TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG FONDASI TIANG BOR BERDASARKAN HASIL UJI SPT DAN PENGUJIAN DINAMIS (*COMPARATIVE ANALYSIS OF BORED PILE FOUNDATION BEARING CAPACITY BASED ON SPT RESULTS AND DYNAMIC TESTING*)

(Studi Kasus: Proyek Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana)

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

Dinda Hanashwa Nabila Kusuma Dewi
20511429

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

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DAYA DUKUNG FONDASI TIANG BOR BERDASARKAN HASIL UJI SPT DAN PENGUJIAN DINAMIS (*COMPARATIVE ANALYSIS OF BORED PILE FOUNDATION BEARING CAPACITY BASED ON SPT RESULTS AND DYNAMIC TESTING*)

(Studi Kasus: Proyek Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana)

Disusun oleh

Dinda Hanashwa Nabila Kusuma Dewi
20511429

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

Diuji pada tanggal 10 September 2025
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.	**Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.**	**Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.**
NIK: 045110407	**NIK: 955110103**	**NIK: 215111305**

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM.
NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

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

Yogyakarta, 10 September 2025

Yang membuat pernyataan,



Dinda Hanashwa Nabila Kusuma Dewi

(20511429)

KATA PENGANTAR

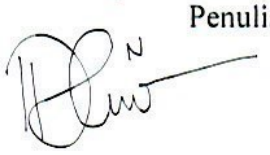
Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Analisis Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Hasil Uji SPT dan Pengujian Dinamis*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi 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 Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku Dosen Pembimbing,
2. Ibu Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D. selaku Dosen Penguji I,
3. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II,
4. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. (Eng)., IPM. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia,
5. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia yang memberikan ilmu serta bimbingan selama masa perkuliahan,
6. Orang tua dan keluarga penulis yang senantiasa mendukung penulis.

Penulis berharap Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi siapa pun yang membacanya.

Yogyakarta, 10 September 2025
Penulis,



Dinda Hanashwa Nabila Kusuma Dewi
(20511429)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI v
DAFTAR TABEL ix
DAFTAR GAMBAR xii
DAFTAR LAMPIRAN xvi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xvii
ABSTRAK xx
ABSTRACT xxi
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 4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 5
2.1 Tinjauan Umum 5
2.2 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhof 5
2.3 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright 5
2.4 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Pengujian Dinamis 6
2.5 Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan *Software* Plaxis 3D 7
2.6 Perbandingan dengan Penelitian Sebelumnya 7
BAB III LANDASAN TEORI 10
3.1 Tanah 10

3.2 Penyelidikan Tanah 11
3.3 Fondasi Tiang Bor 12
3.4 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 13
3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956) 13
3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977) 16
3.5 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 18
3.5.1 Jumlah Tiang Kelompok 18
3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 20
3.5.3 Kontrol Gaya Tekan Tiang terhadap Beban Aksial dan Momen 21
3.6 Penurunan Fondasi Tiang 22
3.6.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal 22
3.6.2 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok 26
3.7 *Pile Driving Analyzer Test* 26
3.8 Pembebanan 28
3.8.1 Beban Mati 28
3.8.2 Beban Hidup 28
3.8.3 Beban Gempa 29
3.9 SAP2000 37
3.10 Plaxis 3D 37
BAB IV 38METODE PENELITIAN 38
4.1 Metode Penelitian 38
4.2 Lokasi Penelitian 38
4.3 Studi Pustaka 38
4.4 Pengumpulan Data 39
4.5 Tahapan Penelitian 39
4.5.1 Analisis Pembebanan 39
4.5.2 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor 39
4.5.3 Perbandingan Hasil Analisis dengan Hasil Pengujian PDA 40

4.5.4 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor 40
4.6 Bagan Alir 40
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 44
5.1 Data Proyek 44
5.1.1 Data Umum 44
5.1.2 Spesifikasi Material 44
5.1.3 Denah Konstruksi 45
5.1.4 Data Struktur 46
5.2 Pembebanan Struktur 47
5.2.1 Peraturan Pembebanan 47
5.2.2 Kombinasi Pembebanan 47
5.2.3 Beban Mati 48
5.2.4 Beban Hidup 50
5.2.5 Beban Gempa 50
5.3 *Input* dan *Output* Program SAP2000 58
5.4 Data Penyelidikan Tanah 60
5.5 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal 63
5.5.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956) 63
5.5.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977) 67
5.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok 70
5.6.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof (1956) 70
5.6.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright (1977) 84
5.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor 99
5.7.1 Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor 99
5.7.2 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor dengan Program Plaxis 3D 103
5.8 Pembahasan 114

