\frac{1}{2}$	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	$4\frac{1}{2}$	3	4	TB	TB	10^k	TI^k	TI^k
4. Rangka baja pemikul momen biasa	$3\frac{1}{2}$	3	3	TB	TB	TI^l	TI^l	TI^l

(Sumber: SNI 1726-2019, Tabel 12)

3.3.7 Geser Dasar Seismik

Berdasarkan SNI 1726-2019, gaya geser dasar seismik (V) dalam arah yang ditetapkan harus ditentukan sesuai dengan persamaan berikut.

$$V = C_s W \quad (3.6)$$

dengan:

C_s = Koefisien respons seismik

W = Berat seismik efektif

3.4 *Structural Analysis Program (SAP2000)*

SAP merupakan program komputer yang digunakan untuk melakukan pemodelan, analisis, dan desain. Prinsip penggunaannya yaitu pemodelan struktur, eksekusi analisis, dan pemeriksaan desain yang dilakukan bersamaan pada satu tampilan. Tampilan tersebut berupa model secara *realtime* dimana hal tersebut dapat memudahkan pengguna melakukan pemodelan dalam waktu yang singkat dengan hasil yang tepat.

Hasil akhir yang dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan, baik berupa model struktur, grafik, maupun tabel. Semua itu dapat disesuaikan dengan kebutuhan penyusunan laporan analisis dan desain. SAP2000 memiliki beberapa kemampuan diantaranya yaitu:

1. Analisis yang cepat serta akurat
2. Model pembebanan lebih lengkap baik berupa beban statis maupun beban dinamis
3. Pemodelan elemen shell yang lebih akurat
4. Analisis dinamis dengan ritz dan nilai eigen
5. Sistem koordinat ganda untuk bentuk geometri struktur yang kompleks

Langkah-langkah yang dilakukan pada saat penggunaan SAP2000 adalah sebagai berikut:

1. Mengidentifikasi *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint* dengan menyesuaikan gambar teknik yang digunakan
2. Mendefinisikan karakteristik material dan *frame section*
3. Menentukan penampang balok, kolom, dan pelat kemudian dikodefikasi sesuai dengan gambar teknik
4. Mendefinisikan beban (*load*), meliputi beban mati (W_D), beban hidup (W_L), dan kombinasi (*combo*) dengan koefisien berikut
 - a. 1,4 D
 - b. 1,2 D + 1,6 L
 - c. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
 - d. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
 - e. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
 - f. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
 - g. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
 - h. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$
 - i. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
 - j. $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$
 - k. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
 - l. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
 - m. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{sx} + 0,39 R_{sy}$
 - n. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{sx} - 0,39 R_{sy}$
 - o. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$
 - p. $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$

$$q. (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,39 R_{sx} + 1,3 R_{sy}$$

$$r. (0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,39 R_{sx} - 1,3 R_{sy}$$

dengan:

S_{DS} = Parameter percepatan spektrum respons desain pada periode pendek

D = Beban mati

L = Beban hidup

R_{sx} = Beban gempa dinamik arah x

R_{sy} = Beban gempa dinamik arah y

5. Analisis struktur dengan *run analysis*

Hasil akhir dari analisis akan didapatkan gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban, yaitu gaya normal (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada tiap kolom dasar dimana kombinasi beban tersebut akan dipakai sebagai rencana pada analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor.

3.5 Pondasi *Bored Pile*

Pondasi *bored pile* merupakan pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah lebih dahulu (Hardiyatmo, 2010). Pemasangan pondasi *bored pile* ke dalam tanah lebih dahulu dilakukan dengan cara mengebor tanah, kemudian diisi tulangan yang telah dirangkai dan dituangkan beton. Apabila dalam tanah terdapat air maka diperlukan pipa besi atau yang biasa disebut dengan *temporary casing* untuk menahan dinding lubang agar tidak terjadi kelongsoran. Pipa ini akan dikeluarkan dan dilepas satu persatu waktu pengecoran beton.

Pondasi *bored pile* sangat cocok digunakan di tempat yang padat oleh bangunan karena tidak terlalu bising dan getarannya tidak menimbulkan dampak negatif terhadap bangunan di sekitarnya. Secara umum kelebihan dan kekurangan penggunaan pondasi *bored pile* pada suatu proyek konstruksi adalah sebagai berikut:

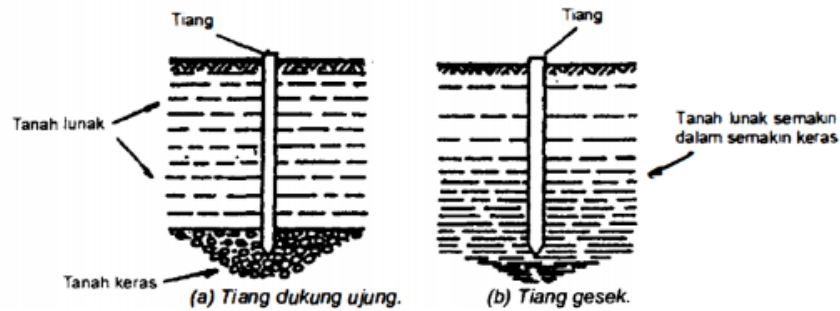
1. Keuntungan
 - a. Kedalaman tiang dapat bervariasi
 - b. Kolom dapat langsung diletakkan di puncak *bored pile*
 - c. Tanah dapat diuji dan dibandingkan dengan data laboratorium

- d. Mudah dipasang dengan diameter besar
 - e. Resiko kenaikan muka tanah kecil
 - f. Tidak banyak menimbulkan gangguan suara ataupun getaran yang membahayakan bangunan sekitarnya
 - g. Tiang dapat menembus lapisan batuan
2. Kelebihan
- a. Kemungkinan terjadi *necking* pada saat instalasi
 - b. Tidak mudah diperpanjang di atas muka tanah
 - c. Mutu beton akan berpengaruh pada kapasitas dukung *bored pile* jika tidak terjamin keseragamannya
 - d. Metode pengeboran ada kemungkinan memperlemah tanah di sekitarnya

3.6 Kapasitas Dukung Pondasi *Bored Pile*

Kapasitas daya dukung adalah kemampuan suatu struktur untuk menahan beban yang diterima dari struktur itu sendiri dan juga struktur yang berada di atasnya. Kapasitas tiang (*pile capacity*) adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Menurut cara mendukung bebannya, tiang dapat dibagi menjadi dua macam (Hardiyatmo, 2015), yaitu:

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)
Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Umumnya tahanan ujung tiang terletak pada daerah tanah lunak atau lapisan keras lainnya yang dapat menahan beban yang tidak menyebabkan penurunan berlebihan. Kapasitas tiang ditentukan sepenuhnya oleh tahanan dukung lapisan keras di bawah ujung tiang.
2. Tiang gesek (*friction pile*)
Tiang gesek adalah tiang yang daya dukung bebannya ditentukan terutama oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya. Saat menghitung daya dukung tiang, ketahanan gesekan dan pengaruh konsolidasi lapisan tanah di bawahnya harus diperhitungkan. Gambar tiang yang ditinjau dari cara mendukung bebannya dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Tiang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

Daya dukung pondasi tiang bor dapat dirumuskan dalam persamaan 3.7 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W \quad (3.7)$$

dengan:

- Q_{ult} = daya dukung ultimit tiang (ton)
- Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)
- Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)
- W = berat tiang (kN)

3.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

1. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977)

Persamaan untuk perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal seperti daya dukung ujung dan daya dukung selimut menggunakan metode Reese & Wright (1977) dapat dilihat sebagai berikut.

a. Daya dukung ujung

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.8)$$

dengan:

- Q_p = daya dukung ujung (ton)

A_p = luas penampang *bored pile* (m^2)

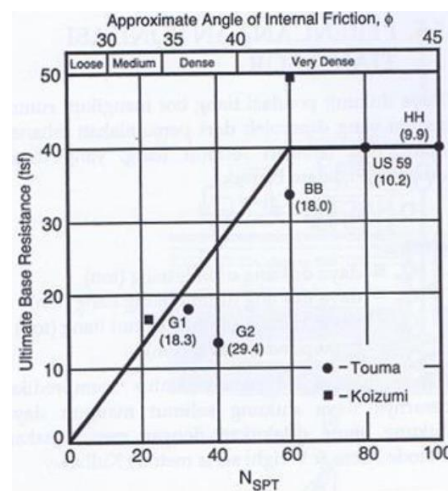
q_p = tahanan ujung per satuan luas (ton/m^2)

Untuk tanah kohesif:

$$q_p = 9 c_u \quad (3.9)$$

Untuk tanah non kohesif:

Reese & Wright (1977) mengusulkan korelasi antara q_p dan N_{SPT} seperti terlihat pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Daya Dukung Ujung pada Tanah Non-Kohesif Reese & Wright, 1977

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

b. Daya dukung selimut

$$Q_s = f \times L \times p \quad (3.10)$$

dengan:

Q_s = daya dukung selimut tiang (ton)

f = gesekan selimut tiang persatuan luas (ton/m^2)

L = panjang tiang bor (m)

P = keliling penampang tiang (m)

Gesekan selimut tiang persatuan luas dipengaruhi oleh jenis tanah dan parameter kuat geser tanah. Gesekan selimut tiang pada tanah kohesif dapat ditentukan dengan Persamaan 3.11 berikut.

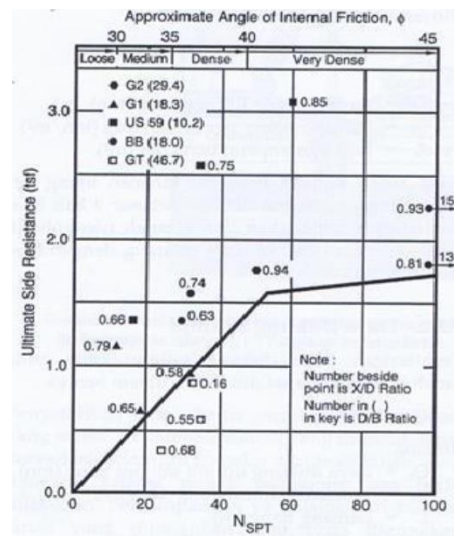
$$f = \alpha \times c_u \quad (3.11)$$

dengan:

α = faktor adhesi, 0,55

c_u = kohesi tanah pada kondisi *undrained*

Besarnya nilai f pada tanah non kohesif dapat diperoleh dari korelasi langsung dengan N_{SPT} pada grafik yang ditunjukkan pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Tahanan Geser Selimut Ultimit pada Tanah Non-Kohesif Reese & Wright, 1997

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

c. Daya dukung ultimit

Daya dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.12)$$

dengan:

Q_u = daya dukung ultimit (ton)

Q_p = daya dukung ujung ultimit (ton)

Q_s = daya dukung selimut tiang (ton)

d. Kapasitas dukung ijin tiang

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.13)$$

Dengan:

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang (ton)

Q_u = daya dukung ultimit (ton)

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang

Menurut Hardiyatmo (2008), dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2$ m digunakan faktor aman (SF) sebesar 2,5, sedangkan tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya digunakan faktor aman (SF) sebesar 2.

2. Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof

Persamaan untuk perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal seperti daya dukung ujung dan daya dukung selimut menggunakan metode Meyerhof dapat dilihat sebagai berikut.

a. Daya dukung ujung

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.14)$$

$$f_p = 0,4 \times N_{60}' \times (L/D) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60}' \times \sigma_r \quad (3.15)$$

dengan:

Q_p = daya dukung ujung (kN)

A_p = luas penampang *bored pile* (m^2)

N_{60}' = N_{SPT} yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tekanan overburden

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

b. Daya dukung selimut

$$Q_s = \sum A_s \times f_s \quad (3.16)$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \quad (3.17)$$

dengan:

Q_s = daya dukung selimut (kN)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

N_{60} = nilai N_{SPT} per lapisan tanah

σ_r = tegangan referensi = 100 kPa

c. Daya dukung ultimit

Daya dukung ultimit dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

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

dengan:

Q_u = daya dukung ultimit (ton)

Q_p = daya dukung ujung ultimit (ton)

Q_s = daya dukung selimut tiang (ton)

d. Kapasitas dukung ijin tiang

Kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.20 berikut.

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

Dengan:

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang (ton)

Q_u = daya dukung ultimit (ton)

SF = angka aman untuk tahanan ujung tiang

Menurut Hardiyatmo (2008), dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2$ m digunakan faktor aman (SF) sebesar 2,5, sedangkan tiang tanpa pembesaran dibagian bawahnya digunakan faktor aman (SF) sebesar 2.

3.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok dipengaruhi oleh beberapa faktor, diantaranya yaitu jumlah tiang, susunan dan jarak tiang. Semakin banyak jumlah tiang, maka kapasitas dukung tiang kelompok akan semakin besar. Sementara itu, jarak antar tiang yang semakin besar akan meningkatkan kapasitas dukung dan efisiensi.

1. Jumlah tiang kelompok (n)

Untuk menentukan jumlah tiang dapat dirumuskan dalam Persamaan 3.21 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.21)$$

dengan:

P = beban yang bekerja (ton)

Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang tunggal (ton)

2. Jarak tiang (s)

Berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L untuk menghitung jarak tiang dapat digunakan rumus seperti dalam Persamaan 3.22 dan 3.23 berikut.

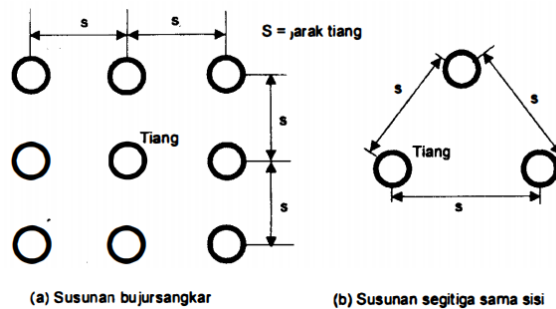
$$S \geq 2,5D \quad (3.22)$$

$$S \geq 3D \quad (3.23)$$

dengan:

S = jarak pusat tiang ke pusat tiang lainnya (m)

D = diameter (m)

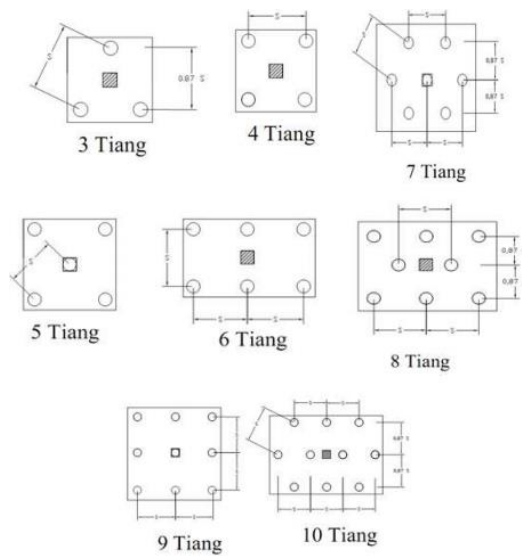


Gambar 3.7 Jarak antar Tiang dalam Kelompok

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

3. Membuat susunan tiang rencana

Dari hasil jumlah tiang, tentukan susunan rencana tiang kelompok. Berikut susunan tiang yang umum digunakan dapat dilihat pada Gambar 3.8.



Gambar 3.8 Susunan Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

4. Efisiensi kelompok tiang

Menurut *Converse-Laborre Formula* susunan tiang menentukan besar kecilnya daya dukung tiang kelompok yang dirumuskan pada Persamaan 3.24 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.24)$$

dengan:

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

5. Kapasitas dukung kelompok tiang

Kapasitas dukung ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan Persamaan 3.25 berikut.

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

dengan:

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

E_g = efisiensi kelompok tiang

Q_{all} = beban maksimum tiang tunggal

n = jumlah tiang dalam kelompok

6. Kapasitas dukung kelompok geser blok

Keruntuhan blok kemungkinan terjadi jika jarak tiang cukup berdekatan, sehingga interaksi antar tiang dan tanah sangat kompak. Tanah diantara tiang ikut turun bersamaan dengan keruntuhan fondasi kelompok tiang. Berdasarkan rumus yang disarankan oleh Tomlinson (1994) yaitu tiang kelompok sebagai pondasi blok yang dapat dilihat pada Persamaan 3.26 berikut.

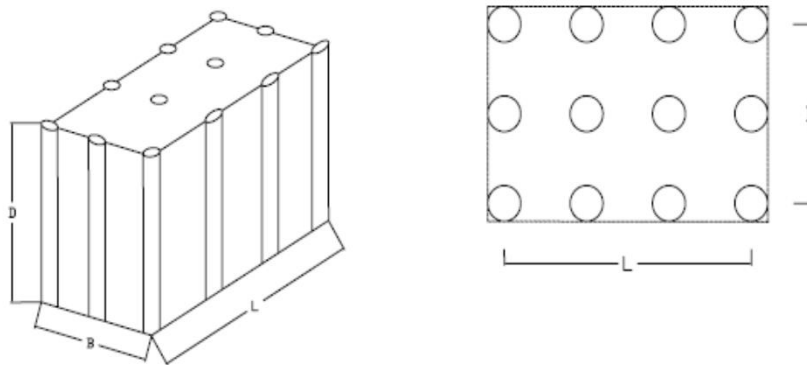
$$\Sigma Q_u = L_g \times B_g \times q_p + \Sigma [2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \quad (3.26)$$

dengan:

L_g = panjang blok

B_g = lebar blok

ΔL = panjang segmen tiang

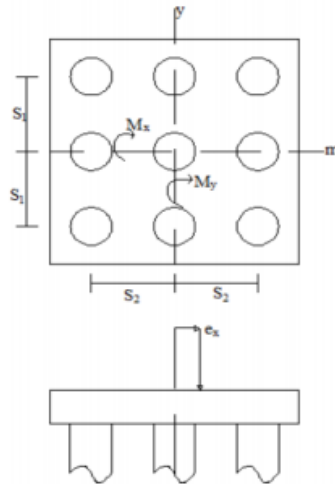


Gambar 3.9 Kelompok Tiang yang Bekerja sebagai Blok

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

7. Analisis distribusi beban ke tiap tiang bor

Menurut Hardiyatmo (2015), kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) dimana hal tersebut akan mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang. Gambar pembebanan dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.10 Pembebanan Pondasi dan Momen Kelompok Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2015)

Mengontrol pondasi kelompok terhadap gaya dan momen yang akan terjadi pada setiap pondasi dengan menggunakan Persamaan 3.27 dan 3.28 berikut.

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\text{maks}}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{\text{maks}}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.27)$$

$$P_{\text{min}} = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_{\text{min}}}{n_y \cdot \sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_{\text{min}}}{n_x \cdot \sum x^2} \quad (3.28)$$

Dengan:

P_{maks} = beban maksimal yang akan diterima pondasi tiang (kN)

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

P = beban aksial total (kN)

M_x = momen arah x (kNm)

M_y = momen arah y (kNm)

n = jumlah tiang pakai

3.7 Penurunan Pondasi *Bored Pile*

Penurunan pondasi terjadi karena adanya beban di atas pondasi yang mengakibatkan tegangan pada lapisan tanah di bawah beban tersebut. Adanya pembebanan mengakibatkan keluarnya air pori disertai berkurangnya volume tanah sehingga dapat terjadi deformasi partikel tanah.

Penurunan elastis pondasi tiang adalah perpindahan vertikal tiang akibat deformasi elastis tanah di sekitarnya saat menerima beban. Deformasi ini dapat dibalik, artinya tiang akan kembali ke posisi semula jika beban dihilangkan.

Vesic (1977) memisahkan penurunan total menjadi tiga komponen dan menyarankan untuk menentukan dari analisis elastis. Tiga komponen elastis tersebut adalah:

1. Pendekatan elastis tiang
2. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{wp}) di titik tiang
3. Penurunan tiang akibat beban kerja (Q_{ws}) di sepanjang poros tiang

Penurunan elastis total tiang dibawah beban kerja Q_w dihitung dengan Persamaan 3.29 berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (3.29)$$

Jika tidak ada gesekan sepanjang poros tiang, beban tiang tetap sama di semua kedalaman, dan pendekatan elastis menjadi $Q_w L / A_p E_p$. Karena gesekan, $S_{e(1)}$ akan berbeda dan bergantung pada variasi gesekan di sepanjang poros tiang. Hal ini dapat ditunjukkan secara teoritis dalam Persamaan 3.30 berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p E_p} \quad (3.30)$$

dengan:

Q_{wp} = beban kerja pada titik tiang

- Q_{ws} = beban kerja sepanjang poros tiang
 A_p = luas penampang tiang
 L = panjang tiang
 E_p = modulus elastisitas material tiang
 ξ = konstanta dalam kisaran 0,50 - 0,67

Penurunan tiang pancang yang disebabkan oleh beban yang dipikul pada titik tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.31 berikut.

$$S_{e(2)} = \frac{Q_{wp} C_p}{D q_p} \quad (3.31)$$

dengan:

- D = diameter tiang
 Q_{wp} = beban kerja di titik tiang
 q_p = tahanan titik ultimit tiang
 C_p = koefisien empiris

Penurunan tiang yang disebabkan oleh beban yang dipikul oleh poros tiang dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.32 berikut.