5.8.1 Hasil Analisis Struktur dengan Program SAP2000 114
5.8.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal 115
5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok 117
5.8.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor 119
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 122
6.1 Kesimpulan 122
6.2 Saran 123
DAFTAR PUSTAKA 124
LAMPIRAN 126

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang	8
Tabel 3.1	Koefisien C_p	24
Tabel 3.2	Modulus Elastisitas Tanah (E_s)	24
Tabel 3.3	Angka Poisson (v_s)	25
Tabel 3.4	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa	29
Tabel 3.5	Faktor Keutamaan Gempa	30
Tabel 3.6	Klasifikasi Situs	31
Tabel 3.7	Koefisien Situs F_a	33
Tabel 3.8	Koefisien Situs F_v	33
Tabel 3.9	Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x	34
Tabel 3.10	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	35
Tabel 3.11	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode Pendek	35
Tabel 3.12	Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respons Percepatan pada Periode 1 Detik	35
Tabel 3.13	Faktor R, Ω_0, dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	36
Tabel 5.1	Beban Mati Pelat Lantai	48
Tabel 5.2	Beban Mati Pelat Atap	49
Tabel 5.3	Beban Mati Tangga	49
Tabel 5.4	Beban Mati Dinding	49
Tabel 5.5	Perhitungan N rata-rata	50
Tabel 5.6	Pengecekan Gaya Geser Dinamik (V_d) *Unscaled* dan Statik (V_s)	56
Tabel 5.7	Pengecekan Gaya Geser Dinamik (V_d) *Scaled* dan Statik (V_s)	56
Tabel 5.8	Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekivalen Statik	57
Tabel 5.9	Hasil *Standard Penetration Test* pada Titik BH1	60
Tabel 5.10	Hasil Uji Laboratorium pada Titik BH1	60
Tabel 5.11	Nilai N_{60} pada Titik BH1	62

Tabel 5.12 Koreksi-Koreksi yang Digunakan dalam Uji SPT 62
Tabel 5.13 Nilai N_{60} Rata-Rata 63
Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof 67
Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright 70
Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 73
Tabel 5.17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 76
Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 80
Tabel 5.19 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Metode Meyerhof 83
Tabel 5.20 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof 84
Tabel 5.21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 87
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 91
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 94
Tabel 5.24 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Metode Reese & Wright 98
Tabel 5.25 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright 99
Tabel 5.26 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhof 101
Tabel 5.27 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Metode Reese & Wright 103
Tabel 5.28 Data Propertis Tanah 104
Tabel 5.29 Fase pada *Stage Construction* Plaxis 3D 104

Tabel 5.30 Rekapitulasi Hasil Penurunan dengan Plaxis 3D 113
Tabel 5.31 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof dengan Plaxis 3D 113
Tabel 5.32 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor Metode Reese & Wright dengan Plaxis 3D 113
Tabel 5.33 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal 115
Tabel 5.34 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok 117
Tabel 5.35 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor 119

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Klasifikasi Butiran Tanah Menurut *Unified Soil Classification System*, ASTM, MIT, dan *International Nomenclature*	10
Gambar 3.2	Skema Urutan Uji Penetrasi Standar SPT	12
Gambar 3.3	Contoh Data N_{SPT} pada Tanah Tinjauan	14
Gambar 3.4	Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah Nonkohesif	16
Gambar 3.5	Tahanan Gesek Ultimit pada Tanah Nonkohesif	17
Gambar 3.6	Susunan Tiang yang Umum Digunakan di Lapangan	20
Gambar 3.7	Kelompok Tiang Saat Mendapat Beban Vertikal dan Momen pada Kedua Arah Sumbunya	21
Gambar 3.8	Contoh Kurva Gaya dan Kecepatan Hasil Pengujian Dinamis	27
Gambar 3.9	Pengaturan Pemasangan Transduser pada Tiang Bor	28
Gambar 3.10	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_S)	32
Gambar 3.11	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_1)	32
Gambar 4.1	Lokasi Penelitian	38
Gambar 4.2	Bagan Alir Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000	41
Gambar 4.3	Bagan Alir Analisis Penurunan dengan *Software* Plaxis 3D	42
Gambar 4.4	Bagan Alir Penelitian Tugas Akhir	43
Gambar 5.1	Denah Lantai Rumah Sakit Akademik UKDW	45
Gambar 5.2	Denah Fondasi Rumah Sakit Akademik UKDW	45
Gambar 5.3	Grafik Respons Spektra	52
Gambar 5.4	Hasil Output Nilai T_c dari SAP2000	54
Gambar 5.5	Hasil Output Gaya Geser Statik dari SAP2000	55
Gambar 5.6	Hasil Output Gaya Geser Dinamik *Unscaled* dari SAP2000	55
Gambar 5.7	Hasil Output Gaya Geser Dinamik *Scaled* dari SAP2000	56
Gambar 5.8	Pemodelan SAP2000	58
Gambar 5.9	Tampak Atas Pemodelan SAP2000	58
Gambar 5.10	Pemodelan Beban Struktur Fondasi Tiang Bor	61