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L} \right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \quad (3.32)$$

dengan:

- P = keliling tiang
 L = panjang tiang yang tertanam
 I_{ws} = faktor pengaruh

Sebagai catatan bahwa Q_{ws}/ypL adalah nilai rata-rata f sepanjang poros tiang. Faktor pengaruh memiliki hubungan empiris yang sederhana (Vesic, 1977):

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (3.33)$$

Penurunan yang diizinkan dari suatu bangunan bergantung pada beberapa faktor seperti jenis, tinggi, dan fungsi bangunan. Semakin lambat penurunan, maka struktur semakin bisa menahan diri terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur. Adapun syarat perbandingan penurunan yang sudah aman yaitu $S_{total} \leq S_{izin}$ yang dapat dilihat pada Persamaan 3.34 dan Persamaan 3.35 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \times D \quad (3.34)$$

dengan:

D = diameter tiang (m)

Perhitungan penurunan yang diizinkan pada kelompok tiang dapat digunakan persamaan berikut.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.35)$$

dengan:

L = kedalaman tiang (m)

Untuk mengetahui nilai modulus elastisitas tanah (E_s) dan poisson ratio (μ_s) dapat dilihat pada Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 berikut.

Tabel 3.11 Nilai Elastisitas Tanah

Jenis Tanah	Es (kN/m ²)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 - 1400000

(Sumber: Bowles, 1997)

Tabel 3.12 Angka Poisson Ratio

Jenis Tanah	Angka Poisson
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	0,3 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, e = 0,40-0,70)	0,15
Pasir halus (angka pori, e = 0,40-0,70)	0,25
Batu	0,1 – 0,4
Loose	0,1 – 0,3

(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

3.8 *Pile Dynamic Analyzer (PDA)*

Uji PDA merupakan pelaksanaan pengujian secara dinamik untuk mengukur kapasitas ultimate aksial tekan tiang, penurunan akhir, keutuhan tiang, dan energi yang berasal dari tumbukan *hammer*. Pengujian ini dilakukan untuk pondasi dalam, baik itu tiang pancang maupun tiang bor.

Pelaksanaan pengujian PDA yaitu, dua buah *strain transducer* dan dua *accelerometer* yang dipasang di bagian atas tiang (minimal 1,5D dari diameter kepala tiang) berguna sebagai pengukur regangan dan percepatan gelombang akibat

tumbukan (*impact*) dengan *drop hammer*. Kemudian hasil pengukuran yang didapatkan tersebut direkam dengan alat *Pile Driving Analyzer* (PDA). PDA sendiri menganalisis hasil pengukuran dengan metode yang dikenal dengan nama “*Case Method*” dimana metode tersebut mengacu pada teori gelombang satu dimensi (*one dimensional wave theory*).

Pada tahap persiapan, ada beberapa hal yang harus dilakukan, yaitu:

1. Pemancangan lubang untuk memasang *strain transducer* dan *accelerometer* pada tiang.
2. Pengumpulan informasi, meliputi:
 - a. Waktu bor
 - b. Panjang tiang dan ukuran penampang
 - c. Panjang tiang yang masuk ke dalam tanah

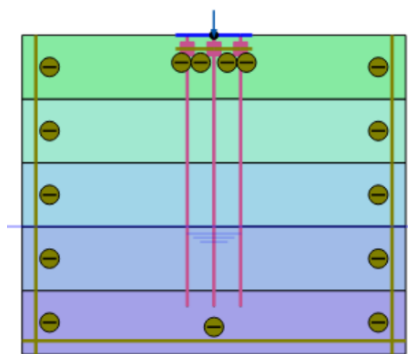
Proses pengujian menggunakan PDA ini dilaksanakan sesuai dengan peraturan ASTM D4945. Untuk tiang bor yang diuji, *re-strike* dilakukan sebanyak kira-kira 1-2 kali (*blows*). Proses *re-strike* diberhentikan setelah didapat kualitas rekaman yang cukup baik dan energi pukulan yang relatif tinggi. Dengan begitu, jumlah pukulan yang diperlukan ditentukan oleh fluktuasi besarnya energi yang sesungguhnya diterima oleh tiang. Hal ini sepenuhnya tergantung dari efisiensi *drop hammer* yang digunakan.

3.9 Software Plaxis 2D

Plaxis 2D adalah perangkat lunak elemen hingga yang digunakan dalam aplikasi geoteknik dalam tampilan dua dimensi. Program ini menggunakan model tanah untuk mensimulasikan perilaku tanah dan mampu memodelkan kondisi tanah aktual baik dalam *plain strains* maupun *axisymmetrically*. Plaxis 2D juga memungkinkan pengguna untuk memodelkan geometri dan jaring elemen dengan cepat berdasarkan penampang melintang dan membujur.

Penggunaan pemodelan elemen hingga dengan software Plaxis 2D adalah untuk menghitung deformasi selama proses konstruksi pada pondasi tiang bor. Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut:

1. Membuka *input* Plaxis, lalu mengisi judul proyek dan memilih model sesuai proyek yang ingin dibuat.
2. Menentukan satuan dan dimensi pada geometri *project* yang akan dimodelkan. Setelah pemodelan selesai dibuat sesuai dengan gambar rencana dari kondisi asli di lapangan dengan mengaktifkan *Geometry line*.
3. Kemudian memberikan gambaran tentang bagaimana struktur berhubungan dengan tanah. Setelah itu, masukkan parameter tanah dan parameter geoteknik struktur untuk setiap lapisan yang terlibat.



Gambar 3.11 Kondisi Tanah Perlapisan

4. Kemudian yang harus dilakukan adalah melakukan *meshing* untuk membagi material tanah ke dalam beberapa elemen diskrit yang berhingga.
5. Kemudian, menampilkan kondisi awal untuk menunjukkan gambaran muka air tanah pada pemodelan geometri. Setelah itu, hitung tegangan awal yang terjadi untuk menilai tegangan efektif.
6. Berikutnya yaitu tahapan kalkulasi, untuk menghitung deformasi dan angka aman dengan mensimulasikan ke dalam beberapa fase.
7. Setelah menyelesaikan semua fase, lalu memilih titik nodal yang perlu ditinjau.
8. Kemudian akan muncul jendela output yang menghasilkan nilai deformasi dan tegangan - tegangan yang terjadi.

BAB IV

METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Penelitian menggunakan metode ilmiah sebagai cara untuk menyelesaikan masalah atau mengembangkan ilmu pengetahuan. Secara lebih luas, dapat diartikan sebagai pendekatan ilmiah untuk memperoleh data yang valid dengan tujuan menemukan, mengembangkan, dan membuktikan suatu pengetahuan tertentu sehingga dapat digunakan untuk memahami, menyelesaikan, dan mengantisipasi masalah.

Adapun variabel-variabel yang digunakan dalam penelitian analisis daya dukung pondasi *bored pile* pada proyek Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta.

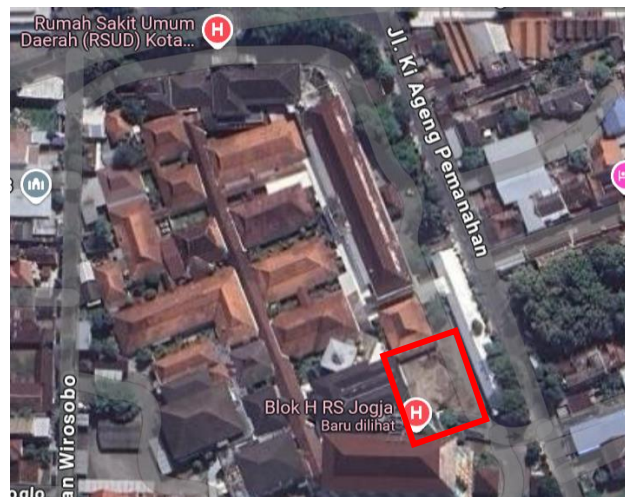
1. Variabel bebas, mencakup dimensi pondasi yang digunakan
2. Variabel terikat, mencakup kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka merupakan kegiatan yang dilakukan oleh peneliti untuk mengumpulkan informasi yang berkaitan dengan topik atau permasalahan penelitian. Informasi tersebut dapat bersumber dari buku-buku ilmiah, laporan penelitian, artikel ilmiah, tesis dan disertasi, peraturan-peraturan, ketetapan-ketetapan, buku tahunan, ensiklopedia, serta sumber tertulis lainnya, baik dalam buku cetak maupun elektronik lain. Studi kepustakaan menjadi bagian penting yang tidak dapat dipisahkan dari proses penelitian.

4.3 Lokasi Penelitian

Lokasi proyek Pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta terletak di Sorosutan, Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta. Lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian

(Sumber: *Google Earth*, 2024)

4.4 Pengumpulan Data

Dalam penelitian ini, diperoleh data dari proyek pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta. Adapun data yang digunakan sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan peneliti adalah sebagai berikut:

1. Gambar teknis pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta.
2. Data hasil penyelidikan tanah.
3. Data hasil pengujian PDA.

4.5 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan menentukan besarnya beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis melakukan analisis ini dengan menggunakan aplikasi SAP2000. Aplikasi ini digunakan untuk memasukkan data struktur bangunan yang meliputi data kolom, balok, pelat, serta beban yang bekerja seperti beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari data tersebut, diperoleh gaya-gaya yang

bekerja pada kolom, termasuk gaya aksial, gaya geser, dan momen yang akan selanjutnya akan digunakan untuk analisis lebih lanjut.

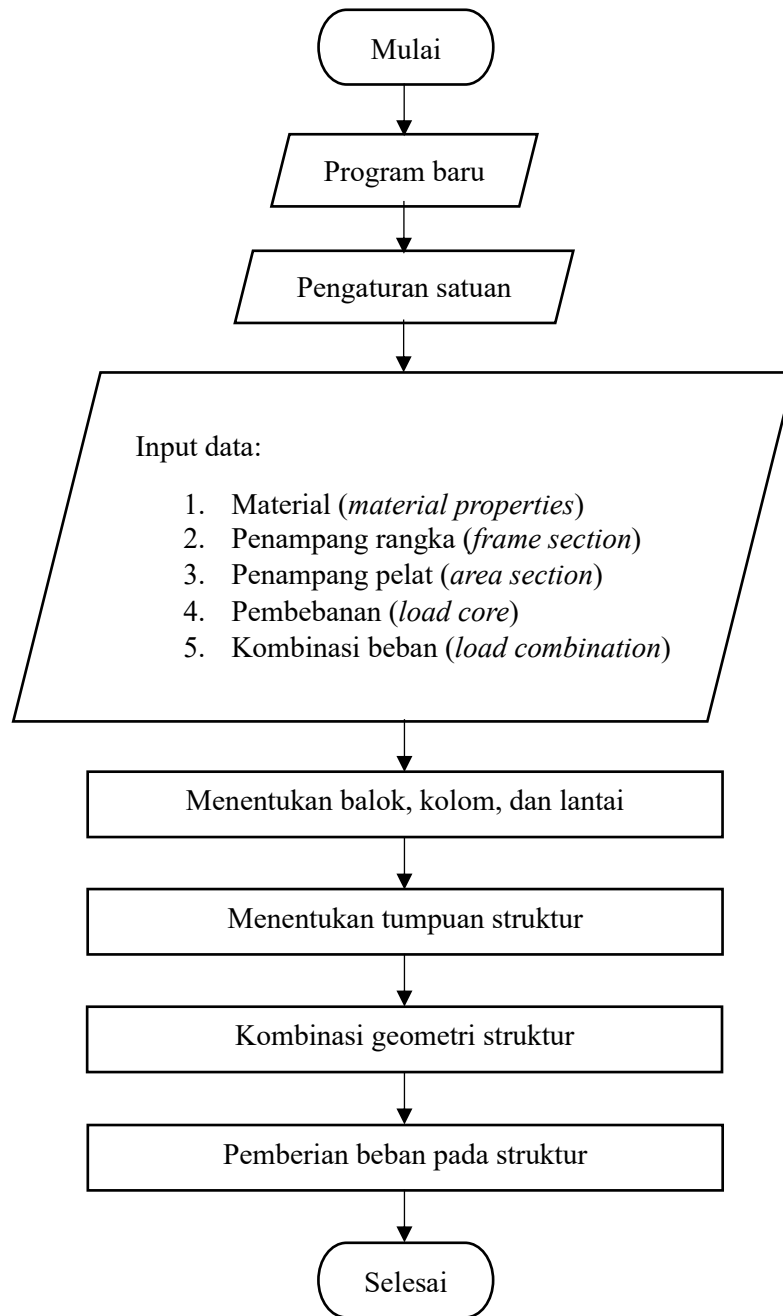
4.6 Analisis Pondasi *Bored Pile*

Hasil dari program SAP2000 digunakan untuk menganalisis pondasi *bored pile*. Analisis dilakukan dengan menggunakan metode Reese & Wright (1977) dan metode Meyerhof, meliputi:

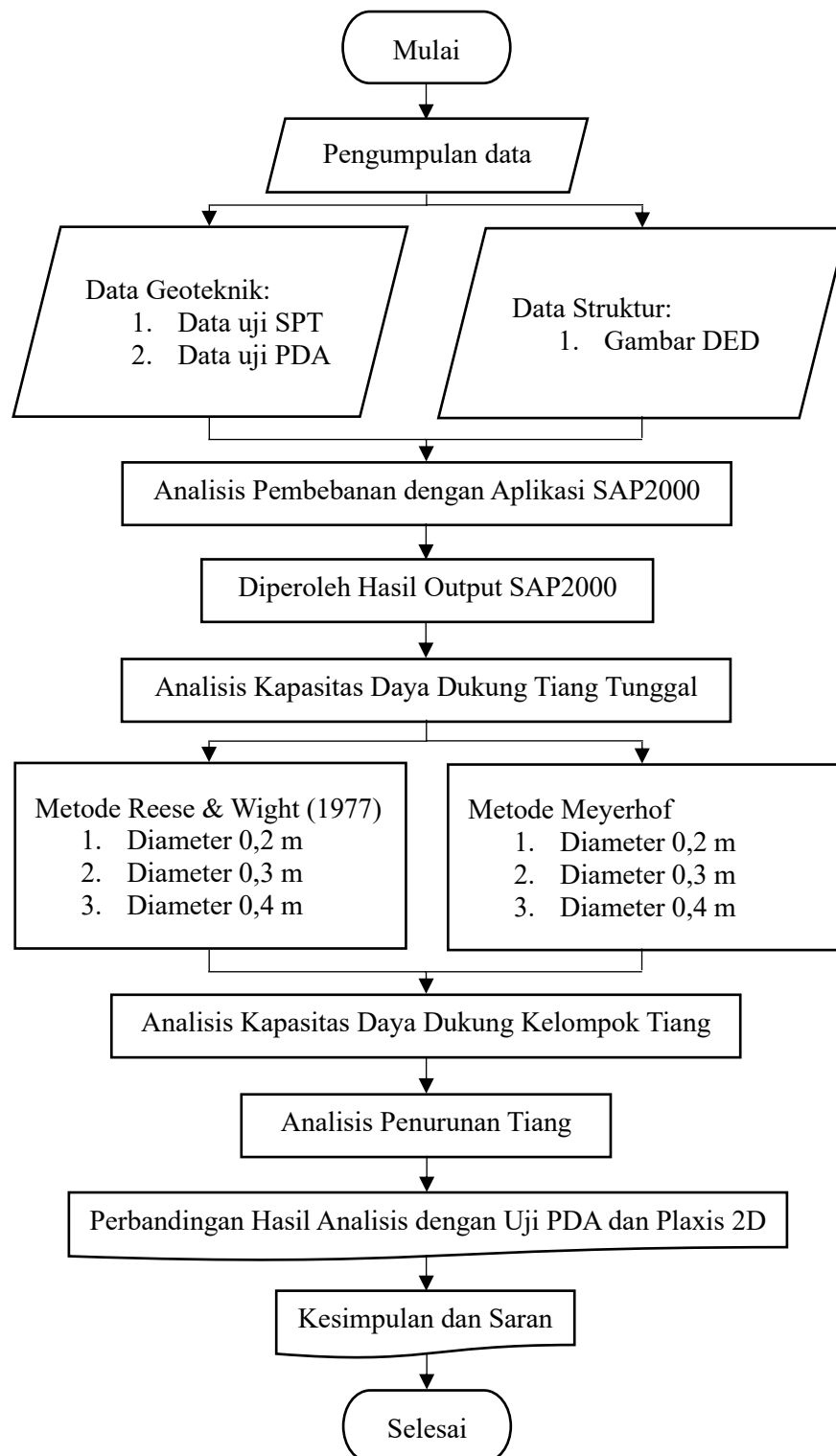
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal
2. Analisis kapasitas dukung tiang kelompok
3. Penurunan tiang
4. Analisis tiang kelompok terhadap gaya vertikal

4.7 Bagan Alir

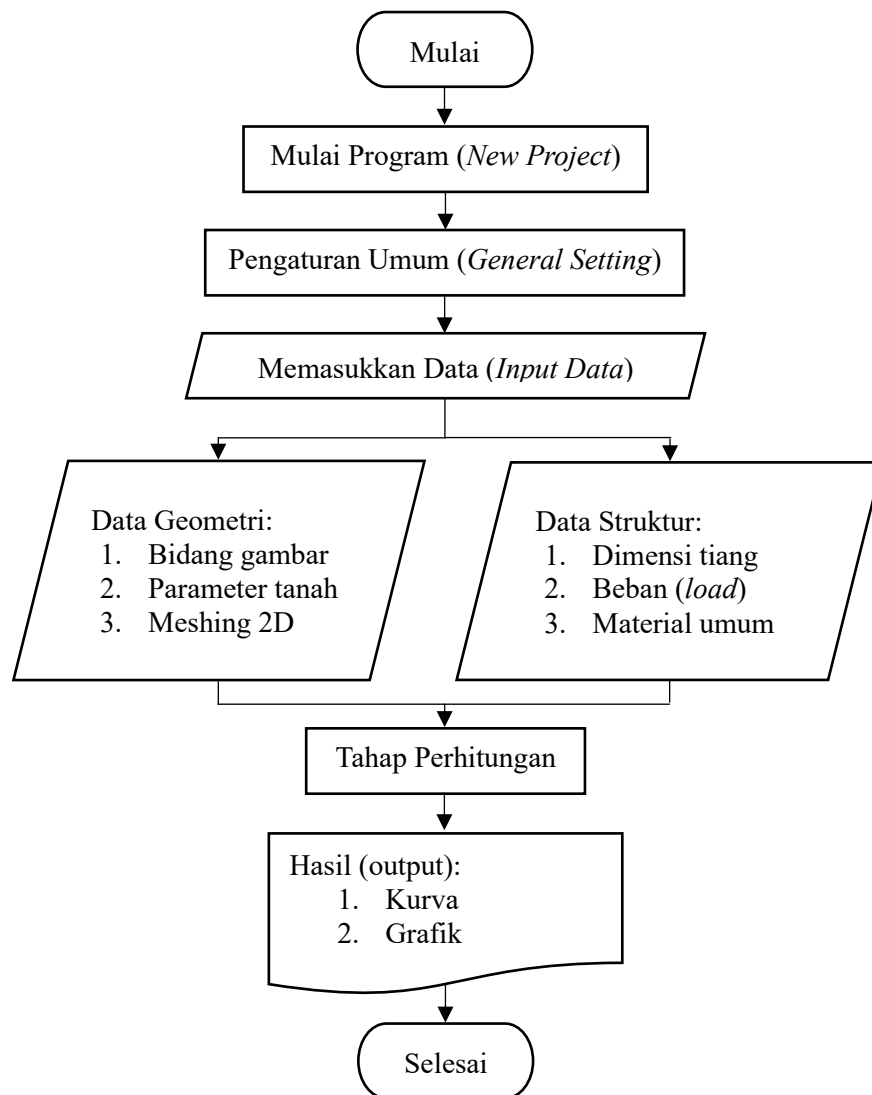
Bagan alir adalah diagram yang menggunakan simbol-simbol grafis untuk menggambarkan aliran atau proses, dengan menampilkan langkah-langkah yang disimbolkan dalam bentuk kotak dan menghubungkan masing-masing langkah tersebut menggunakan tanda panah untuk menunjukkan urutannya. Pelaksanaan penelitian dilakukan melalui beberapa tahap, yaitu pengumpulan data dan studi literatur, analisis data serta perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor, perhitungan kapasitas daya dukung dan penurunan pondasi, diikuti dengan hasil dan pembahasan, serta kesimpulan dan saran. Bagan alir terkait pembebanan menggunakan program SAP2000, metode pelaksanaan penelitian dapat dilihat, dan program Plaxis 2D pada Gambar 4.2, 4.3, dan 4.4 berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program SAP2000



Gambar 4.3 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir



Gambar 4.4 Bagan Alir Program Plaxis 2D

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Gedung

Gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta merupakan gedung yang dibangun sebagai pemenuhan layanan unggulan kanker, jantung, strok, dan uronefrologi. Gedung ini terletak di Jalan Ki Ageng Pamanahan No.1, Sorosutan, Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta. Proyek ini direncanakan terdiri dari 5 lantai dengan pondasi *bored pile*.

5.1.1 Data Umum

Data umum pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta adalah sebagai berikut:

1. Nama proyek : Pembangunan Gedung Instalasi Bedah Sentral
2. Pemilik proyek : Pemerintah Kota Yogyakarta
3. Kontraktor : PT. Citra Kartika Konstruksi
4. Perencana : PT. Arupadhatu Kreasitama
5. Konsultan pengawas : PT. Tejacipta Rekasarana
6. Lokasi proyek : Jalan Ki Ageng Pamanahan No.1, Sorosutan, Kecamatan Umbulharjo, Kota Yogyakarta
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang
8. Konstruksi bagian bawah : Tiang bor
9. Biaya proyek : Rp. 15.999.964.912,45
10. Waktu penyelesaian : 210 hari kalender

5.1.2 Spesifikasi Material

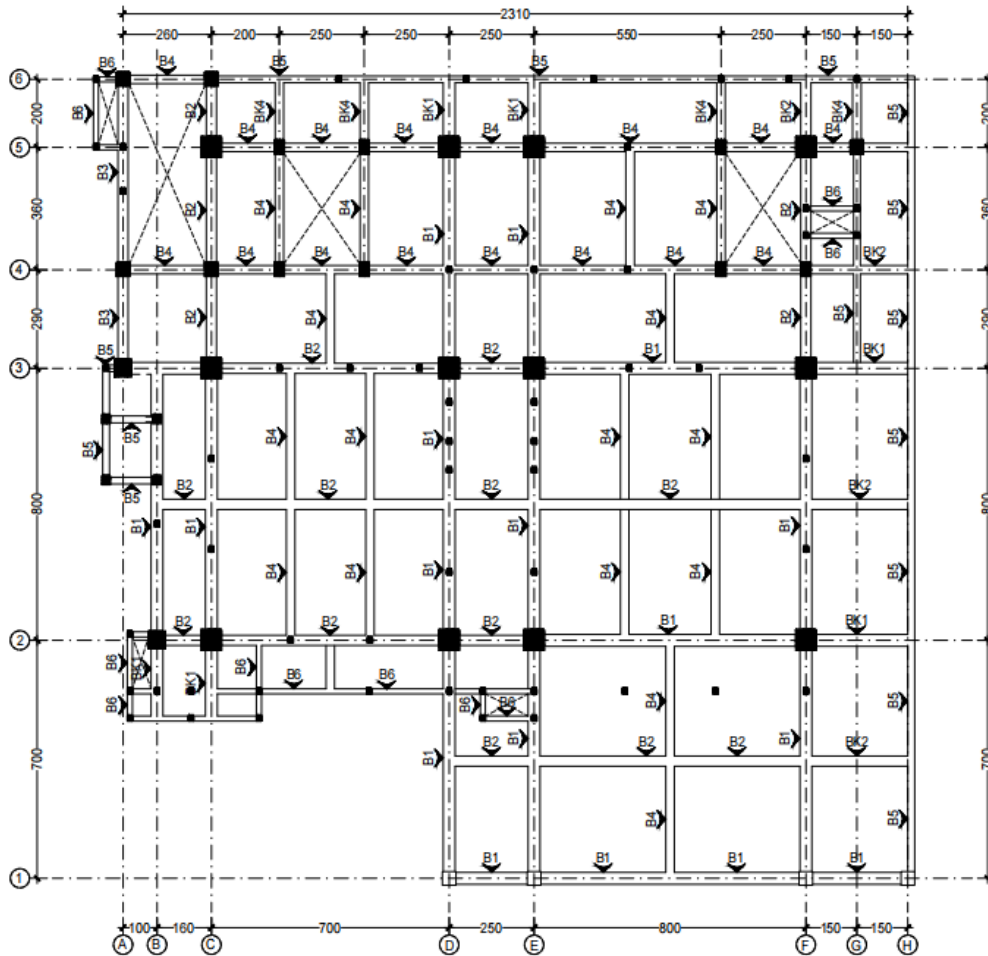
Material yang digunakan pada pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta adalah sebagai berikut:

1. Beton dengan mutu f_c ' sebesar 25 MPa
2. Tulangan baja ulir dengan mutu baja f_y ' sebesar 420 MPa

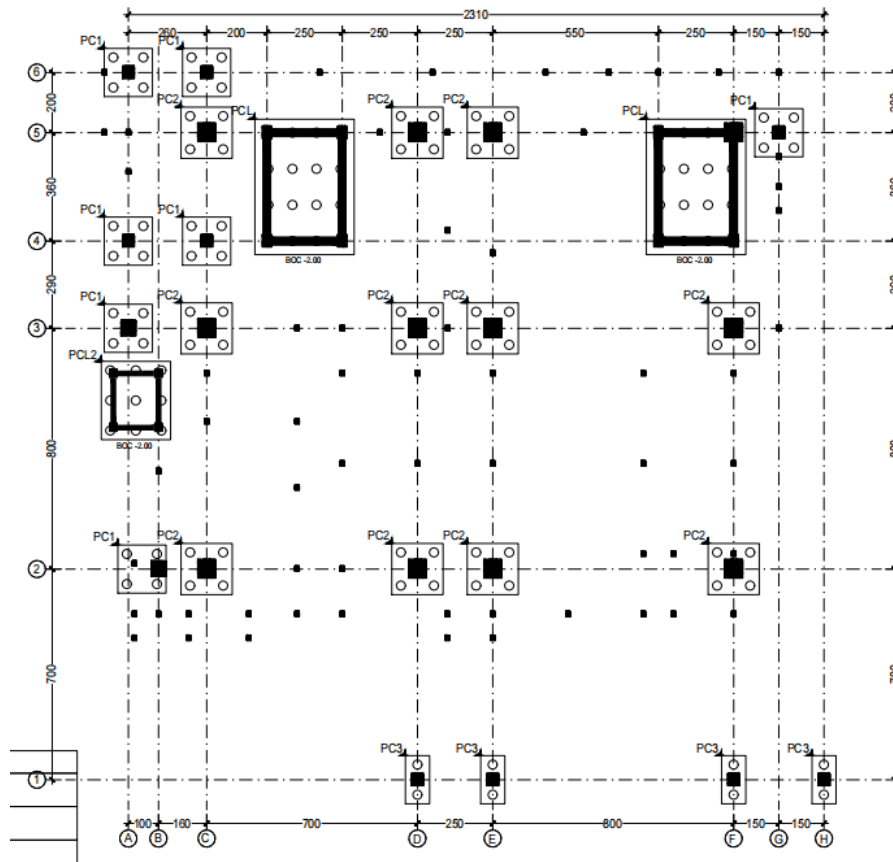
3. Tulangan baja polos dengan mutu baja f_y' sebesar 280 MPa

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah Gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan 5.2.



Gambar 5.1 Denah Balok Elevasi +4.95



Gambar 5.2 Denah Pilecap

5.1.4 Data Struktur

Struktur utama bangunan ini terdiri dari struktur atas yang menggunakan beton bertulang dan struktur bawah berupa pondasi bor. Penulis akan menghitung struktur bawah bangunan tersebut dengan membandingkan dimensi yang berbeda kemudian akan dihitung kapasitas daya dukung pada pondasi tersebut.

Struktur atas adalah bagian dari bangunan yang terletak secara vertikal diatas pondasi atau di atas permukaan tanah. Pada proyek ini, struktur atas terdiri dari kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

Kolom merupakan bagian dari kerangka bangunan yang menempati bagian terpenting pada sistem struktur bangunan. Kolom berfungsi meneruskan beban bangunan dari atas hingga ke pondasi. Dalam proyek pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta direncanakan

menggunakan kolom beton bertulang berbentuk persegi dengan mutu beton $f'c$ 25 MPa.

2. Balok

Balok merupakan komponen yang dirancang sebagai penopang lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Dalam proyek pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta direncanakan menggunakan balok dengan mutu beton $f'c$ 25 MPa.

3. Pelat

Pelat adalah salah satu bagian dari struktur bangunan yang berfungsi sebagai pendukung beban vertikal dan sisi-sisinya didukung oleh balok.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, beban gempa dianalisis menggunakan program SAP2000.

5.2.1 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang diakibatkan oleh pengguna dan penghuni bangunan gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruktural dan beban lingkungan, seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir, dan beban mati. Beban hidup yang bekerja pada bangunan ini sesuai dengan SNI 1727-2020 adalah:

1. Beban operasi, laboratorium : 2,87 kN/m²
2. Beban ruang pasien : 1,92 kN/m²
3. Atap : 0,96 kN/m²

5.2.2 Beban Mati

Beban mati merupakan beban seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang. Beban mati pada bangunan ini dapat dilihat pada Tabel 5.1 dan 5.2 berikut.

Tabel 5.1 Beban Mati pada Lantai

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
	Nilai	Satuan		
Plat beton	2400	kg/m ³	0,13	3,06
Pasir	1600	kg/m ³	0,04	0,63
Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,62
Keramik	24	kg/m ²		0,24
Plafond	24	kg/m ²		0,24
Ducting AC	17,5	kg/m ²		0,17
Jumlah Beban Mati (Qd)				4,95

Tabel 5.2 Beban Mati pada Atap

Komponen	Berat Volume		Tebal (m)	Q (kN/m ²)
	Nilai	Satuan		
Plat beton	2400	kg/m ³	0,10	2,35
Spesi	2100	kg/m ³	0,03	0,62
Waterproofing				0,03
Jumlah Beban Mati (Qd)				3,00

5.2.3 Beban Gempa

Pada proyek pembangunan gedung ini difungsikan sebagai gedung rumah sakit yang memiliki tipe tanah berpasir.

1. Penentuan klasifikasi situs batuan

Penentuan klasifikasi situs batuan merujuk pada peraturan SNI 1726-2019. Hasil perhitungan N rata-rata dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Perhitungan N Rata-Rata

Kedalaman (m)	Tebal (m)	N _{SPT}	N' = tebal/N _{SPT}	ΣN'	N' = 30/ΣN'
2	2	4	0,500	1,365	21,986
4	2	8	0,250		
6	2	16	0,125		
8	2	30	0,067		
10	2	41	0,049		
12	2	43	0,047		
14	2	45	0,044		
16	2	47	0,043		
18	2	54	0,037		
20	2	57	0,035		
22	2	57	0,035		
24	2	60	0,033		
26	2	60	0,033		
28	2	60	0,033		
30	2	60	0,033		

Dari Tabel 5.3 didapatkan nilai N' sebesar 21,986, maka berdasarkan SNI 1726-2019 nilai N' sebesar 15 sampai 50 masuk kedalam kategori tanah sedang (SD).

2. Penentuan spektra percepatan

Penentuan respon spektra percepatan periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S₁) merujuk pada SNI 1726-2019 sebagaimana dapat dilihat pada Gambar 3.2 dan 3.3.

$$S_s = 1,11$$

$$S_1 = 0,51$$

3. Penentuan koefisien situs

Penentuan koefisien F_a dan F_v merujuk pada SNI 1726-2019 sebagaimana dapat dilihat pada Tabel 3.4 dan 3.5.

$$F_a = 1,06$$

$$F_v = 1,79$$

4. Perancangan respons spektra

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 1,06 \times 1,11 = 1,17$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 = 1,79 \times 0,51 = 0,91$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} = \frac{2}{3} \times 1,17 = 0,78$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} = \frac{2}{3} \times 0,91 = 0,61$$

$$T_0 = \frac{0,2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,2 \times 0,61}{0,78} = 0,16 \text{ detik}$$

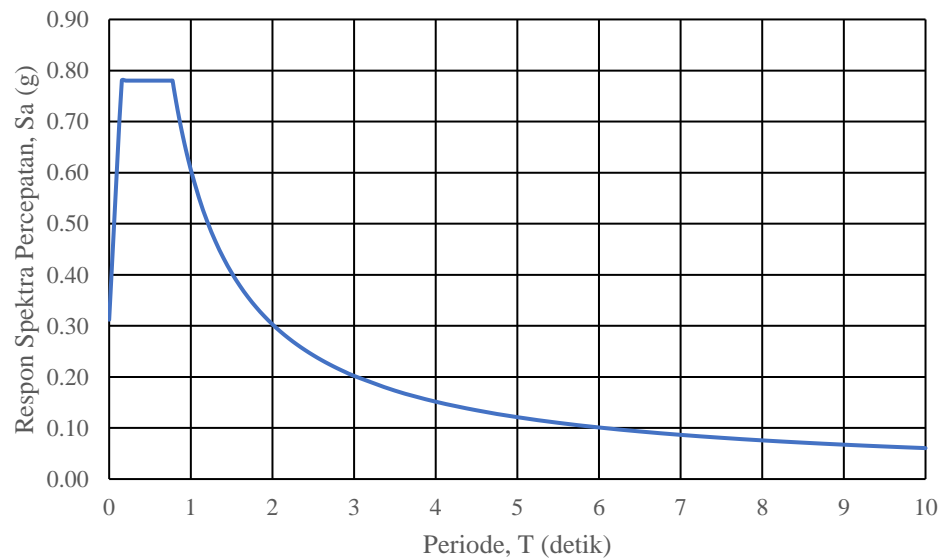
$$T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,61}{0,78} = 0,78 \text{ detik}$$

Untuk $T < T_0$

$$S_a = S_{DS} \left(0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0} \right)$$

Untuk $T > T_0$

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T}$$



Gambar 5.3 Respon Spektrum

5. Periode natural maksimal

a. Penentuan C_u

Berdasarkan Tabel 3.6 didapatkan nilai C_u sebagai berikut.

$$S_{D1} = 0,61$$

$$C_u = 1,4$$

b. Penentuan T_a

Berdasarkan Tabel 3.7 didapatkan nilai C_t dan x sebagai berikut.

$$C_t = 0,0466$$

$$x = 0,9$$

$$h = 19,95 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} T_a &= C_t \times h^x \\ &= 0,0466 \times 19,95^{0,9} \\ &= 0,689 \text{ detik} \end{aligned}$$

c. Periode natural maksimal

$$\begin{aligned} T\text{-max} &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,689 \\ &= 0,965 \text{ detik} \end{aligned}$$

6. Kategori desain seismik

Kategori risiko = IV (fasilitas rumah sakit)

Parameter respons spektrum seismik berdasarkan Tabel 3.8 dan 3.9.

$$S_{DS} = 0,78 \geq 0,50$$

$$S_{D1} = 0,61 \geq 0,20$$

Maka dapat disimpulkan bahwa bangunan ini masuk kedalam kategori desain seismik D.

7. Perhitungan beban gempa

$$\text{Faktor keutamaan (I)} = 1,5$$

$$\text{Koefisien modifikasi respon (R)} = 8$$

$$\text{Faktor kuat lebih sistem } (\Omega) = 3$$

$$\text{Faktor pembesaran defleksi (Cd)} = 5,5$$

a. Menghitung nilai T

$$T_c > C_u T_a \quad \text{maka nilai } T = C_u T_a$$

$T_a < T_c < C_u T_a$ maka nilai $T = T_c$

$T_c < T_a$ maka nilai $T = T_a$

T_a = 0,689 dt

$T_{max} (C_u \times T_a)$ = $1,4 \times 0,689$
= 0,965 dt

T_c (SAP2000) = 0,745 dt

Karena $T_a < T_c < C_u T_a$, maka nilai $T = T_c$

T pakai = 0,745 dt

b. Koefisien respons seismik

$$\begin{aligned} C_{S1} &= \frac{S_{DS}}{R} \\ &= \frac{0,78}{\frac{8}{1,5}} \\ &= 0,146 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S2} &= \frac{S_{D1}}{T \times \frac{R}{I}} \\ &= \frac{0,61}{0,745 \times \frac{8}{1,5}} \\ &= 0,153 \text{ g} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} C_{S3} &= 0,044 \times S_{DS} \times I > 0,01 \\ &= 0,044 \times 0,78 \times 1,5 \\ &= 0,051 \text{ g} \end{aligned}$$

C_s pakai = 0,153 g

c. Menghitung nilai V-statis

Berat bangunan (W) = 8166,272 kN

$$\begin{aligned} V\text{-statis} &= C_s \times W \\ &= 0,153 \times 8166,272 \\ &= 1246,166 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Distribusi gaya geser horizontal

Distribusi gaya geser horizontal adalah total gaya horizontal yang dihasilkan oleh gempa dan bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal ini dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 5.1 berikut.

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

dengan:

F_i = Gaya horizontal tingkat ke-i

W_i = Berat lantai ke-i

H_i = Tinggi lantai ke-i

V = Gaya geser

k = Eksponen yang terkait dengan periode struktur berikut

- Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ dt maka $k = 1$,

- Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ dt maka $k = 2$,

- Untuk struktur dengan $0,5 < T < 2,5$ dt maka k ditentukan dengan interpolasi.

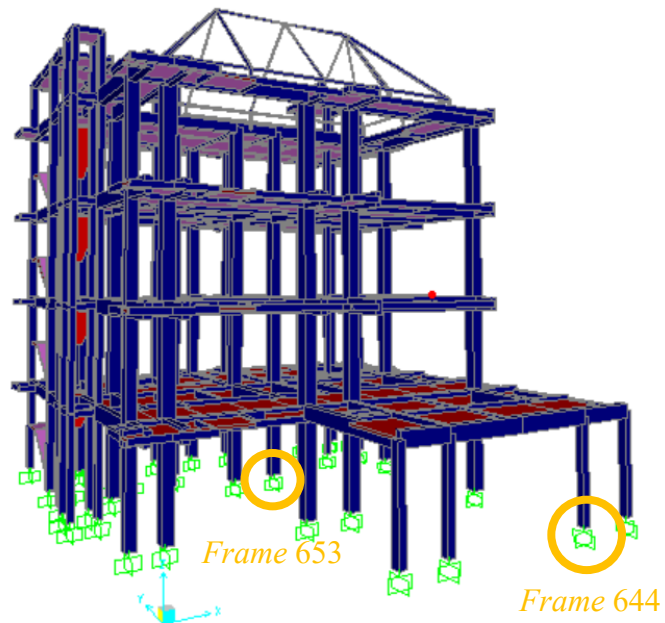
Distribusi gaya horizontal gempa ekuivalen statik tiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik

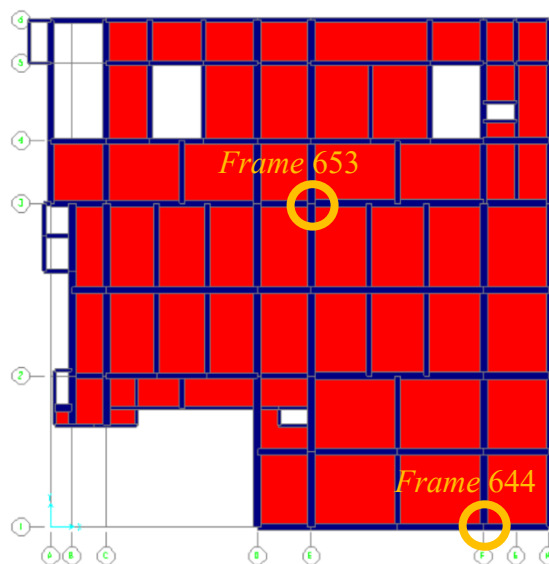
Lantai	Berat (W)	Tinggi (H)	H^k	WH^k	F
	kN	m	m	kNm	kN
Atap	1172,438	19,95	28,771	33731,984	371,255
4	1945,529	14,95	20,812	40491,234	445,648
3	1941,550	9,95	13,179	25587,355	281,615
2	2228,563	4,95	6,020	13415,111	147,647
1	878,191	0	0	0	0
Total	8166,272			113225,68	1246,166

5.2.4 Output Program SAP2000

Pemodelan program SAP2000 struktur gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta secara tiga dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.4 dan 5.5 berikut.



Gambar 5.4 Portal 3D SAP2000



Gambar 5.5 Tampak Atas Pemodelan SAP2000

Analisis struktur atas dilakukan dengan program SAP2000 dengan asumsi perletakan jepit-jepit untuk mencegah pergeseran pada struktur. Beban mati mencakup berat tiap pelat lantai dari lantai 1 hingga lantai 5 (atap). Beban mati untuk lantai 1-4 sebesar $4,95 \text{ kN/m}^2$ dan untuk lantai 5 (atap) sebesar 3 kN/m^2 .

Beban gempa dihitung dan dimasukkan berdasarkan masing-masing ketinggian serta portal di setiap lantai. Input beban gempa dilakukan secara dua arah, yaitu horizontal (x) dan vertikal (y). Tinggi lantai akan mempengaruhi besar beban gempa, semakin tinggi lantai maka nilai beban gempa semakin besar.