Gambar 5.11 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 71
Gambar 5.12 Jarak Tiang Diameter 0,5 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 72
Gambar 5.13 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 74
Gambar 5.14 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 76
Gambar 5.15 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 78
Gambar 5.16 Jarak Tiang Diameter 0,8 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof 79
Gambar 5.17 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 81
Gambar 5.18 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 2357 Metode Meyerhof 83
Gambar 5.19 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 85
Gambar 5.20 Jarak Tiang Diameter 0,5 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 87
Gambar 5.21 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 89
Gambar 5.22 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 90
Gambar 5.23 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 92
Gambar 5.24 Jarak Tiang Diameter 0,8 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright 94
Gambar 5.25 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 96

Gambar 5.26 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 2357 Metode Reese & Wright 97
Gambar 5.27 Pemodelan Lapisan Tanah pada Plaxis 3D 103
Gambar 5.28 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 105
Gambar 5.29 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 105
Gambar 5.30 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 106
Gambar 5.31 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 106
Gambar 5.32 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 107
Gambar 5.33 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 107
Gambar 5.34 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Tanpa Beban Gempa 108
Gambar 5.35 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 dengan Beban Gempa 108
Gambar 5.36 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 109
Gambar 5.37 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 109
Gambar 5.38 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 110
Gambar 5.39 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 110
Gambar 5.40 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa 111
Gambar 5.41 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa 111

Gambar 5.42 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Tanpa Beban Gempa 112
Gambar 5.43 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 dengan Beban Gempa 112
Gambar 5.44 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 115
Gambar 5.45 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 116
Gambar 5.46 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357 116
Gambar 5.47 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 117
Gambar 5.48 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 118
Gambar 5.49 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357 118
Gambar 5.50 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 119
Gambar 5.51 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148 120
Gambar 5.52 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357 120

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek 127
Lampiran 2 Data Bor Log 128
Lampiran 3 Hasil Pengujian Laboratorium 129
Lampiran 4 Hasil Analisis Struktur SAP2000 *Frame* 3148 130
Lampiran 5 Hasil Analisis Struktur SAP2000 *Frame* 2357 132
Lampiran 6 Denah Fondasi 134
Lampiran 7 Detail Penulangan Tiang Bor 135

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

θ = arc tan (D/S) (˚)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

γ_{sat} = berat volume tanah jenuh (kN/m^3)

γ_w = berat volume air (kN/m^3)

μ = poisson ratio

A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

B_g = lebar kelompok tiang (m)

C_c = indeks kompresi

C_r = indeks rekompresi

C_s = koefisien respons seismik

C_t = parameter periode pendekatan

C_u = koefisien untuk batasan atas pada periode yang dihitung

D = diameter tiang (m)

E_h = pengaruh gaya seismik horizontal

e_o = angka pori

E_g = efisiensi kelompok tiang

E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m^2)

E_v = pengaruh gaya seismik vertikal

F_α = percepatan pada getaran periode pendek (detik)

f'c = mutu beton (Mpa)

f_s = tahanan gesek selimut tiang (kN/m^2)

F_v = percepatan pada getaran periode 1 detik (detik)

fy = tegangan leleh baja (Mpa)

h_n = ketinggian bangunan (m)

I_e = faktor keutamaan gempa

I_0 = faktor pengaruh penurunan tiang *incompressible*

K = faktor kekuatan tiang

L = tinggi lapisan tanah (m)

L = panjang tiang (m)

L_g = panjang kelompok tiang(m)

m = banyak tiang dalam 1 kolom

M_x = momen arah x (kNm)

M_y = momen arah y (kNm)

N_{SPT} = nilai N-SPT tanah

N_{60} = N-SPT terkoreksi

N_c = faktor kapasitas dukung

n = jumlah tiang dalam kelompok

n' = banyak tiang dalam 1 baris

P = beban maksimum di atas fondasi rencana (kN)

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

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN)

Q_g = kapasitas dukung kelompok tiang (kN)

Q_{ug} = kapasitas dukung kelompok tiang blok (kN)

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

Q_{ult} = kapasitas dukung ultimit tiang (kN)

R = koefisien modifikasi respons

R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung

R_h = faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras

R_k = faktor koreksi kemudahmampatan tiang

S_e = penurunan elastis tiang tunggal (m)

S = jarak pusat ke pusat tiang (m)

SA = kelas situs untuk batuan keras

SB = kelas situs untuk batuan

SC = kelas situs untuk tanah keras, sangat padat, dan batuan lunak

SD = kelas situs untuk tanah sedang

S_{D1} = parameter percepatan respons pada periode panjang (g)

S_{DS} = parameter percepatan respons pada periode pendek (g)

SE = kelas situs untuk tanah lunak

SF = kelas situs untuk tanah khusus

SF = faktor keamanan

S_{izin} = penurunan izin (m)

S_{M1} = pengaruh situs pada periode panjang (g)

S_{MS} = pengaruh situs pada periode pendek (g)

SNI = Standar Nasional Indonesia

SPT = *Standard Penetration Test*

T = periode fundamental struktur (detik)

T_a = periode fundamental pendekatan (detik)

T_c = periode *computed* (detik)

V = gaya geser dasar seismik (kN)

W = berat seismik efektif bangunan (kN)

W_p = berat tiang (kN)

ABSTRAK

Perencanaan fondasi merupakan bagian penting dalam suatu struktur konstruksi karena fondasi berfungsi meneruskan beban struktur atas bangunan ke lapisan tanah di bawahnya. Fondasi yang baik harus mampu menahan beban struktur tanpa mengalami kegagalan dan menjaga penurunan agar tidak melebihi batas persyaratan. Proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana (UKDW) yang direncanakan tujuh lantai dan satu lantai *basement* menggunakan fondasi *bored pile* dengan pertimbangan besarnya beban struktur dan kondisi lapangan. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung tiang bor tunggal dan kelompok berdasarkan data hasil uji SPT, variasi diameter, serta membandingkannya dengan hasil uji dinamis *Pile Driving Analyzer* (PDA). Penelitian ini juga bertujuan untuk mengetahui penurunan yang terjadi pada fondasi.

Metode yang digunakan meliputi perhitungan kapasitas dukung tiang bor dengan data N-SPT menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977) pada kondisi eksisting dengan diameter 0,6 m serta variasi diameter 0,5 m dan 0,8 m. Hasil perhitungan tersebut dibandingkan dengan hasil pengujian PDA yang dianalisis lebih lanjut dengan CAPWAP. Selain itu, penurunan fondasi juga dihitung dengan menggunakan metode yang sama.

Hasil penelitian menunjukkan bahwa kapasitas dukung kelompok tiang bor dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m lebih besar dari beban aksial rencana sebesar 7830,050 kN, sehingga dinyatakan aman. Kapasitas dukung pada uji PDA lebih kecil jika dibandingkan dengan perhitungan empiris. Penurunan fondasi masih berada di bawah batas penurunan izin, sehingga fondasi aman terhadap penurunan. Berdasarkan hasil tersebut, diameter 0,5 m sudah memenuhi syarat kapasitas dukung dan dapat dipertimbangkan meskipun di lapangan digunakan diameter 0,6 m.

Kata kunci: fondasi tiang bor, kapasitas dukung, penurunan, PDA, dan Plaxis 3D.