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar digunakan sebagai beban rencana untuk analisis pondasi tiang bor. Hasil akhir dari program SAP2000 didapatkan gaya-gaya akibat kombinasi beban yaitu:

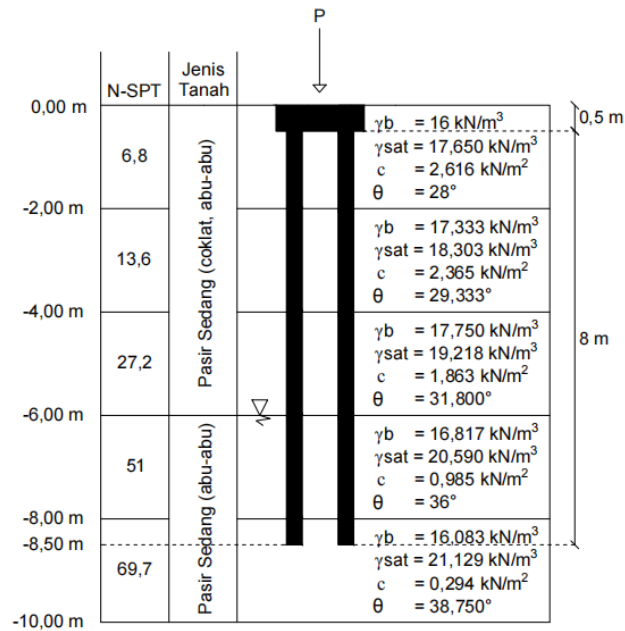
1. *Frame 644*

Beban aksial (P)	= 444,947 kN
Gaya geser (V)	= 59,459 kN
Momen arah x (Mx)	= 166,782 kNm
Momen arah y (My)	= 116,537 kNm
2. *Frame 653*

Beban aksial (P)	= 2605,840 kN
Gaya geser (V)	= 92,536 kN
Momen arah x (Mx)	= 270,764 kNm
Momen arah y (My)	= 259,657 kNm

5.3 Data Tanah

Perhitungan daya dukung pondasi ini ditinjau berdasarkan data parameter tanah. Data parameter tanah ini dilakukan untuk mendapatkan data karakteristik kondisi tanah tiap lapis sehingga dapat menghitung daya dukung pondasi tiang bor. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi, secara geologis daerah tersebut merupakan daerah tanah pasir. Penyelidikan tanah pada wilayah proyek dilakukan berdasarkan penyelidikan tanah di lapangan metode *Standard Penetration Test* (SPT) dan hasil pengujian sampel tanah di laboratorium. Berikut desain pondasi dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut.



Gambar 5.6 Pemodelan Beban pada Pondasi *Bored Pile*

5.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

5.4.1 Perhitungan Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang diameter 0,2 m pada *frame* 653

Pada perencanaan dimensi 0,2 m, ujung tiang *bored pile* berada di kedalaman 8,5 m dengan $N_{SPT} = 55,68$.

- a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$q_p = 39 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.5)}$$

$$= 3822 \text{ kN/m}^2$$

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

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

$$= 0,031 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_p \times A_p$$

$$= 3822 \times 0,031$$

$$= 120,072 \text{ kN}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sampai pada kedalaman 8,5 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 0,5 – 2,0)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 1,5 \text{ m}$$

$$N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 1} = 6,8$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 0,3 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.6)} \\ &= 29,400 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,2 \\ &= 0,628 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s_1} &= f_s \times L \times P \\ &= 29,400 \times 1,5 \times 0,628 \\ &= 27,709 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2,0 – 4,0)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 2 \text{ m}$$

$$N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 2} = 13,6$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 0,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.6)} \\ &= 49,000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,2 \\ &= 0,628 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s_2} &= f_s \times L \times P \\ &= 49,000 \times 2 \times 0,628 \\ &= 61,575 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (kedalaman 4,0 – 6,0)

$$\text{Tinggi lapisan (L)} = 2 \text{ m}$$

$$N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 3} = 27,2$$

$$\begin{aligned} \text{Nilai } f_s &= 0,9 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.6)} \\ &= 88,200 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Keliling tiang (P)} = \pi \times D$$

$$\begin{aligned}
 &= \pi \times 0,2 \\
 &= 0,628 \text{ m} \\
 Q_{s_3} &= f_s \times L \times P \\
 &= 88,200 \times 2 \times 0,628 \\
 &= 110,835 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Lapisan 4 (kedalaman 6,0 – 8,0)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (L)} &= 2 \text{ m} \\
 N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 4} &= 51 \\
 \text{Nilai } f_s &= 1,65 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.6)} \\
 &= 161,700 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,2 \\
 &= 0,628 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s_4} &= f_s \times L \times P \\
 &= 161,700 \times 2 \times 0,628 \\
 &= 203,198 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

5) Lapisan 5 (kedalaman 8,0 – 8,5)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (L)} &= 0,5 \text{ m} \\
 N_{\text{SPT}} \text{ lapisan 5} &= 55,68 \\
 \text{Nilai } f_s &= 1,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Gambar 3.6)} \\
 &= 166,600 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling tiang (P)} &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,2 \\
 &= 0,628 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{s_5} &= f_s \times L \times P \\
 &= 166,600 \times 0,5 \times 0,628 \\
 &= 52,339 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

6) Q_s total

$$\begin{aligned}
 &= Q_{s_1} + Q_{s_2} + Q_{s_3} + Q_{s_4} + Q_{s_5} \\
 &= 27,709 + 61,575 + 110,835 + 203,198 + 52,339 \\
 &= 455,657 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 120,072 + 455,657 \\ &= 575,728 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned} SF &= 2 \\ Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{575,728}{2} \\ &= 287,864 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama seperti perhitungan di atas, hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright

Diameter (m)	0,2	0,3	0,4
Q_p (kN)	120,072	270,161	480,287
Q_s (kN)	455,657	683,485	911,313
Q_u (kN)	575,728	953,646	1391,600
Q_{all} (kN)	287,864	476,823	695,800

5.4.2 Perhitungan Metode Meyerhof

1. Tiang diameter 0,2 m pada *frame* 653

Pada perencanaan dimensi 0,2 m, ujung tiang *bored pile* berada di kedalaman 8,5 m. N_{SPT} yang digunakan dalam kapasitas dukung ujung tiang ini diambil nilai rata-rata 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah dasar tiang.

Tabel 5.6 Nilai $N_{60'}$ Rata-Rata

Kedalaman (m)	$N_{60'}$ (koreksi)	$N_{60'}$ (rata-rata)
6,9	37,91	50,53
9,3	63,16	

a. Daya dukung ujung (Q_p)

$$\begin{aligned} f_p &= 0,4 \times N_{60}' \times (L/D) \times \sigma_r \leq 3 \times N_{60}' \times \sigma_r \\ &= 0,4 \times 50,53 \times (8/0,2) \times 100 \leq 3 \times 50,53 \times 100 \\ &= 80852 \leq 15159,750 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$f_p \text{ pakai} = 15159,750$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,2^2 \\ &= 0,031 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times f_p \\ &= 0,031 \times 15159,750 \\ &= 476,258 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut (Q_s)

Perhitungan daya dukung selimut tiang ini dihitung sampai pada kedalaman 8,5 m.

1) Lapisan 1 (kedalaman 0,5 – 2,0 m)

$$\text{Tinggi lapisan (t)} = 1,5 \text{ m}$$

$$N_{60} \text{ lapisan 1} = 6,8$$

$$\begin{aligned} \text{Luas selimut tiang (} A_s \text{)} &= \pi \times D \times t \\ &= \pi \times 0,2 \times 1,5 \\ &= 0,942 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r \\ &= \frac{1}{100} \times 6,8 \times 100 \\ &= 6,8 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s_1} &= f_s \times A_s \\ &= 6,8 \times 0,942 \\ &= 6,409 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2,0 – 4,0 m)

$$\text{Tinggi lapisan (t)} = 2 \text{ m}$$

$$N_{60} \text{ lapisan 2} = 13,6$$

$$\begin{aligned}
 \text{Luas selimut tiang (As)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,2 \times 2 \\
 &= 1,257 \text{ m}^2 \\
 f_s &= \frac{1}{100} \times N60 \times \sigma_r \\
 &= \frac{1}{100} \times 13,6 \times 100 \\
 &= 13,6 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s_2} &= f_s \times A_s \\
 &= 13,6 \times 1,257 \\
 &= 17,090 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Lapisan 3 (kedalaman 4,0 – 6,0 m)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (t)} &= 2 \text{ m} \\
 N60 \text{ lapisan 3} &= 27,2 \\
 \text{Luas selimut tiang (As)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,2 \times 2 \\
 &= 1,257 \text{ m}^2 \\
 f_s &= \frac{1}{100} \times N60 \times \sigma_r \\
 &= \frac{1}{100} \times 27,2 \times 100 \\
 &= 27,2 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s_3} &= f_s \times A_s \\
 &= 27,2 \times 1,257 \\
 &= 34,181 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Lapisan 4 (kedalaman 6,0 – 8,0 m)

$$\begin{aligned}
 \text{Tinggi lapisan (t)} &= 2 \text{ m} \\
 N60 \text{ lapisan 4} &= 51 \\
 \text{Luas selimut tiang (As)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,2 \times 2 \\
 &= 1,257 \text{ m}^2 \\
 f_s &= \frac{1}{100} \times N60 \times \sigma_r \\
 &= \frac{1}{100} \times 51 \times 100
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 51 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s_4} &= f_s \times A_s \\
 &= 51 \times 1,257 \\
 &= 64,088 \text{ kN} \\
 5) \text{ Lapisan 5 (kedalaman 8,0 – 8,5 m)} \\
 \text{Tinggi lapisan (t)} &= 0,5 \text{ m} \\
 \text{N60 lapisan 5} &= 55,68 \\
 \text{Luas selimut tiang (A}_s\text{)} &= \pi \times D \times t \\
 &= \pi \times 0,2 \times 0,5 \\
 &= 0,314 \text{ m}^2 \\
 f_s &= \frac{1}{100} \times \text{N60} \times \sigma_r \\
 &= \frac{1}{100} \times 55,68 \times 100 \\
 &= 55,68 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{s_5} &= f_s \times A_s \\
 &= 55,68 \times 0,314 \\
 &= 17,491 \text{ kN} \\
 6) \text{ Q}_s \text{ total} &= Q_{s_1} + Q_{s_2} + Q_{s_3} + Q_{s_4} + Q_{s_5} \\
 &= 6,409 + 17,090 + 34,181 + 64,088 + 17,491 \\
 &= 139,259 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Daya dukung ultimit (Q_u)

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 476,258 + 139,259 \\
 &= 615,517 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_{all})

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{615,517}{2} \\
 &= 307,758 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada diameter 0,3 m dan 0,4 m dihitung dengan cara yang sama seperti diatas. Hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung metode Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhof

Diameter (m)	0,2	0,3	0,4
Qp (kN)	476,258	1010,295	1740,003
Qs (kN)	139,259	212,093	282,790
Qu (kN)	615,517	1222,388	2022,793
Qall (kN)	307,758	611,194	1011,396

5.5 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Bor

Berdasarkan data pembebanan dan momen pada gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta didapatkan nilai beban aksial (P) sebesar 2605,840 kN. Nilai tersebut digunakan untuk perhitungan kontrol tiang bor menggunakan dua metode.

5.5.1 Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang diameter 0,2 m pada *frame* 653

a. Jumlah tiang

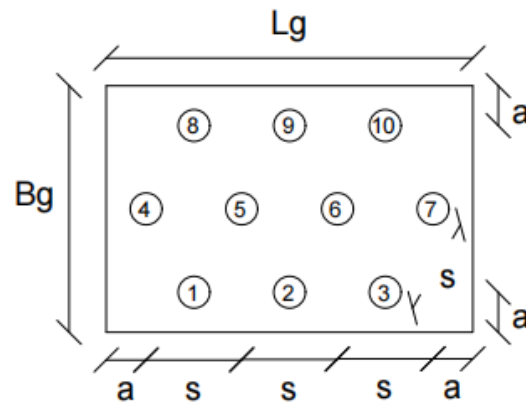
$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{all} = 287,864 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{2605,840}{287,864} \\ &= 9,052 \\ &= 10 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 10 dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.



Gambar 5.7 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,2 m pada *Frame* 653

Berdasarkan Gambar 5.7 diketahui

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$s = 0,6 \text{ m}$$

$$B_x = 2,30 \text{ m}$$

$$B_y = 1,54 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 3$$

$$m = 3$$

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

$$= \arctan \frac{0,2}{0,6}$$

$$= 0,322^\circ$$

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

$$= 1 - 0,322 \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3}$$

$$= 0,995$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 287,864 \text{ kN}$$

$$n = 10 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
 &= 10 \times 287,864 \times 0,995 \\
 &= 2864,920 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,2^2 \\
 &= 0,031 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\
 &= \frac{120,072}{2} \\
 &= 60,036 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\
 &= \frac{60,036}{0,031} \\
 &= 1911 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,2 \\
 &= 0,628 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{455,657}{2} \\
 &= 227,828 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{227,828}{0,628 \times 8} \\
 &= 45,325 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 2,3 \times 1,54 \times 1911 + \Sigma[2 \times (2,3 \times 1,54) \times 8 \times 45,3] \\
 &= 9361,673 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$9361,673 \text{ kN} \geq 2864,920 \text{ kN (OKE)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 2864,920 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (2,30 \times 1,54 \times 0,5)2,4 \\ &= 4,26 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,2^2) \times 2,4 \times 10 \times 8) \\ &= 6,03 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 2605,840 + 4,26 + 6,03 \\ &= 2616,13 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.8 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	Pi
1	-0.60	-0.52	0.36	0.27	127.08
2	0.00	-0.52	0.00	0.27	175.16
3	0.60	-0.52	0.36	0.27	223.25
4	-0.90	0.00	0.81	0.00	189.49
5	-0.30	0.00	0.09	0.00	237.57
6	0.30	0.00	0.09	0.00	285.66
7	0.90	0.00	0.81	0.00	333.74
8	-0.60	0.52	0.36	0.27	299.98
9	0.00	0.52	0.00	0.27	348.06
10	0.60	0.52	0.36	0.27	396.15
Total			3,24	1,63	2616,13

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{2616,13}{10} + \frac{270,76 \cdot 0,52}{1,63} + \frac{259,55 \cdot 0,90}{3,24}$$

$$= 420,19 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{2616,13}{10} + \frac{270,76 \cdot -0,52}{1,63} + \frac{259,55 \cdot -0,90}{3,24}$$

$$= 103,04 \text{ kN}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 420,19 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,031 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{420,19}{0,031}$$

$$= 13375,09 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = K-300$$

$$= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 24900 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 13375,09 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

2. Tiang diameter 0,3 m pada *frame* 653

a. Jumlah tiang

$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{\text{all}} = 476,823 \text{ kN}$$

$$n = \frac{P}{Q_{\text{all}}}$$

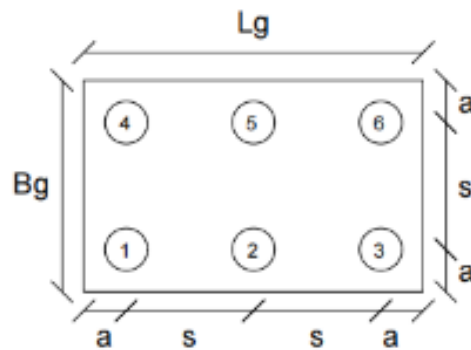
$$= \frac{2605,840}{476,823}$$

$$= 5,465$$

$$= 6 \text{ tiang}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 6 dapat dilihat pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.8 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,3 m pada *Frame 653*

Berdasarkan Gambar 5.8 diketahui

$$a = 0,30 \text{ m}$$

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

$$B_x = 2,40 \text{ m}$$

$$B_y = 1,50 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 3$$

$$m = 2$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,3}{0,9} \\ &= 0,322^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \\ &= 0,996 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 476,823 \text{ kN}$$

$$n = 6 \text{ tiang}$$

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

$$= 6 \times 476,823 \times 0,996$$

$$= 2849,006 \text{ kN}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{270,161}{2} \\ &= 135,081 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{135,081}{0,071} \\ &= 1911 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,3 \\ &= 0,942 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\ &= \frac{683,485}{2} \\ &= 341,742 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\ &= \frac{341,742}{0,942 \times 8} \\ &= 45,325 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\ &= 2,4 \times 1,5 \times 1911 + \Sigma[2 \times (2,4 \times 1,5) \times 8 \times 45,3] \\ &= 9490,320 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ug} &\geq Q_g \\ 9490,320 \text{ kN} &\geq 2849,006 \text{ kN (OKE)} \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 2849,006 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (2,40 \times 1,50 \times 0,5)2,4 \\ &= 4,32 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,3^2) \times 2,4 \times 6 \times 8) \\ &= 8,14 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 2605,840 + 4,32 + 8,14 \\ &= 2618,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.9 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	P_i
1	-0.90	-0.45	0.81	0.20	263.97
2	0.00	-0.45	0.00	0.20	336.10
3	0.90	-0.45	0.81	0.20	408.23
4	-0.90	0.45	0.81	0.20	464.54
5	0.00	0.45	0.00	0.20	536.67
6	0.90	0.45	0.81	0.20	608.79
Total			3,24	1,22	2618,30

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{2618,30}{6} + \frac{270,76 \cdot 0,45}{1,22} + \frac{259,55 \cdot 0,90}{3,24} \\ &= 608,79 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{2618,30}{6} + \frac{270,76 \cdot -0,45}{1,22} + \frac{259,55 \cdot -0,90}{3,24} \\ &= 263,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 608,79 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{608,79}{0,071} \\ &= 8612,67 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= K-300 \\ &= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\ &= 24900 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 8612,67 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

3. Tiang diameter 0,4 m pada *frame* 653

a. Jumlah tiang

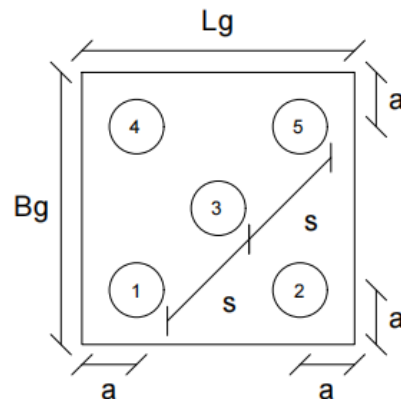
$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{all} = 695,800 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{2605,840}{695,800} \\ &= 3,745 \\ &= 5 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 5 dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5.9 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,4 m pada *Frame 653*

Berdasarkan Gambar 5.9 diketahui

$$a = 0,35 \text{ m}$$

$$s = 1,20 \text{ m}$$

$$B_x = 2,39 \text{ m}$$

$$B_y = 2,39 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 3$$

$$m = 2$$

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

$$= \arctan \frac{0,4}{1,2}$$

$$= 0,322^\circ$$

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

$$= 1 - 0,322 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3}$$

$$= 0,996$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 695,800 \text{ kN}$$

$$n = 5 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
 &= 5 \times 695,800 \times 0,996 \\
 &= 3464,489 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\
 &= 0,126 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\
 &= \frac{480,287}{2} \\
 &= 240,143 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\
 &= \frac{240,143}{0,126} \\
 &= 1911 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,4 \\
 &= 1,257 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{911,313}{2} \\
 &= 455,657 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{455,657}{1,257 \times 8} \\
 &= 45,325 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 2,39 \times 2,39 \times 1911 + \Sigma[2 \times (2,39 \times 2,39) \times 8 \times 45,3] \\
 &= 15083,451 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$15083,451 \text{ kN} \geq 3464,489 \text{ kN (OKE)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 3464,489 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (2,39 \times 2,39 \times 0,5)2,4 \\ &= 6,87 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,4^2) \times 2,4 \times 5 \times 8) \\ &= 12,06 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 2605,840 + 6,87 + 12,06 \\ &= 2624,77 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.10 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	P_i
1	-0,85	-0,85	0,72	0,72	368.21
2	0,85	-0,85	0,72	0,72	521.67
3	0,00	0,00	0,00	0,00	524.95
4	-0,85	0,85	0,72	0,72	528.24
5	0,85	0,85	0,72	0,72	681.70
Total			2,86	2,86	2624,77

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{2624,77}{5} + \frac{270,76 \cdot 0,85}{2,86} + \frac{259,55 \cdot 0,85}{2,86} \\ &= 681,70 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$P_{\min} = \frac{2624,77}{5} + \frac{270,76 \cdot -0,85}{2,86} + \frac{259,55 \cdot -0,85}{2,86}$$

$$= 368,21 \text{ kN}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 681,70 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

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

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{681,70}{0,126}$$

$$= 5424,78 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{ijin} = K-300$$

$$= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 24900 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 5424,78 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

4. Tiang diameter 0,3 m pada *frame* 644

a. Jumlah tiang

$$P = 444,947 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{all} = 476,823 \text{ kN}$$

$$n = \frac{P}{Q_{all}}$$

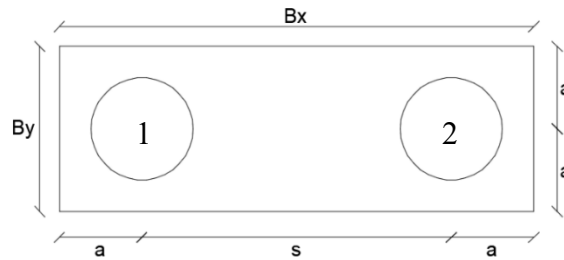
$$= \frac{444,947}{476,823}$$

$$= 0,933$$

$$= 2 \text{ tiang}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 2 dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,3 m pada *Frame* 644

Berdasarkan Gambar 5.10 diketahui

$$a = 0,30 \text{ m}$$

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

$$B_x = 1,50 \text{ m}$$

$$B_y = 0,60 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 2$$

$$m = 1$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,3}{0,9} \\ &= 0,322^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 2 \times 1} \\ &= 0,998 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 476,823 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 476,823 \times 0,998 \\ &= 951,942 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\
 &= \frac{270,161}{2} \\
 &= 135,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\
 &= \frac{135,08}{0,071} \\
 &= 1911 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,3 \\
 &= 0,942 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{683,485}{2} \\
 &= 341,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{341,74}{0,942 \times 8} \\
 &= 45,33 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 1,5 \times 0,6 \times 1911 + \Sigma[2 \times (1,5 \times 0,6) \times 8 \times 45,33] \\
 &= 2372,58 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 2372,58 \text{ kN} &\geq 951,942 \text{ kN (OKE)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 951,942 kN > beban aksial sebesar 444,95 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 444,95 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (1,50 \times 0,60 \times 0,5)2,4 \\ &= 1,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,3^2) \times 2,4 \times 2 \times 8) \\ &= 2,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 444,95 + 1,08 + 2,71 \\ &= 448,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.11 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	P_i
1	-0,45	0,00	0,20	0,00	94,88
2	0,45	0,00	0,20	0,00	353,86
Total			0,41	0,00	448,74

$$M_x = 166,78 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 116,54 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{448,74}{2} + \frac{166,78 \cdot 0,00}{0,00} + \frac{116,54 \cdot 0,45}{0,41} \\ &= 353,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{448,74}{2} + \frac{166,78 \cdot 0,00}{0,00} + \frac{116,54 \cdot -0,45}{0,41} \\ &= 94,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 353,86 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{353,86}{0,071} \\
 &= 5006,05 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{\text{ijin}} &= \text{K-300} \\
 &= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\
 &= 24900 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma &= 5006,05 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.12 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Metode Reese & Wright

<i>Frame</i>	653			644
Diameter (m)	0,2	0,3	0,4	0,3
P (kN)	2605,840	2605,840	2605,840	444,947
n (tiang)	10	6	5	2
Eg	0,995	0,996	0,996	0,998
Qg (kN)	2864,920	2849,006	3464,489	951,942
Qug (kN)	9361,673	9490,320	15083,451	2372,58
Pt (kN)	2616,13	2618,30	2624,77	448,74
σ (kN/m ²)	13375,09	8612,67	5424,78	5006,05
σ_{ijin} (kN/m ²)	24900	24900	24900	24900
Cek	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN

5.5.2 Metode Meyerhof

1. Tiang diameter 0,2 m pada *frame* 653
 - a. Jumlah tiang

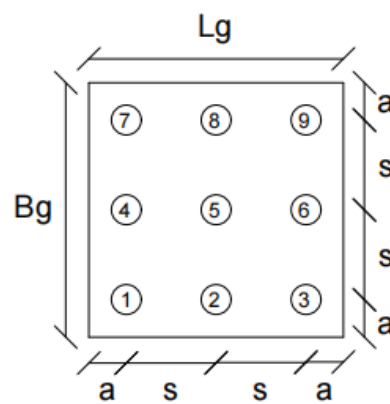
$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{\text{all}} = 307,758 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{2605,840}{307,758} \\
 &= 8,467 \\
 &= 9 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 9 dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



**Gambar 5.11 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,2 m pada
*Frame 653***

Berdasarkan Gambar 5.11 diketahui

$$a = 0,25 \text{ m}$$

$$s = 0,6 \text{ m}$$

$$B_x = 1,70 \text{ m}$$

$$B_y = 1,70 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 3$$

$$m = 3$$

$$\begin{aligned}
 \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\
 &= \arctan \frac{0,2}{0,6}
 \end{aligned}$$

$$= 0,322^\circ$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \\ &= 0,995 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 307,758 \text{ kN}$$

$$n = 9 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 9 \times 307,758 \times 0,995 \\ &= 2756,622 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,2^2 \\ &= 0,031 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{476,258}{2} \\ &= 238,129 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{58,246}{0,031} \\ &= 7579,875 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,2 \\ &= 0,628 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\ &= \frac{139,259}{2} \\ &= 70,698 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{70,698}{0,628 \times 8} \\
 &= 14,065 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 1,7 \times 1,7 \times 7579,9 + \Sigma[2 \times (1,7 \times 1,7) \times 8 \times 14,1] \\
 &= 22556,197 \text{ kN} \\
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 22556,197 \text{ kN} &\geq 2756,622 \text{ kN (OKE)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 22556,197 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)} \\
 \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\
 &= (1,70 \times 1,70 \times 0,5)2,4 \\
 &= 3,47 \text{ kN} \\
 \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\
 &= ((0,25 \times \pi \times 0,2^2) \times 2,4 \times 9 \times 8) \\
 &= 5,43 \text{ kN} \\
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 2605,840 + 3,47 + 5,43 \\
 &= 2614,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.13 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	xi	yi	x ²	y ²	Pi
1	-0,60	-0,60	0,36	0,36	143.19
2	0,00	-0,60	0,00	0,36	215.31
3	0,60	-0,60	0,36	0,36	287.44
4	-0,60	0,00	0,36	0,00	218.40
5	0,00	0,00	0,00	0,00	290.53
6	0,60	0,00	0,36	0,00	362.65
7	-0,60	0,60	0,36	0,36	293.61
8	0,00	0,60	0,00	0,36	365.74
9	0,60	0,60	0,36	0,36	437.87
Total			2,16	2,16	2614,74

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{2614,74}{9} + \frac{270,76 \cdot 0,60}{2,16} + \frac{259,55 \cdot 0,60}{2,16}$$

$$= 437,87 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{2614,74}{9} + \frac{270,76 \cdot -0,60}{2,16} + \frac{259,55 \cdot -0,60}{2,16}$$

$$= 143,19 \text{ kN}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 437,87 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

$$= 0,031 \text{ m}^2$$

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{437,87}{0,031}$$

$$= 13937,68 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = K-300$$

$$= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 24900 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 13937,68 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

2. Tiang diameter 0,3 m pada *frame 653*

a. Jumlah tiang

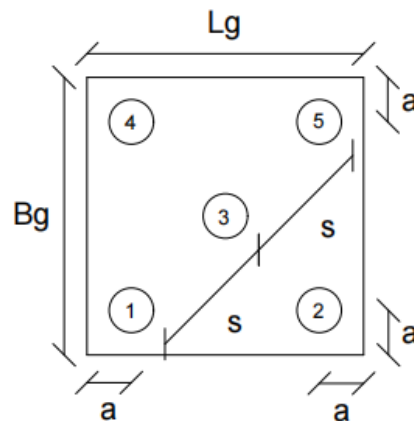
$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{all} = 611,194 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{2605,840}{611,194} \\ &= 4,264 \\ &= 5 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 5 dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,3 m pada *Frame 653*

Berdasarkan Gambar 5.12 diketahui

$$a = 0,30 \text{ m}$$

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

$$B_x = 1,87 \text{ m}$$

$$B_y = 1,87 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 3$$

$$m = 2$$

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

$$= \arctan \frac{0,3}{0,9}$$

$$= 0,322^\circ$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(3-1)2 + (2-1)3}{90 \times 2 \times 3} \\ &= 0,996 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 611,194 \text{ kN}$$

$$n = 5 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 5 \times 611,194 \times 0,996 \\ &= 3043,224 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{1010,29}{2} \\ &= 505,147 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{505,147}{0,071} \\ &= 7146,375 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 P &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,3 \\
 &= 0,942 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\
 &= \frac{212,093}{2} \\
 &= 106,046 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{106,046}{0,942 \times 8} \\
 &= 14,065 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 1,9 \times 1,9 \times 7146,4 + \Sigma[2 \times (1,9 \times 1,9) \times 8 \times 14,1] \\
 &= 25749,531 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 25749,531 \text{ kN} &\geq 3043,224 \text{ kN (OKE)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 3043,224 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\
 &= (1,87 \times 1,87 \times 0,5)2,4 \\
 &= 4,19 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\
 &= ((0,25 \times \pi \times 0,3^2) \times 2,4 \times 5 \times 8) \\
 &= 6,79 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 2605,840 + 4,19 + 6,79 \\
 &= 2616,82 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.14 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	Pi
1	-0,63	-0,63	0,40	0,40	314.37
2	0,63	-0,63	0,40	0,40	518.99
3	0,00	0,00	0,00	0,00	523.36
4	-0,63	0,63	0,40	0,40	527.74
5	0,63	0,63	0,40	0,40	732.35
Total			1,61	1,61	2616,82

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{2616,82}{5} + \frac{270,76 \cdot 0,63}{1,61} + \frac{259,55 \cdot 0,63}{1,61}$$

$$= 732,35 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{2616,82}{5} + \frac{270,76 \cdot -0,63}{1,61} + \frac{259,55 \cdot -0,63}{1,61}$$

$$= 314,37 \text{ kN}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 732,35 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2$$

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

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{732,35}{0,071}$$

$$= 10360,70 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = K-300$$

$$= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 24900 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 10360,70 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

3. Tiang diameter 0,4 m pada *frame* 653

a. Jumlah tiang

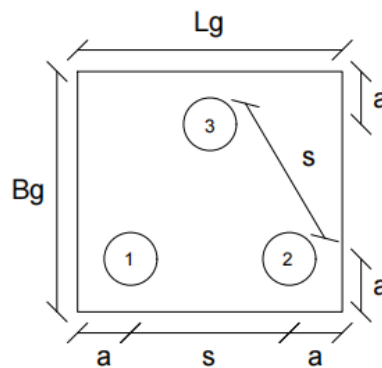
$$P = 2605,840 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{all} = 1011,396 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{2605,840}{1011,396} \\ &= 2,576 \\ &= 3 \text{ tiang} \end{aligned}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 3 dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5.13 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,4 m pada *Frame* 653

Berdasarkan Gambar 5.13 diketahui

$$a = 0,35 \text{ m}$$

$$s = 1,20 \text{ m}$$

$$B_x = 1,90 \text{ m}$$

$$B_y = 1,74 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 2$$

$$m = 2$$

$$\begin{aligned}\theta &= \arctan \frac{D}{S} \\ &= \arctan \frac{0,4}{1,2} \\ &= 0,322^\circ\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \times 2 \times 2} \\ &= 0,996\end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}Q_{all} &= 1011,396 \text{ kN} \\ n &= 3 \text{ tiang} \\ Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 3 \times 1011,396 \times 0,996 \\ &= 3023,342 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{1740}{2} \\ &= 870,001 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{870,001}{0,126} \\ &= 6923,250 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,4 \\ &= 1,257 \text{ m}\end{aligned}$$

$$Q_s = \frac{Q_s}{SF}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{282,790}{2} \\
 &= 141,395 \text{ kN} \\
 f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\
 &= \frac{141,395}{1,257 \times 8} \\
 &= 14,065 \text{ kN/m}^2 \\
 Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\
 &= 1,9 \times 1,74 \times 6923,3 + \Sigma[2 \times (1,9 \times 1,74) \times 8 \times 14,1] \\
 &= 23686,565 \text{ kN} \\
 Q_{ug} &\geq Q_g \\
 23686,565 \text{ kN} &\geq 3023,342 \text{ kN (OKE)}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 3023,342 kN > beban aksial sebesar 2605,840 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 2605,840 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\
 &= (1,90 \times 1,74 \times 0,5)2,4 \\
 &= 3,98 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\
 &= ((0,25 \times \pi \times 0,4^2) \times 2,4 \times 3 \times 8) \\
 &= 7,24 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\
 &= 2605,840 + 3,98 + 7,24 \\
 &= 2617,05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.15 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	P_i
1	-0,60	-0,40	0,36	0,16	543.15
2	0,60	-0,40	0,36	0,16	975.91
3	0,00	0,80	0,00	0,64	1097.99
Total			0,72	0,96	2617,05

$$M_x = 270,76 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 259,55 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$P_{\max} = \frac{2617,05}{3} + \frac{270,76 \cdot 0,80}{0,96} + \frac{259,55 \cdot 0,60}{0,72}$$

$$= 1314,37 \text{ kN}$$

$$P_{\min} = \frac{2617,05}{3} + \frac{270,76 \cdot -0,40}{0,96} + \frac{259,55 \cdot -0,60}{0,72}$$

$$= 543,15 \text{ kN}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 1314,37 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

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

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

$$\sigma = \frac{P}{A}$$

$$= \frac{1314,37}{0,126}$$

$$= 10459,41 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{ijin}} = K-300$$

$$= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)}$$

$$= 24900 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma = 10459,41 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}$$

4. Tiang diameter 0,3 m pada *frame* 644

a. Jumlah tiang

$$P = 444,947 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$Q_{\text{all}} = 611,194 \text{ kN}$$

$$n = \frac{P}{Q_{\text{all}}}$$

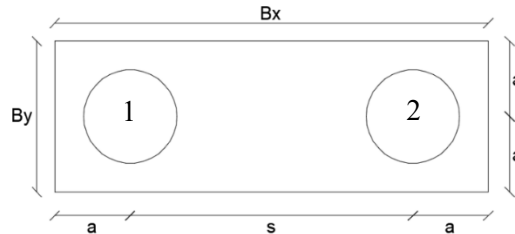
$$= \frac{444,947}{611,194}$$

$$= 0,728$$

$$= 2 \text{ tiang}$$

b. Susunan tiang

Desain rencana pondasi kelompok dengan jumlah tiang 2 dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



**Gambar 5.14 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,3 m pada
Frame 644**

Berdasarkan Gambar 5.14 diketahui

$$a = 0,30 \text{ m}$$

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

$$B_x = 1,50 \text{ m}$$

$$B_y = 0,60 \text{ m}$$

c. Kontrol terhadap gaya yang terjadi

1) Efisiensi kelompok tiang

$$n = 2$$

$$m = 1$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,3}{0,9} \\ &= 0,322^\circ \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \\ &= 1 - 0,322 \frac{(2-1)1 + (1-1)2}{90 \times 2 \times 1} \\ &= 0,998 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_{all} = 611,194 \text{ kN}$$

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

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

$$= 2 \times 611,194 \times 0,998$$

$$= 1220,203 \text{ kN}$$

3) Kapasitas dukung blok tiang kelompok

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= \frac{Q_p}{SF} \\ &= \frac{1010,295}{2} \\ &= 505,15 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} q_p &= \frac{Q_p}{A_p} \\ &= \frac{505,15}{0,071} \\ &= 7146,38 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$L = 8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,3 \\ &= 0,942 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= \frac{Q_s}{SF} \\ &= \frac{212,093}{2} \\ &= 106,05 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} f_s &= \frac{Q_s}{P \times L} \\ &= \frac{106,05}{0,942 \times 8} \\ &= 14,06 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ug} &= L_g \times B_g \times q_p + \Sigma[2 \times (L_g \times B_g) \times \Delta L \times f_s] \\ &= 1,5 \times 0,6 \times 7146,4 + \Sigma[2 \times (1,5 \times 0,6) \times 8 \times 14,06] \\ &= 6634,271 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$Q_{ug} \geq Q_g$$

$$6634,271 \text{ kN} \geq 1220,203 \text{ kN (OKE)}$$

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang sebesar 1220,203 kN > beban aksial sebesar 444,95 kN, maka pondasi aman terhadap beban rencana.

d. Analisis distribusi beban

$$\text{Beban aksial (P)} = 444,95 \text{ kN (output SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat pilecap (W)} &= (B \times H \times t)\gamma \\ &= (1,50 \times 0,60 \times 0,5)2,4 \\ &= 1,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= (A_p \times \gamma \times n \times L) \\ &= ((0,25 \times \pi \times 0,3^2) \times 2,4 \times 2 \times 8) \\ &= 2,71 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total (Pt)} &= P + W + \text{berat tiang} \\ &= 444,95 + 1,08 + 2,71 \\ &= 448,74 \text{ kN} \end{aligned}$$

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol Gaya Semua Tiang Bor

No.	x_i	y_i	x^2	y^2	P_i
1	-0,45	0,00	0,20	0,00	94.88
2	0,45	0,00	0,20	0,00	353.86
Total			0,41	0,00	448,74

$$M_x = 166,78 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 116,54 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$P_i = \frac{\sum P}{n} + \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} + \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2}$$

$$\begin{aligned} P_{\max} &= \frac{448,74}{2} + \frac{166,78 \cdot 0,00}{0,00} + \frac{116,54 \cdot 0,45}{0,41} \\ &= 353,86 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{\min} &= \frac{448,74}{2} + \frac{166,78 \cdot 0,00}{0,00} + \frac{116,54 \cdot -0,45}{0,41} \\ &= 94,88 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Analisis kekuatan tiang

$$P = 353,86 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,3^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2 \\
 \sigma &= \frac{P}{A} \\
 &= \frac{353,86}{0,071} \\
 &= 5006,05 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma_{\text{ijin}} &= \text{K-300} \\
 &= 300 \times 1000 \times 0,083 \text{ (faktor konversi)} \\
 &= 24900 \text{ kN/m}^2 \\
 \sigma &= 5006,05 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 24900 \text{ kN/m}^2 \text{ (AMAN)}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Metode Meyerhof

<i>Frame</i>	653			644
Diameter (m)	0,2	0,3	0,4	0,3
P (kN)	2605,840	2605,840	2605,840	444,947
n (tiang)	9	5	3	2
Eg	0,995	0,996	0,996	0,998
Qg (kN)	2756,622	3043,224	3023,342	1220,203
Qug (kN)	22556,197	25749,531	23686,565	6634,271
Pt (kN)	2614,74	2616,82	2617,05	448,74
σ (kN/m ²)	13937,68	10360,70	10459,41	5006,05
σ_{ijin} (kN/m ²)	24900	24900	24900	24900
Cek	AMAN	AMAN	AMAN	AMAN

5.6 Penurunan Pondasi Tiang bor

Penurunan pondasi terjadi karena adanya beban di atas pondasi. Perhitungan penurunan pondasi sebagai berikut.