ABSTRACT

Foundation design plays a crucial role in structural construction as it transfers loads from the superstructure to the underlying soil. A proper foundation must sustain structural loads without failure and control settlements within permissible limits. The Academic Hospital project of Universitas Kristen Duta Wacana (UKDW), designed with seven floors and one basement, employs bored pile foundations due to substantial structural loads and site conditions. This study aims to evaluate the axial bearing capacity of single and group bored piles based on Standard Penetration Test (SPT) data with different diameters, and to compare the results with dynamic load testing using the Pile Driving Analyzer (PDA). It also seeks to determine the magnitude of pile settlement.

The methodology involves calculating the bearing capacity using SPT data through Meyerhof (1956) and Reese & Wright (1977) approaches for the existing condition with a pile diameter of 0.6 m and variations of 0.5 m and 0.8 m. The empirical results are then compared with PDA testing, further analyzed using the Case Pile Wave Analysis Program (CAPWAP). Settlements were also assessed using the same methods.

The results indicate that the group pile capacities with diameters of 0.5 m, 0.6 m, and 0.8 m all exceed the design axial load of 7830.050 kN, confirming safety against bearing failure. PDA results yielded lower capacities than empirical predictions, with differences ranging from 21.886% to 26.438%. Settlements for all pile diameters remained below allowable limits, indicating serviceability compliance. Accordingly, a diameter of 0.5 m is considered sufficient to meet design requirements and may be adopted despite the use of 0.6 m piles in the field.

***Keywords**: bored pile foundation, bearing capacity, settlement, PDA, and Plaxis 3D.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Perencanaan fondasi menjadi salah satu bagian penting yang perlu diperhatikan dalam suatu struktur konstruksi karena fondasi berfungsi meneruskan beban struktur atas bangunan ke lapisan tanah di bawahnya. Fondasi yang baik adalah fondasi yang mampu menahan beban struktur di atasnya tanpa mengalami kegagalan dan dapat menjaga penurunan karena pergerakan tanah agar tidak melebihi batas persyaratan.

Menurut Suyono (2000), hal-hal yang perlu dipertimbangkan dalam menentukan macam fondasi di antaranya yaitu keadaan tanah fondasi, batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya, batasan-batasan dari sekelilingnya, serta waktu dan biaya pekerjaan.

Secara umum terdapat dua tipe fondasi, yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam. Fondasi dangkal digunakan jika lapisan tanah dekat permukaan merupakan tanah keras atau memiliki daya dukung yang cukup untuk menahan beban di atasnya. Umumnya fondasi dangkal juga digunakan pada bangunan sederhana yang bebannya tidak terlalu besar. Fondasi dalam digunakan jika tanah di bawah bangunan merupakan tanah lunak, sehingga fondasi perlu meneruskan beban struktur ke lapisan tanah keras atau batuan yang lebih dalam. Fondasi dalam juga digunakan pada bangunan dengan beban yang besar, seperti gedung bertingkat.

Dalam perancangan gedung bertingkat, perhitungan struktur pada gedung merupakan hal utama yang diperhatikan. Fondasi yang merupakan struktur bawah pada bangunan harus diperhatikan perancangannya agar dapat menahan beban dengan baik. Oleh karena itu, analisis kapasitas dukung fondasi merupakan aspek penting untuk memastikan bahwa fondasi yang dirancang mampu memikul beban dengan efektif.

Pada proyek pembangunan rumah sakit akademik Universitas Kristen Duta Wacana (UKDW), jenis fondasi yang digunakan adalah fondasi dalam yaitu fondasi

bored pile. Rumah sakit akademik UKDW didesain memiliki tujuh lantai dan satu lantai *basement*. Besarnya beban struktur yang harus didukung fondasi serta pertimbangan teknis lainnya seperti mengurangi kebisingan dan getaran pada saat pelaksanaan menjadi pertimbangan dalam memilih fondasi *bored pile* pada proyek ini.

Berdasarkan latar belakang tersebut, maka perlu dilakukan analisis perbandingan kapasitas dukung fondasi tiang bor berdasarkan data hasil uji SPT dengan pengujian dinamis. Analisis tersebut untuk mengetahui nilai kapasitas dukung tiang tunggal dan tiang kelompok berdasarkan perhitungan menggunakan data N-SPT dan dibandingkan dengan hasil uji dinamis di lapangan menggunakan *Pile Driving Analyzer* (PDA).