1. Metode Reese & Wright diameter 0,2 m *frame* 653

$$Se_1 = \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p \times E_p}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(120,07 + 0,5 \times 455,66)8}{0,03 \times 23500000} \\
&= 0,00377 \text{ m} \\
Se_2 &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p} \\
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times (90 \times Cu)} \\
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times N_{spt} \times 10\right)\right)} \\
&= \frac{0,05 \times 120,07}{0,2 \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times 55,68 \times 10\right)\right)} \\
&= 0,00090 \text{ m} \\
I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
&= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{8}{0,2}} \\
&= 4,21 \\
Se_3 &= \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\
&= \left(\frac{455,66}{0,63 \times 8}\right) \frac{0,2}{100000} (1 - 0,4^2) \times 4,21 \\
&= 0,00064 \text{ m} \\
Se &= Se_1 + Se_2 + Se_3 \\
&= 0,00377 + 0,00090 + 0,00064 \\
&= 0,00531 \text{ m} \\
Sg &= Se \times \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\
&= 0,00531 \times \sqrt{\frac{1,54}{0,2}} \\
&= 0,015 \text{ m}
\end{aligned}$$

2. Metode Reese & Wright diameter 0,3 m *frame* 653

$$\begin{aligned}
Se_1 &= \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\
&= \frac{(270,16 + 0,5 \times 683,48)8}{0,07 \times 23500000} \\
&= 0,00295 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se_2 &= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p} \\
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times (90 \times Cu)} \\
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times N_{spt} \times 10\right)\right)} \\
&= \frac{0,05 \times 270,16}{0,3 \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times 55,68 \times 10\right)\right)} \\
&= 0,00135 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
&= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{8}{0,3}} \\
&= 3,81
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se_3 &= \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\
&= \left(\frac{683,48}{0,94 \times 8}\right) \frac{0,3}{100000} (1 - 0,4^2) \times 3,81 \\
&= 0,00087 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Se &= Se_1 + Se_2 + Se_3 \\
&= 0,00295 + 0,00135 + 0,00087 \\
&= 0,00516 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Sg &= Se \times \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\
&= 0,00516 \times \sqrt{\frac{1,50}{0,3}} \\
&= 0,012 \text{ m}
\end{aligned}$$

3. Metode Reese & Wright diameter 0,4 m *frame* 653

$$\begin{aligned}
Se_1 &= \frac{(Q_{wp} + \xi \times Q_{ws})L}{A_p \times E_p} \\
&= \frac{(480,29 + 0,5 \times 911,31)8}{0,13 \times 23500000} \\
&= 0,00254 \text{ m}
\end{aligned}$$

$$Se_2 = \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times q_p}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times (90 \times Cu)} \\
&= \frac{C_p \times Q_{wp}}{D \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times N_{spt} \times 10\right)\right)} \\
&= \frac{0,05 \times 480,29}{0,4 \times \left(90 \times \left(\frac{2}{3} \times 55,68 \times 10\right)\right)} \\
&= 0,00180 \text{ m} \\
I_{ws} &= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \\
&= 2 + 0,35 \sqrt{\frac{8}{0,4}} \\
&= 3,57 \\
Se_3 &= \left(\frac{Q_{ws}}{p \times L}\right) \frac{D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\
&= \left(\frac{911,31}{1,26 \times 8}\right) \frac{0,4}{100000} (1 - 0,4^2) \times 3,57 \\
&= 0,00109 \text{ m} \\
Se &= Se_1 + Se_2 + Se_3 \\
&= 0,00254 + 0,00180 + 0,00109 \\
&= 0,00542 \text{ m} \\
Sg &= Se \times \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\
&= 0,00542 \times \sqrt{\frac{2,39}{0,4}} \\
&= 0,013 \text{ m}
\end{aligned}$$

Metode meyerhof dihitung dengan cara yang sama seperti di atas. Hasil rekapitulasi penurunan pondasi tiang bor dengan variasi diameter dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Penurunan Pondasi Tiang Bor

Metode	Reese & Wright				Meyerhof			
	653			644	653			644
<i>Frame</i>	653			644	653			644
D (m)	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0,3	0,4	0,3
Sg (m)	0,015	0,012	0,013	0,007	0,028	0,027	0,025	0,015

5.7 Analisis Pondasi dengan Program Plaxis 2D V21

5.7.1 Input Data Tanah

Analisis pondasi menggunakan model regangan geometri dengan 15 nodal. Penampang geometri adalah penampang melintang dengan pembebanan yang diterapkan tegak lurus terhadap penampang (arah z). Parameter tanah yang digunakan untuk input material tanah dan struktur pondasi pada Plaxis 2D tertera pada Tabel 5.19, Tabel 5.20, dan Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.19 Data Input Soil Properties

No.	Data Input	Lapis 1	Lapis 2	Lapis 3	Lapis 4	Lapis 5
1.	Berat jenis tanah sat., γ_{sat} (kN/m ³)	17,650	18,303	19,218	20,590	21,129
2.	Berat jenis tanah unsat, γ_{unsat} (kN/m ³)	16,000	17,333	17,750	16,817	16,083
3.	Modulus elastisitas, E_{ref} (kN/m ²)	100000	100000	100000	100000	100000
4.	Poisson ratio, ν	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
5.	Kohesi tanah, c (kN/m ²)	2,616	2,365	1,863	0,985	0,294
6.	Sudut geser dalam, ϕ (°)	28,000	29,333	31,800	36,000	38,750

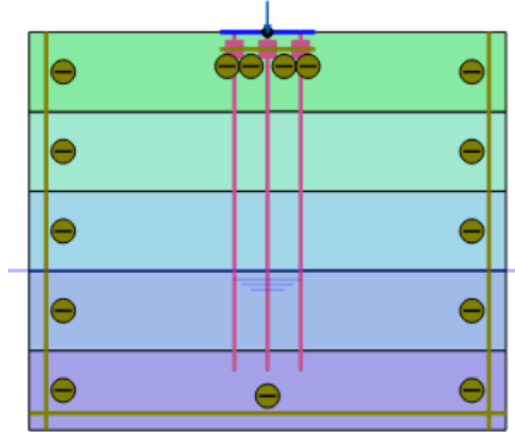
Tabel 5.20 Data Input Pile Properties dengan Embedded Beam

No.	Data Input	Nilai
1.	Berat jenis beton (γ)	24 kN/m ³
2.	Modulus elastisitas beton (E_{ref})	23500000 kN/m ²
3.	Poisson ratio (ν)	0,3

5.7.2 Output Penurunan Tiang

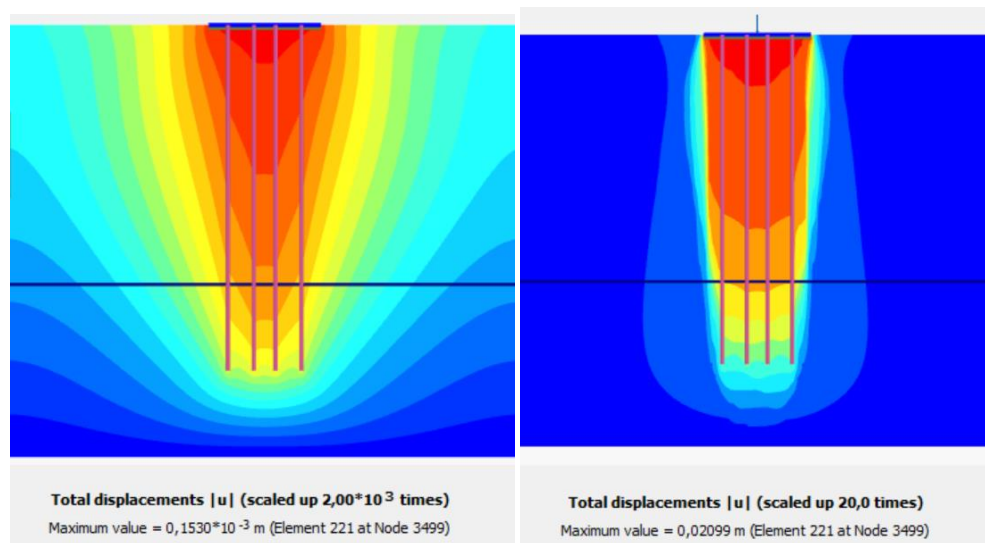
Output penurunan menunjukkan perubahan ketinggian atau pergerakan tanah di sepanjang struktur atau area tertentu. Ini penting untuk menilai deformasi tanah yang mungkin terjadi akibat beban struktural atau perubahan lingkungan. Hasil

penurunan ini biasanya disajikan dalam bentuk grafik atau laporan numerik. Hasil kurva penurunan dapat dilihat pada gambar di bawah ini.



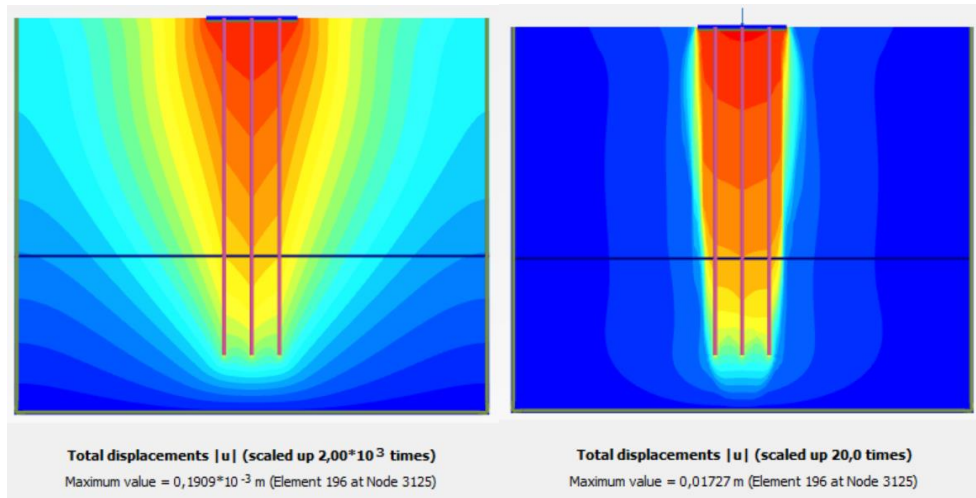
Gambar 5.15 Lapisan Tanah

1. Reese & Wright diameter 0,2 m



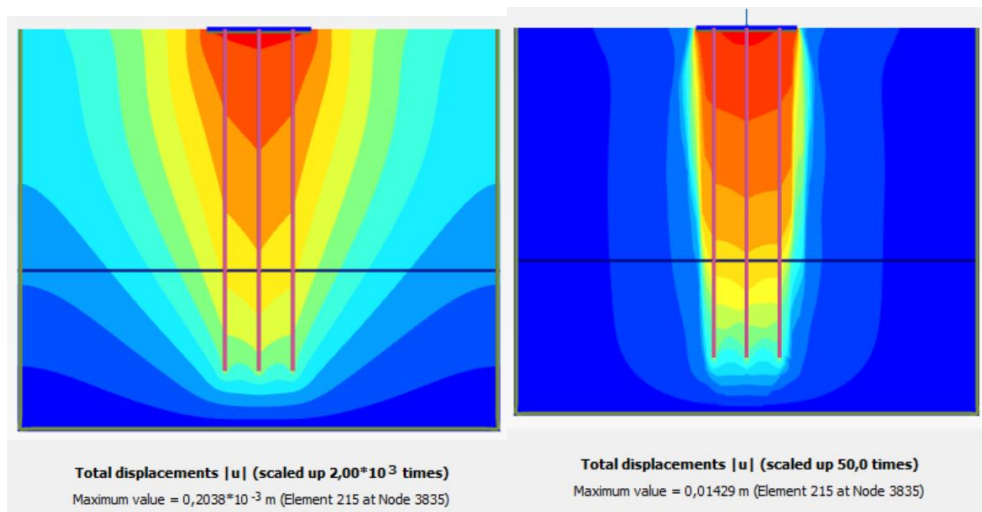
Gambar 5.16 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,2 m

2. Reese & Wright diameter 0,3 m



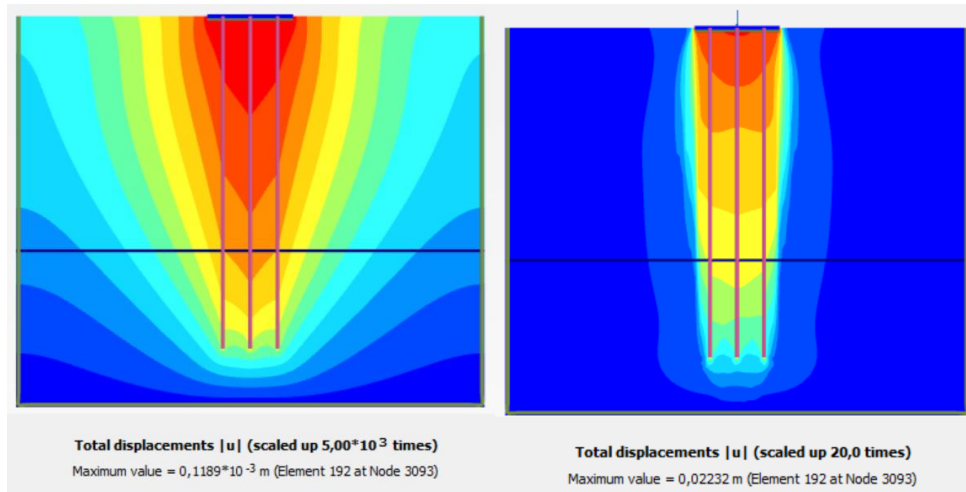
Gambar 5.17 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,3 m

3. Reese & Wright diameter 0,4 m



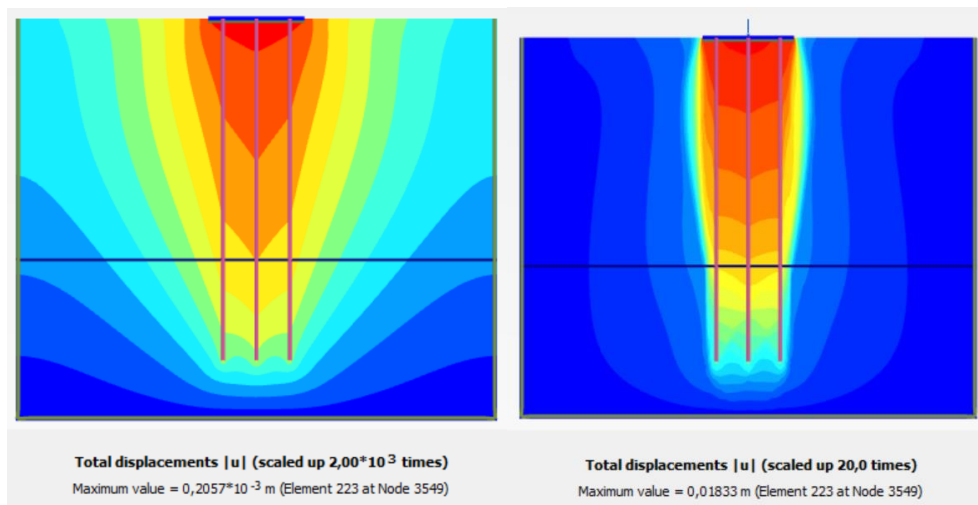
Gambar 5.18 Hasil Plaxis 2D Metode Reese & Wright 0,4 m

4. Meyerhof diameter 0,2 m



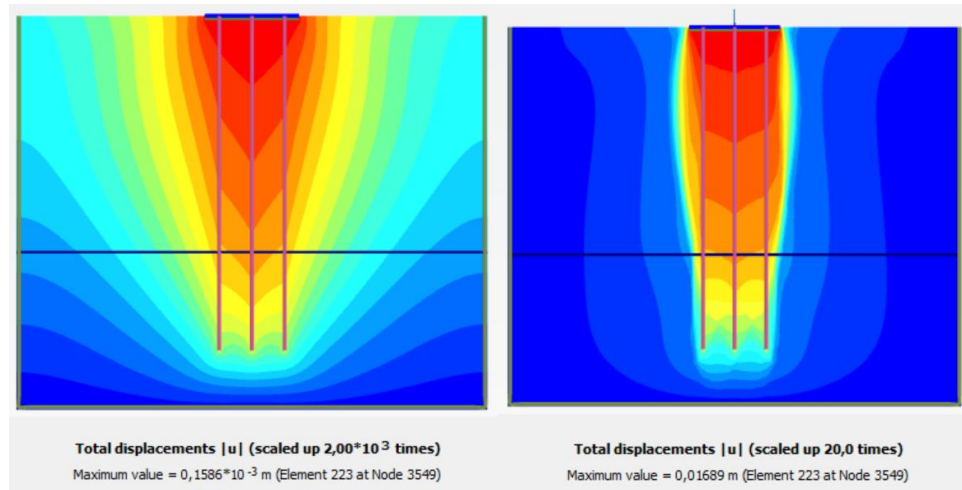
Gambar 5.19 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,2 m

5. Meyerhof diameter 0,3 m



Gambar 5.20 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,3 m

6. Meyerhof diameter 0,4 m



Gambar 5.21 Hasil Plaxis 2D Metode Meyerhof 0,4 m

Rekapitulasi nilai penurunan ntuk setiap variasi dimensi dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Angka Penurunan Hasil Kalkulasi Plaxis 2D

Metode	Reese & Wright			Meyerhof		
Diameter (m)	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
Penurunan (m)	0,021	0,017	0,014	0,022	0,018	0,017

5.7.3 Output Faktor Keamanan

Selain melakukan perhitungan penurunan tiang bor, program Plaxis 2D juga dapat menghitung faktor keamanan dan daya dukung pondasi tiang. Dari program Plaxis 2D didapatkan nilai Σ -Msf yang dapat digunakan untuk menentukan nilai daya dukung ultimit tiang bor (Q_u) dengan persamaan berikut.

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_u}{\Sigma M_{sf}}$$

$$Q_u = P_{all} \times \Sigma M_{sf}$$

$$= 2605,84 \times 1,51$$

$$= 3934,82 \text{ kN}$$

dengan:

$Q_{all}=P_{all}$ = daya dukung izin tiang (kN)

Q_u = daya dukung ultimit (kN)

$\Sigma\text{-Msf}$ = hasil bagi dari parameter kekuatan sebenarnya terhadap parameter kekuatan yang telah direduksi

Hasil rekapitulasi kapasitas daya dukung tiang bor dengan variasi dimensi dengan program Plaxis 2D v21 dapat dilihat pada Tabel 5.22 berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kapasitas Dukung dengan Program Plaxis 2D

Metode	Reese & Wright			Meyerhof		
	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
D (m)	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
$\Sigma\text{-Msf}$	1,501	1,567	1,639	1,510	1,573	1,624
Q_u (kN)	3911,37	4083,35	4270,97	3934,82	4098,99	4231,88

5.8 Pembahasan

Perancangan atau perencanaan bangunan, terutama gedung, selalu melibatkan perencanaan pondasi. Pondasi adalah bagian bawah dari struktur bangunan yang berfungsi untuk mendukung bangunan dan meneruskan beban dari struktur atas ke tanah dasar pondasi yang memiliki kekuatan cukup untuk menahan beban tersebut tanpa menyebabkan kerusakan tanah maupun penurunan bangunan diluar batas toleransi. Pondasi dirancang untuk mampu menahan beban yang mungkin terjadi.

Pada proyek gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta, dilakukan penyelidikan tanah untuk menentukan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang digunakan untuk perencanaan pondasi dan mendapatkan daya dukung pondasi yang lebih akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test* (SPT) menggunakan bor mesin sebanyak satu titik dan dengan interval kedalaman 2 meter.

Pembebanan memiliki peran sangat penting dalam perencanaan struktur pondasi suatu bangunan. Kapasitas dukung tiang dihitung dengan memperhatikan data hasil penyelidikan tanah, beban aksial, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman pondasi, dan data pendukung lainnya, seperti mutu beton. Analisis kapasitas dukung tiang *bored pile* menggunakan metode statik.

5.8.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Suatu pondasi dapat dianggap aman jika mampu menyalurkan beban dari struktur atas bangunan ke tanah dasar. Beban tersebut berupa gaya-gaya yang bekerja pada struktur, seperti beban aksial, gaya geser, dan momen. Berdasarkan hasil *output* SAP2000, diperoleh gaya-gaya dalam maksimum yang timbul akibat kombinasi beban sebesar:

1. *Frame 644*

Beban aksial (P)	= 444,947 kN
Gaya geser (V)	= 59,459 kN
Momen arah x (M _x)	= 166,782 kNm
Momen arah y (M _y)	= 116,537 kNm
2. *Frame 653*

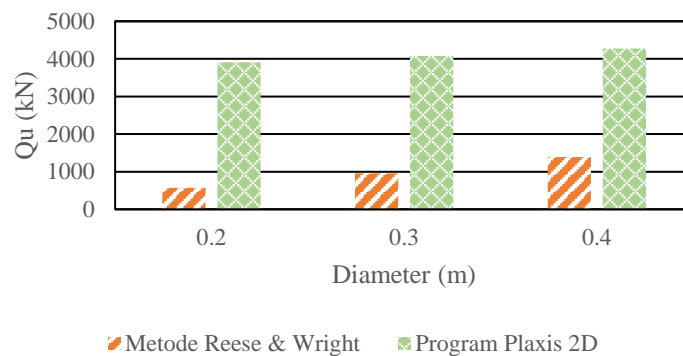
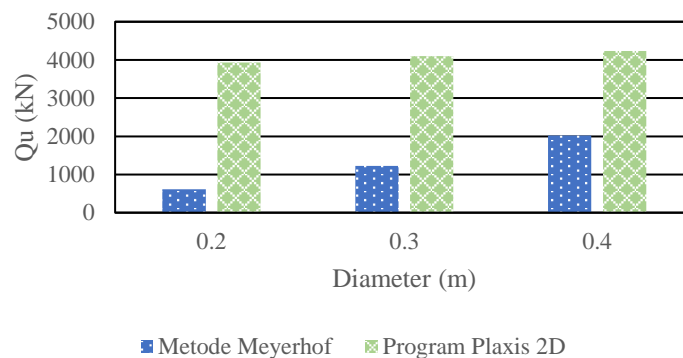
Beban aksial (P)	= 2605,840 kN
Gaya geser (V)	= 92,536 kN
Momen arah x (M _x)	= 270,764 kNm
Momen arah y (M _y)	= 259,657 kNm

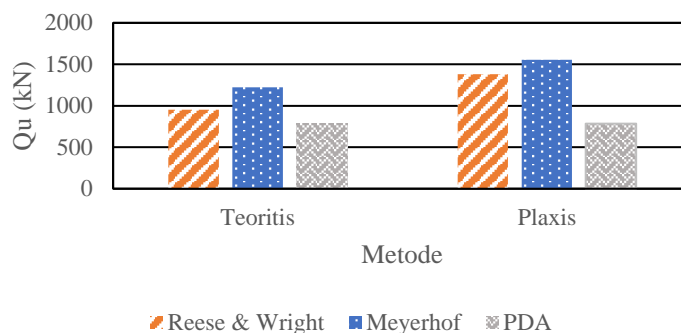
5.8.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi *Bored Pile*

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dilakukan dengan tiga diameter yang berbeda yaitu 0,2 m, 0,3 m, 0,4 m (diameter 0,3 m merupakan diameter pondasi eksisting) dan menggunakan dua metode yang berbeda pada kedalaman 8 m serta menggunakan angka aman (*safety factor*) sebesar 2. Kapasitas dukung pondasi didapat dari penjumlahan tiang tahanan ujung, dan tahanan gesek selimut tiang. Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.23, Gambar 5.22, Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 berikut.

Tabel 5.23 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi *Bored Pile*

Metode	Frame	D (m)	n (tiang)	Qu (kN)	Qu Plaxis (kN)
Reese & Wright	653	0,2	10	575,728	3911,37
		0,3	6	953,646	4083,35
		0,4	5	1391,600	4270,97
	644	0,3	2	953,646	1379,78
Meyerhof	653	0,2	9	615,517	3934,82
		0,3	5	1222,388	4098,99
		0,4	3	2022,793	4231,88
	644	0,3	2	1222,388	1552,87
PDA	644	0,3	2	784,536	-

**Gambar 5.22 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis pada Frame 653****Gambar 5.23 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis pada Frame 653**



Gambar 5.24 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Metode Teoritis dan PDA pada Frame 644

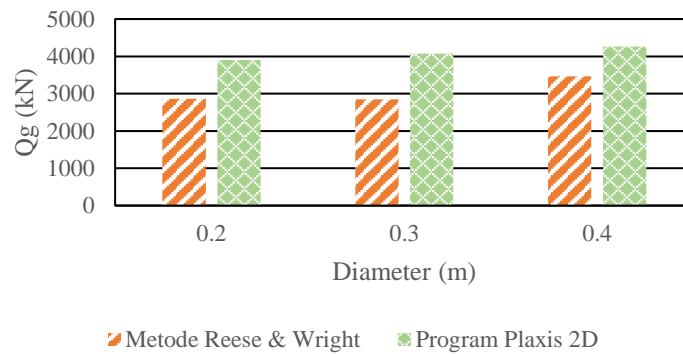
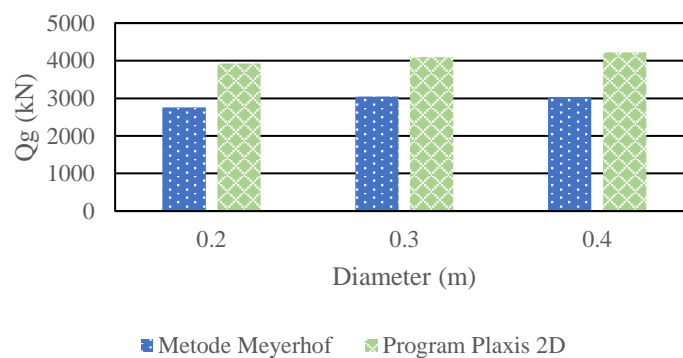
Berdasarkan Tabel 5.24 di atas didapatkan hasil kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor metode Reese & Wright diameter 0,2 m, 0,3 m, dan 0,4 m, diperoleh masing-masing sebesar 575,728 kN, 953,646 kN, dan 1391,600 kN, dan metode Meyerhof diameter 0,2 m, 0,3 m, dan 0,4 m, diperoleh masing-masing sebesar 615,517 kN, 1222,388 kN, dan 2022,793 kN. Sedangkan kapasitas dukung ultimit eksisting pada PDA lebih kecil dari metode Reese & Wright dan Meyerhof yaitu sebesar 784,536 kN, dan kapasitas dukung ultimit pada Plaxis 2D didapatkan hasil yang paling besar dibandingkan metode lainnya. Hasil kebutuhan tiang pada frame 653 didapatkan lebih banyak dibandingkan di lapangan yaitu 5 tiang dengan metode Meyerhof dan 6 tiang dengan metode Reese & Wright.

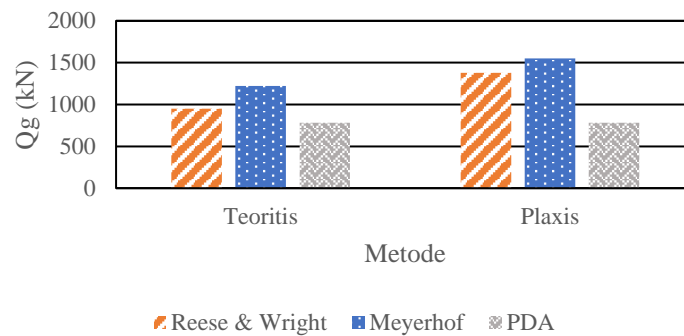
5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Analisis kapasitas dukung kelompok tiang dilakukan dengan beberapa metode yaitu metode Reese & Wright dan metode Meyerhof. Berdasarkan hasil kapasitas dukung tiang kelompok, metode Reese & Wright lebih besar daripada metode Meyerhof. Dilakukan pengecekan terhadap keamanan kelompok tiang bahwa pondasi dikatakan aman apabila Q_g lebih besar daripada beban (P) yang diterima oleh pondasi. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5.24 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

D (m)	Reese & Wright			Meyerhof		
	0,2	0,3	0,4	0,2	0,3	0,4
P (kN)	2605,840	2605,840	2605,840	2605,840	2605,840	2605,840
Qall (kN)	287,864	476,823	695,800	307,758	611,194	1011,396
Eg	0,995	0,996	0,996	0,995	0,996	0,996
Qg (kN)	2864,920	2849,006	3464,489	2756,622	3043,224	3023,342
Qg Plaxis	3904,374	4076,052	4263,337	3927,785	4091,659	4224,320
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

**Gambar 5.25 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis pada Frame 653****Gambar 5.26 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis pada Frame 653**



Gambar 5.27 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Pondasi Metode Teoritis dan PDA pada Frame 644

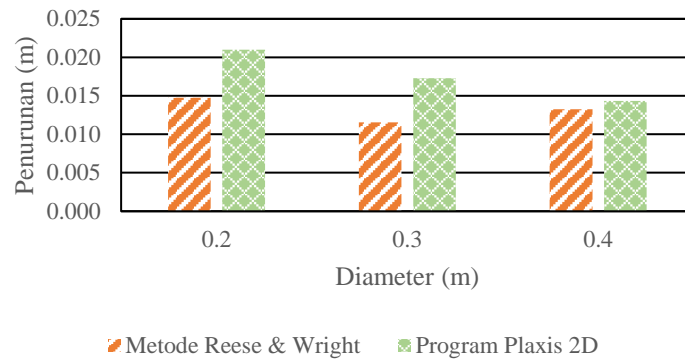
Pondasi dianggap aman jika kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi. Berdasarkan Tabel 5.25 kapasitas dukung tiang kelompok metode Reese & Wright diameter 0,2 m, 0,3 m, dan 0,4 m, diperoleh sebesar 2864,920 kN, 2849,006 kN, dan 3464,489 kN lebih besar dari nilai $P = 2605,840$ kN, dan metode Meyerhof diameter 0,2 m, 0,3 m, dan 0,4 m, diperoleh hasil masing-masing sebesar 2756,622 kN, 3043,224 kN, dan 3023,342 kN lebih besar dari nilai $P = 2605,840$ kN, sehingga pondasi *bored pile* dengan diameter 0,2 m, 0,3 m, dan 0,4 m aman digunakan dalam pembangunan gedung instalasi bedah sentral RSUD Kota Yogyakarta.

5.8.4 Perbandingan Penurunan Pondasi *Bored Pile*

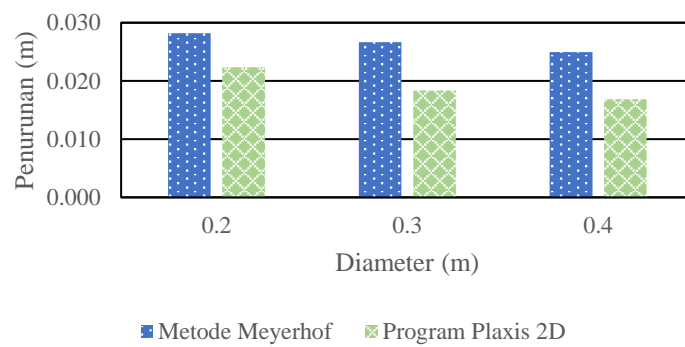
Besarnya penurunan pondasi tiang dipengaruhi oleh nilai beban yang bekerja, dimensi pondasi, dan modulus elastisitas. Hasil analisis penurunan pondasi tiang dapat dilihat pada Tabel 5.25 berikut.

Tabel 5.25 Perbandingan Penurunan Pondasi Bored Pile

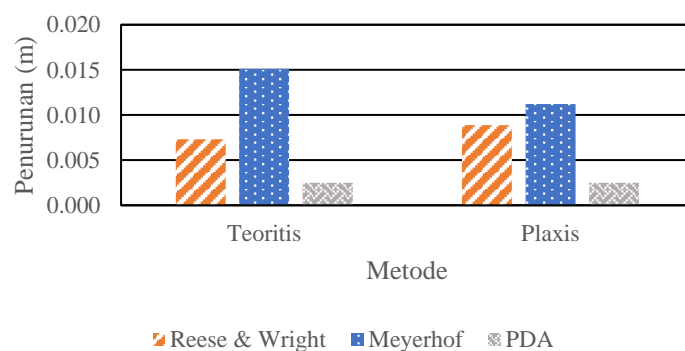
Metode	Reese & Wright				Meyerhof			
	653			644	653			644
Frame								
D (m)	0,2	0,3	0,4	0,3	0,2	0,3	0,4	0,3
Sg (m)	0,015	0,012	0,013	0,007	0,028	0,027	0,025	0,015
Plaxis	0,021	0,017	0,014	0,009	0,022	0,018	0,017	0,011



Gambar 5.28 Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Reese & Wright dan Plaxis pada Frame 653



Gambar 5.29 Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Meyerhof dan Plaxis pada Frame 653



Gambar 5.30 Perbandingan Penurunan Pondasi Metode Teoritis dan PDA pada Frame 644

Dari Tabel 5.26 didapatkan bahwa perhitungan penurunan pondasi tiang metode Reese & Wright pada diameter 0,2 m, 0,3 m, 0,4 m diperoleh sebesar 0,015 m, 0,012 m, dan 0,013 m, sedangkan metode Meyerhof sebesar 0,028 m, 0,027 m, dan 0,025m. Dilihat dari hasil penurunan yang terjadi, besar penurunan tiang yang didapatkan lebih besar daripada penurunan menggunakan tes PDA, dan lebih kecil daripada penurunan menggunakan Plaxis 2D. Hasil penurunan pondasi dengan variasi dimensi dan menggunakan metode yang berbeda semua memenuhi syarat, yaitu lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sebesar 0,032 m, sehingga gedung dan pondasi tersebut aman untuk digunakan.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis daya dukung tiang bor di Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD Kota Yogyakarta dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Berdasarkan perhitungan dengan metode Reese & Wright, kapasitas dukung kelompok tiang dengan diameter eksisting (0,3 m) sudah melebihi beban yang diterapkan (2605,840 kN) yaitu sebesar 2849,006 kN, menunjukkan pondasi stabil dan aman. Perhitungan dengan metode Meyerhof juga menunjukkan kapasitas yang melebihi beban yang diterapkan yaitu sebesar 3043,224 kN, memastikan pondasi aman digunakan.
2. Berdasarkan perhitungan dengan metode Reese & Wright, kapasitas dukung kelompok tiang dengan variasi diameter (0,2 m dan 0,4 m) sudah melebihi beban yang diterapkan (2605,840 kN) yaitu sebesar 2864,920 kN dan 3464,489, menunjukkan pondasi stabil dan aman. Perhitungan dengan metode Meyerhof juga menunjukkan kapasitas yang melebihi beban yang diterapkan yaitu sebesar 2756,622 kN dan 3023,342 kN, memastikan pondasi aman digunakan.
3. Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang di proyek Pembangunan RSUD Kota Yogyakarta pada diameter eksisting (0,3 m) yaitu didapatkan nilai terbesar menggunakan metode Meyerhof sebesar 0,027 m berada di bawah batas izin penurunan (0,032 m), sehingga tidak ada masalah dari sisi penurunan.
4. Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang dengan variasi diameter (0,2 m dan 0,4 m) sebesar 0,028 m dan 0,025 m juga sudah berada di bawah batas izin penurunan, sehingga dianggap cukup aman untuk digunakan.

5. Berdasarkan metode yang digunakan, grafik daya dukung dan penurunan menunjukkan bahwa hasil yang diperoleh dengan metode elemen hingga memiliki nilai yang lebih besar dibandingkan dengan metode teoritis dan PDA. Namun, berdasarkan syarat daya dukung dan penurunan yang diizinkan dan ditoleransi, hasil yang diperoleh dengan metode tersebut masih memenuhi persyaratan yang diizinkan.

6.2 Saran

Untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam perencanaan pondasi tiang, maka perlu dilakukan analisis- analisis lebih lanjut sebagai berikut.

1. Melakukan analisis dengan variasi jarak tidak hanya dengan variasi dimensi.
2. Melakukan pemodelan 3D menggunakan perangkat lunak pemodelan geoteknik 3D untuk membuat model yang lebih realistis tentang perilaku tanah dan struktur pondasi tiang, sehingga dapat memperhitungkan interaksi antara tiang dan tanah dengan baik.

DAFTAR PUSTAKA

- Agustin, T., & Prasetyaningtyas, G. A. 2023. *Analisis Daya Dukung Pondasi Bored Pile Terhadap Risiko Kegagalan Akibat Tanah Lunak Gedung Rumah Sakit Pendidikan Universitas Muhammadiyah Semarang.*
- Badan Standarisasi Nasional. 2008. *SNI-4153-2008: Cara Uji Penetrasi Lapangan dengan SPT.* Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. *SNI-2847-2019: Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.* Jakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2019. *SNI-1726-2019: Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktural Bangunan Gedung dan Nongedung.* Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional. 2020. *SNI-1727-2020: Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktural Lain.* Jakarta
- Bowles, J. E. 1997. *Foundation Analysis and Design.* Fifth Edition. Washington D. C.
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 2.* Edisi Ketiga. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Pondasi.* Edisi Keempat. Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2010. *Mekanika Tanah 2.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi 1.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Hardiyatmo, H. C. 2015. *Analisis dan Perancangan Fondasi II.* Yogyakarta: Gadjah Mada University Press.
- Jamil, N. A., & Siregar, C. A. 2023. *Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor (Bored Pile) Berdasarkan Data Penetrasi Standar (SPT) Dan Data Sondir (CPT).*

- Mutiarasella, N. 2022. *Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana.*
- Prayogo, M. A., Wahyudi, H., & Mochtar, I. B. 2021. *Comparison Between The Results Of The Pile Bearing Capacity Analysis Based On Empirical Method And Finite Element Method Using The Results Of Dynamic Analysis On The Field.*
- Syahputra, M. E. 2021. *Analisis Pondasi Bored Pile Pada Proyek Rusunami Sukaramai Medan Dengan Metode Reese (1997) & Wright Dan Reese & O'Neill (1998) Berdasarkan Data Standart Penetration Test (SPT).*
- Tobing, D. L. 2019. *Analisis Daya Dukung Pondasi Bore Pile Pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan.*

LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek



Lampiran 2 Data Tanah



SOIL MECHANIC LABORATORY
CIVIL ENGINEERING PROGRAM
FACULTY OF ENGINEERING, UIJY
44 BABARSAWI STREET, YOGYAKARTA 55281
Tel: +62-274-487711 ext. 1055
Fax: +62-274-487748

Boring Number:

BH - 1

BOR LOG

CLIENT: PT. Arupadhata Kresitama	PROJECT TITLE : Jasa Konsultansi Penyusunan DED Gedung Instalasi Bedah Sentral (IBS) RSUD KOTA YOGYAKARTA
PROJECT CONTRACT NUMBER: 017_R1/LMKT/FT.UJY/012/2021	PROJECT LOCATION : Jl. Ki Ageng Pemanahan No.1-6, Sorosutan, Kec. Umbulharjo, Kota Yogyakarta, Daerah Istimewa
DATE STARTED: 23 Oktober 2023	GROUND ELEVATION : ±0,00 m from road level
DATE COMPLETED: 30 Oktober 2023	HOLE SIZE : 7,295cm
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UIJY	GROUND WATER LEVEL : -6,00 from ground level
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE	WEATHER CONDITION : FINE
LOGGED BY: RIYANTO, CS.	ESTIMATED SEASONAL HIGH :
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UIJY	

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value)				Water Level Elevation (m)	SPT Value	
					N ₁	N ₂	N ₃	N _v			
1											
2					1	2	2	4			
3											
4		Pasir sedang (coklat, abu-abu)	7		2	3	5	8			
5	I										
6					6	7	9	16			
7											
8					8	12	18	30			
9		Pasir sedang (abu-abu)	5								
10	II			12	14	27	41				
11											
12					12	18	25	43			
13											
14					14	21	24	45			
15											
16		Pasir kasar (abu-abu, kuning)	10		14	23	24	47			
17											
18				16	22	32	54				
19											
20					16	23	34	57			
21											
22					16	24	33	57			
23											
24		Pasir kasar dan batuan (abu-abu)	8		18	24	36	60			
25											
26							19	26	34	60	
27											
28							19	25	35	60	
29											
30							21	27	33	60	

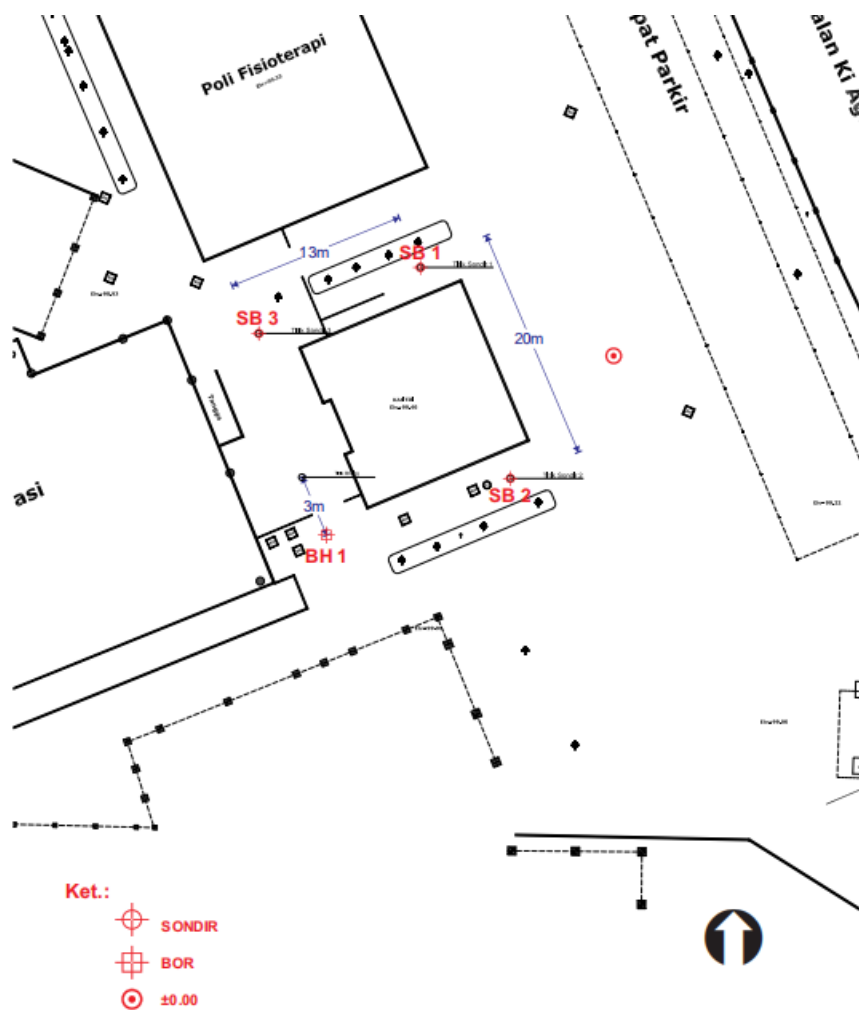
Catatan: Pada pengamatan di lapangan, lanau bisa tampak seperti pasir halus atau pasir sangat halus

Bored Hole		BH1	
		-5,0	-10,0
Kedalaman z (m)			
Jenis tanah	USCS	SP	SP
Water Content	(%)	30,470	12,980
Specific Gravity	G	2,680	2,680
Moisture Unit Weight	γ_b (gr/cm ³)	1,810	1,640
Dry Unit Weight	γ_k (gr/cm ³)	1,387	1,452
Direct Shear Test	c (kg/cm ²)	0,019	0,003
	θ°	18,778	31,799
Degree of Saturation	-	0,876	0,411

Catatan,

SP

Pasir, pasir kerikil, bergradasi tidak baik, tanpa / sedikit fraksi halus



Lampiran 3 Hasil SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames									
Frame	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
653	COMB3	Combination	Min	-2605.84	- 96.033	-23.917	-7.5446	-98.6698	-259.657
653	COMB4	Combination	Min	-2605.84	- 96.033	-23.917	-7.5446	-98.6698	-259.657
653	COMB5	Combination	Min	-2605.84	- 96.033	-23.917	-7.5446	-98.6698	-259.657
653	COMB6	Combination	Min	-2605.84	- 96.033	-23.917	-7.5446	-98.6698	-259.657
653	COMB11	Combination	Min	-1420.95	- 82.368	-33.221	-7.6388	-115.593	-240.296
653	COMB12	Combination	Min	-1420.95	- 82.368	-33.221	-7.6388	-115.593	-240.296
653	COMB13	Combination	Min	-1420.95	- 82.368	-33.221	-7.6388	-115.593	-240.296
653	COMB14	Combination	Min	-1420.95	- 82.368	-33.221	-7.6388	-115.593	-240.296
653	COMB7	Combination	Min	-2449.61	- 63.864	-58.032	- 12.2659	-207.231	-156.911
653	COMB8	Combination	Min	-2449.61	- 63.864	-58.032	- 12.2659	-207.231	-156.911
653	COMB9	Combination	Min	-2449.61	- 63.864	-58.032	- 12.2659	-207.231	-156.911
653	COMB10	Combination	Min	-2449.61	- 63.864	-58.032	- 12.2659	-207.231	-156.911
653	COMB15	Combination	Min	-1264.72	- 50.199	-67.337	- 12.3602	-224.154	-137.551
653	COMB16	Combination	Min	-1264.72	- 50.199	-67.337	- 12.3602	-224.154	-137.551
653	COMB17	Combination	Min	-1264.72	- 50.199	-67.337	- 12.3602	-224.154	-137.551
653	COMB18	Combination	Min	-1264.72	- 50.199	-67.337	- 12.3602	-224.154	-137.551
653	COMB11	Combination	Min	-1389.43	- 82.368	-33.221	-7.6388	-100.427	-92.4921
653	COMB12	Combination	Min	-1389.43	- 82.368	-33.221	-7.6388	-100.427	-92.4921
653	COMB13	Combination	Min	-1389.43	- 82.368	-33.221	-7.6388	-100.427	-92.4921
653	COMB14	Combination	Min	-1389.43	- 82.368	-33.221	-7.6388	-100.427	-92.4921
653	COMB3	Combination	Min	-2548.39	- 96.033	-23.917	-7.5446	-130.025	-43.5255
653	COMB4	Combination	Min	-2548.39	- 96.033	-23.917	-7.5446	-130.025	-43.5255
653	COMB5	Combination	Min	-2548.39	- 96.033	-23.917	-7.5446	-130.025	-43.5255
653	COMB6	Combination	Min	-2548.39	- 96.033	-23.917	-7.5446	-130.025	-43.5255
653	COMB2	Combination		-2205.23	- 25.146	17.245	0.1637	31.4824	-35.6318
653	COMB11	Combination	Min	-1405.19	- 82.368	-33.221	-7.6388	-32.7133	-34.5912

653	COMB12	Combination	Min	-1405.19	-	82.368	-33.221	-7.6388	-32.7133	-34.5912
653	COMB13	Combination	Min	-1405.19	-	82.368	-33.221	-7.6388	-32.7133	-34.5912
653	COMB14	Combination	Min	-1405.19	-	82.368	-33.221	-7.6388	-32.7133	-34.5912
653	COMB15	Combination	Min	-1233.21	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-162.442
653	COMB16	Combination	Min	-1233.21	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-162.442
653	COMB17	Combination	Min	-1233.21	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-162.442
653	COMB18	Combination	Min	-1233.21	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-162.442
653	COMB1	Combination		-1961.86	-	20.805	14.955	0.0813	27.9301	-29.5165
653	COMB3	Combination	Min	-2577.12	-	96.033	-23.917	-7.5446	-39.0506	-19.7881
653	COMB4	Combination	Min	-2577.12	-	96.033	-23.917	-7.5446	-39.0506	-19.7881
653	COMB5	Combination	Min	-2577.12	-	96.033	-23.917	-7.5446	-39.0506	-19.7881
653	COMB6	Combination	Min	-2577.12	-	96.033	-23.917	-7.5446	-39.0506	-19.7881
653	COMB15	Combination	Min	-1248.96	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-55.9806
653	COMB16	Combination	Min	-1248.96	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-55.9806
653	COMB17	Combination	Min	-1248.96	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-55.9806
653	COMB18	Combination	Min	-1248.96	-	50.199	-67.337	-	12.3602	-55.9806
653	COMB7	Combination	Min	-2420.89	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-62.3178
653	COMB8	Combination	Min	-2420.89	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-62.3178
653	COMB9	Combination	Min	-2420.89	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-62.3178
653	COMB10	Combination	Min	-2420.89	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-62.3178
653	COMB7	Combination	Min	-2392.16	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-192.04
653	COMB8	Combination	Min	-2392.16	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-192.04
653	COMB9	Combination	Min	-2392.16	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-192.04
653	COMB10	Combination	Min	-2392.16	-	63.864	-58.032	-	12.2659	-192.04
653	COMB1	Combination		-1932.2	-	20.805	14.955	0.0813	-9.4573	22.4966
653	COMB2	Combination		-2179.81	-	25.146	17.245	0.1637	-11.6312	27.233
653	COMB15	Combination	Max	-804.689	28.086	83.232	12.4466	45.9288	36.3018	36.3018
653	COMB16	Combination	Max	-804.689	28.086	83.232	12.4466	45.9288	36.3018	36.3018
653	COMB17	Combination	Max	-804.689	28.086	83.232	12.4466	45.9288	36.3018	36.3018
653	COMB18	Combination	Max	-804.689	28.086	83.232	12.4466	45.9288	36.3018	36.3018
653	COMB7	Combination	Max	-1976.61	14.42	92.536	12.5409	39.5915	51.1049	51.1049

653	COMB8	Combination	Max	-1976.61	14.42	92.536	12.5409	39.5915	51.1049
653	COMB9	Combination	Max	-1976.61	14.42	92.536	12.5409	39.5915	51.1049
653	COMB10	Combination	Max	-1976.61	14.42	92.536	12.5409	39.5915	51.1049
653	COMB11	Combination	Max	-648.459	60.255	49.116	7.7252	22.6615	58.5018
653	COMB12	Combination	Max	-648.459	60.255	49.116	7.7252	22.6615	58.5018
653	COMB13	Combination	Max	-648.459	60.255	49.116	7.7252	22.6615	58.5018
653	COMB14	Combination	Max	-648.459	60.255	49.116	7.7252	22.6615	58.5018
653	COMB3	Combination	Max	-1820.38	46.589	58.42	7.8195	16.3243	73.3049
653	COMB4	Combination	Max	-1820.38	46.589	58.42	7.8195	16.3243	73.3049
653	COMB5	Combination	Max	-1820.38	46.589	58.42	7.8195	16.3243	73.3049
653	COMB6	Combination	Max	-1820.38	46.589	58.42	7.8195	16.3243	73.3049
653	COMB1	Combination		-1902.55	-20.805	14.955	0.0813	-46.8448	74.5096
653	COMB7	Combination	Max	-2005.34	14.42	92.536	12.5409	270.7635	86.8187
653	COMB8	Combination	Max	-2005.34	14.42	92.536	12.5409	270.7635	86.8187
653	COMB9	Combination	Max	-2005.34	14.42	92.536	12.5409	270.7635	86.8187
653	COMB10	Combination	Max	-2005.34	14.42	92.536	12.5409	270.7635	86.8187
653	COMB2	Combination		-2154.39	25.146	17.245	0.1637	-54.7447	90.0978
653	COMB15	Combination	Max	-820.448	28.086	83.232	12.4466	253.8401	106.1791
653	COMB16	Combination	Max	-820.448	28.086	83.232	12.4466	253.8401	106.1791
653	COMB17	Combination	Max	-820.448	28.086	83.232	12.4466	253.8401	106.1791
653	COMB18	Combination	Max	-820.448	28.086	83.232	12.4466	253.8401	106.1791
653	COMB15	Combination	Max	-788.929	28.086	83.232	12.4466	112.6526	113.6486
653	COMB16	Combination	Max	-788.929	28.086	83.232	12.4466	112.6526	113.6486
653	COMB17	Combination	Max	-788.929	28.086	83.232	12.4466	112.6526	113.6486
653	COMB18	Combination	Max	-788.929	28.086	83.232	12.4466	112.6526	113.6486
653	COMB7	Combination	Max	-1947.89	14.42	92.536	12.5409	83.0547	162.6152
653	COMB8	Combination	Max	-1947.89	14.42	92.536	12.5409	83.0547	162.6152
653	COMB9	Combination	Max	-1947.89	14.42	92.536	12.5409	83.0547	162.6152
653	COMB10	Combination	Max	-1947.89	14.42	92.536	12.5409	83.0547	162.6152
653	COMB11	Combination	Max	-632.7	60.255	49.116	7.7252	50.6377	171.6852
653	COMB12	Combination	Max	-632.7	60.255	49.116	7.7252	50.6377	171.6852
653	COMB13	Combination	Max	-632.7	60.255	49.116	7.7252	50.6377	171.6852
653	COMB14	Combination	Max	-632.7	60.255	49.116	7.7252	50.6377	171.6852
653	COMB3	Combination	Max	-1849.11	46.589	58.42	7.8195	162.2023	189.564
653	COMB4	Combination	Max	-1849.11	46.589	58.42	7.8195	162.2023	189.564
653	COMB5	Combination	Max	-1849.11	46.589	58.42	7.8195	162.2023	189.564
653	COMB6	Combination	Max	-1849.11	46.589	58.42	7.8195	162.2023	189.564
653	COMB11	Combination	Max	-664.219	60.255	49.116	7.7252	145.2789	208.9244
653	COMB12	Combination	Max	-664.219	60.255	49.116	7.7252	145.2789	208.9244
653	COMB13	Combination	Max	-664.219	60.255	49.116	7.7252	145.2789	208.9244
653	COMB14	Combination	Max	-664.219	60.255	49.116	7.7252	145.2789	208.9244
653	COMB3	Combination	Max	-1791.66	46.589	58.42	7.8195	21.0398	220.6518
653	COMB4	Combination	Max	-1791.66	46.589	58.42	7.8195	21.0398	220.6518
653	COMB5	Combination	Max	-1791.66	46.589	58.42	7.8195	21.0398	220.6518
653	COMB6	Combination	Max	-1791.66	46.589	58.42	7.8195	21.0398	220.6518
644	COMB3	Combination	Min	-398.235	28.641	-43.086	-1.4903	27.2137	-116.537
644	COMB4	Combination	Min	-398.235	28.641	-43.086	-1.4903	27.2137	-116.537
644	COMB5	Combination	Min	-398.235	28.641	-43.086	-1.4903	27.2137	-116.537
644	COMB6	Combination	Min	-398.235	28.641	-43.086	-1.4903	27.2137	-116.537

644	COMB7	Combination	Min	-419.415	-	26.628	-59.459	-2.4229	-12.9373	-111.488
644	COMB8	Combination	Min	-419.415	-	26.628	-59.459	-2.4229	-12.9373	-111.488
644	COMB9	Combination	Min	-419.415	-	26.628	-59.459	-2.4229	-12.9373	-111.488
644	COMB10	Combination	Min	-419.415	-	26.628	-59.459	-2.4229	-12.9373	-111.488
644	COMB11	Combination	Min	-214.62	-	33.166	-30.3	-1.5089	-16.06	-102.124
644	COMB12	Combination	Min	-214.62	-	33.166	-30.3	-1.5089	-16.06	-102.124
644	COMB13	Combination	Min	-214.62	-	33.166	-30.3	-1.5089	-16.06	-102.124
644	COMB14	Combination	Min	-214.62	-	33.166	-30.3	-1.5089	-16.06	-102.124
644	COMB15	Combination	Min	-235.8	-	31.153	-46.673	-2.4415	-56.2109	-97.0744
644	COMB16	Combination	Min	-235.8	-	31.153	-46.673	-2.4415	-56.2109	-97.0744
644	COMB17	Combination	Min	-235.8	-	31.153	-46.673	-2.4415	-56.2109	-97.0744
644	COMB18	Combination	Min	-235.8	-	31.153	-46.673	-2.4415	-56.2109	-97.0744
644	COMB11	Combination	Min	-228.628	-	33.166	-30.3	-1.5089	-68.1609	-87.2421
644	COMB12	Combination	Min	-228.628	-	33.166	-30.3	-1.5089	-68.1609	-87.2421
644	COMB13	Combination	Min	-228.628	-	33.166	-30.3	-1.5089	-68.1609	-87.2421
644	COMB14	Combination	Min	-228.628	-	33.166	-30.3	-1.5089	-68.1609	-87.2421
644	COMB15	Combination	Min	-249.809	-	31.153	-46.673	-2.4415	-109.865	-82.2265
644	COMB16	Combination	Min	-249.809	-	31.153	-46.673	-2.4415	-109.865	-82.2265
644	COMB17	Combination	Min	-249.809	-	31.153	-46.673	-2.4415	-109.865	-82.2265
644	COMB18	Combination	Min	-249.809	-	31.153	-46.673	-2.4415	-109.865	-82.2265
644	COMB3	Combination	Min	-423.766	-	28.641	-43.086	-1.4903	-88.8182	-79.0302
644	COMB4	Combination	Min	-423.766	-	28.641	-43.086	-1.4903	-88.8182	-79.0302
644	COMB5	Combination	Min	-423.766	-	28.641	-43.086	-1.4903	-88.8182	-79.0302
644	COMB6	Combination	Min	-423.766	-	28.641	-43.086	-1.4903	-88.8182	-79.0302
644	COMB7	Combination	Min	-444.947	-	26.628	-59.459	-2.4229	-130.522	-74.0147
644	COMB8	Combination	Min	-444.947	-	26.628	-59.459	-2.4229	-130.522	-74.0147
644	COMB9	Combination	Min	-444.947	-	26.628	-59.459	-2.4229	-130.522	-74.0147
644	COMB10	Combination	Min	-444.947	-	26.628	-59.459	-2.4229	-130.522	-74.0147
644	COMB2	Combination		-339.513	8.33		-23.402	0.0323	79.2239	-26.5536

644	COMB1	Combination		-289.949	6.913	-18.667	0.0161	63.3172	-22.144
644	COMB7	Combination	Min	-432.181	- 26.628	-59.459	-2.4229	17.9993	-7.4515
644	COMB8	Combination	Min	-432.181	- 26.628	-59.459	-2.4229	17.9993	-7.4515
644	COMB9	Combination	Min	-432.181	- 26.628	-59.459	-2.4229	17.9993	-7.4515
644	COMB10	Combination	Min	-432.181	- 26.628	-59.459	-2.4229	17.9993	-7.4515
644	COMB3	Combination	Min	-411.001	- 28.641	-43.086	-1.4903	18.5982	-7.431
644	COMB4	Combination	Min	-411.001	- 28.641	-43.086	-1.4903	18.5982	-7.431
644	COMB5	Combination	Min	-411.001	- 28.641	-43.086	-1.4903	18.5982	-7.431
644	COMB6	Combination	Min	-411.001	- 28.641	-43.086	-1.4903	18.5982	-7.431
644	COMB2	Combination		-350.81	8.33	-23.402	0.0323	20.719	-5.7279
644	COMB1	Combination		-303.129	6.913	-18.667	0.0161	16.6497	-4.8622
644	COMB15	Combination	Min	-242.804	- 31.153	-46.673	-2.4415	6.6911	-4.3508
644	COMB16	Combination	Min	-242.804	- 31.153	-46.673	-2.4415	6.6911	-4.3508
644	COMB17	Combination	Min	-242.804	- 31.153	-46.673	-2.4415	6.6911	-4.3508
644	COMB18	Combination	Min	-242.804	- 31.153	-46.673	-2.4415	6.6911	-4.3508
644	COMB11	Combination	Min	-221.624	- 33.166	-30.3	-1.5089	7.29	-4.3303
644	COMB12	Combination	Min	-221.624	- 33.166	-30.3	-1.5089	7.29	-4.3303
644	COMB13	Combination	Min	-221.624	- 33.166	-30.3	-1.5089	7.29	-4.3303
644	COMB14	Combination	Min	-221.624	- 33.166	-30.3	-1.5089	7.29	-4.3303
644	COMB3	Combination	Max	-289.935	45.038	-2.327	1.5446	21.7144	-3.9382
644	COMB4	Combination	Max	-289.935	45.038	-2.327	1.5446	21.7144	-3.9382
644	COMB5	Combination	Max	-289.935	45.038	-2.327	1.5446	21.7144	-3.9382
644	COMB6	Combination	Max	-289.935	45.038	-2.327	1.5446	21.7144	-3.9382
644	COMB7	Combination	Max	-268.755	43.025	14.046	2.4772	22.3133	-3.9177
644	COMB8	Combination	Max	-268.755	43.025	14.046	2.4772	22.3133	-3.9177
644	COMB9	Combination	Max	-268.755	43.025	14.046	2.4772	22.3133	-3.9177
644	COMB10	Combination	Max	-268.755	43.025	14.046	2.4772	22.3133	-3.9177
644	COMB11	Combination	Max	-100.559	40.513	10.459	1.526	10.4062	-0.8375
644	COMB12	Combination	Max	-100.559	40.513	10.459	1.526	10.4062	-0.8375
644	COMB13	Combination	Max	-100.559	40.513	10.459	1.526	10.4062	-0.8375
644	COMB14	Combination	Max	-100.559	40.513	10.459	1.526	10.4062	-0.8375
644	COMB15	Combination	Max	-79.379	38.5	26.833	2.4586	11.0051	-0.817
644	COMB16	Combination	Max	-79.379	38.5	26.833	2.4586	11.0051	-0.817
644	COMB17	Combination	Max	-79.379	38.5	26.833	2.4586	11.0051	-0.817
644	COMB18	Combination	Max	-79.379	38.5	26.833	2.4586	11.0051	-0.817
644	COMB1	Combination		-316.309	6.913	-18.667	0.0161	-30.0178	12.4195
644	COMB2	Combination		-362.108	8.33	-23.402	0.0323	-37.7859	15.0977
644	COMB7	Combination	Max	-255.989	43.025	14.046	2.4772	166.7817	59.1252
644	COMB8	Combination	Max	-255.989	43.025	14.046	2.4772	166.7817	59.1252
644	COMB9	Combination	Max	-255.989	43.025	14.046	2.4772	166.7817	59.1252

644	COMB10	Combination	Max	-255.989	43.025	14.046	2.4772	166.7817	59.1252
644	COMB3	Combination	Max	-277.17	45.038	-2.327	1.5446	126.6308	64.1751
644	COMB4	Combination	Max	-277.17	45.038	-2.327	1.5446	126.6308	64.1751
644	COMB5	Combination	Max	-277.17	45.038	-2.327	1.5446	126.6308	64.1751
644	COMB6	Combination	Max	-277.17	45.038	-2.327	1.5446	126.6308	64.1751
644	COMB15	Combination	Max	-72.374	38.5	26.833	2.4586	123.5081	73.5385
644	COMB16	Combination	Max	-72.374	38.5	26.833	2.4586	123.5081	73.5385
644	COMB17	Combination	Max	-72.374	38.5	26.833	2.4586	123.5081	73.5385
644	COMB18	Combination	Max	-72.374	38.5	26.833	2.4586	123.5081	73.5385
644	COMB11	Combination	Max	-93.555	40.513	10.459	1.526	83.3571	78.5883
644	COMB12	Combination	Max	-93.555	40.513	10.459	1.526	83.3571	78.5883
644	COMB13	Combination	Max	-93.555	40.513	10.459	1.526	83.3571	78.5883
644	COMB14	Combination	Max	-93.555	40.513	10.459	1.526	83.3571	78.5883
644	COMB15	Combination	Max	-86.383	38.5	26.833	2.4586	77.96	95.4267
644	COMB16	Combination	Max	-86.383	38.5	26.833	2.4586	77.96	95.4267
644	COMB17	Combination	Max	-86.383	38.5	26.833	2.4586	77.96	95.4267
644	COMB18	Combination	Max	-86.383	38.5	26.833	2.4586	77.96	95.4267
644	COMB11	Combination	Max	-107.563	40.513	10.459	1.526	36.2563	100.4423
644	COMB12	Combination	Max	-107.563	40.513	10.459	1.526	36.2563	100.4423
644	COMB13	Combination	Max	-107.563	40.513	10.459	1.526	36.2563	100.4423
644	COMB14	Combination	Max	-107.563	40.513	10.459	1.526	36.2563	100.4423
644	COMB7	Combination	Max	-281.521	43.025	14.046	2.4772	57.3027	103.6386
644	COMB8	Combination	Max	-281.521	43.025	14.046	2.4772	57.3027	103.6386
644	COMB9	Combination	Max	-281.521	43.025	14.046	2.4772	57.3027	103.6386
644	COMB10	Combination	Max	-281.521	43.025	14.046	2.4772	57.3027	103.6386
644	COMB3	Combination	Max	-302.701	45.038	-2.327	1.5446	15.599	108.6542
644	COMB4	Combination	Max	-302.701	45.038	-2.327	1.5446	15.599	108.6542
644	COMB5	Combination	Max	-302.701	45.038	-2.327	1.5446	15.599	108.6542
644	COMB6	Combination	Max	-302.701	45.038	-2.327	1.5446	15.599	108.6542