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang yang telah dijelaskan, maka rumusan masalah dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Berapa nilai kapasitas dukung tiang bor pada kondisi eksisting dengan diameter tiang 0,6 m dan panjang tiang 17 m menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977)?
2. Berapa nilai kapasitas dukung tiang bor dengan variasi diameter tiang 0,5 m dan 0,8 m dengan panjang tiang 17 m menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977)?
3. Bagaimana perbedaan kapasitas dukung tiang bor dari hasil analisis data kondisi eksisting dengan hasil analisis *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP)?
4. Berapa nilai kapasitas dukung tiang bor pada kondisi eksisting dan variasi diameter dengan menggunakan Plaxis 3D?
5. Berapa besar penurunan fondasi yang terjadi pada kondisi eksisting dan variasi diameter dengan perhitungan berdasarkan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977)?

6. Berapa besar penurunan fondasi yang terjadi pada kondisi eksisting dan variasi diameter menggunakan Plaxis 3D berdasarkan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977)?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian berdasarkan rumusan masalah di atas adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui nilai kapasitas dukung tiang bor pada kondisi eksisting dengan diameter tiang 0,6 m dan panjang tiang 17 m menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese dan Wright (1977).
2. Mengetahui nilai kapasitas dukung tiang bor dengan variasi diameter tiang 0,5 m dan 0,8 m dengan panjang tiang 17 m menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese dan Wright (1977).
3. Mengetahui perbedaan kapasitas dukung tiang bor dari hasil analisis data kondisi eksisting dengan hasil analisis *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP).
4. Mengetahui nilai kapasitas dukung tiang bor pada kondisi eksisting dan variasi diameter dengan menggunakan Plaxis 3D.
5. Mengetahui besar penurunan fondasi yang terjadi pada kondisi eksisting dan variasi diameter berdasarkan Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977).
6. Mengetahui besar penurunan fondasi yang terjadi pada kondisi eksisting dan variasi diameter menggunakan Plaxis 3D berdasarkan Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977).

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Penelitian ini dapat dijadikan referensi untuk penelitian-penelitian selanjutnya terkait hubungan antara diameter fondasi dengan kapasitas dukung fondasi serta penurunannya.
2. Pihak perencana dapat menjadikan penelitian ini sebagai pertimbangan dalam merencanakan fondasi tiang bor pada proyek konstruksi.

1.5 Batasan Penelitian

Batasan penelitian diperlukan agar hasil penelitian yang diperoleh lebih terfokus. Batasan penelitian adalah sebagai berikut.

1. Penelitian dilakukan pada proyek pembangunan rumah sakit akademik Universitas Kristen Duta Wacana, Kabupaten Bantul, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta.
2. Analisis kapasitas dukung pada fondasi tiang bor berdasarkan data hasil uji *Standard Penetration Test* (SPT).
3. Analisis kapasitas dukung pada fondasi tiang bor menggunakan metode Meyerhof (1956) dan metode Reese & Wright (1977).
4. Dimensi fondasi yang digunakan pada analisis adalah 0,5 m dan 0,8 m sebagai variasi diameter serta 0,6 m sesuai dengan kondisi eksisting. Panjang tiang bor ditetapkan 17 m pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m mengikuti kondisi eksisting.
5. Analisis pembebanan menggunakan program SAP2000 v26.2.0.
6. Perhitungan pembebanan berdasarkan SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan, SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung, dan SNI 1727:2020 tentang Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
7. Analisis penurunan fondasi menggunakan program Plaxis 3D v2024.2.0.
8. Analisis penurunan fondasi dengan Plaxis 3D juga mempertimbangkan gempa.
9. *Safety factor* (SF) yang digunakan adalah 2,5.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Tiang bor dalam pelaksanaannya dilakukan dengan cara tanah dibor terlebih dahulu, yang selanjutnya diisi dengan tulangan dan dicor beton. Tiang bor umumnya dipilih untuk digunakan pada tanah yang stabil, sehingga efek yang terjadi karena pengeboran tidak terlalu berpengaruh pada tanah dan lubang yang dibuat pun stabil. Apabila tanah mengandung air, pipa besi dapat digunakan sebagai penahan pada dinding lubang. Selanjutnya pipa tersebut dapat diangkat ketika dilakukan pengecoran beton. Pada tanah yang keras atau batuan lunak dapat dilakukan pembesaran pada bagian ujung tiang yang bertujuan untuk memperbesar tahanan dukung pada ujung tiang (Hardiyatmo, 2008).

2.2 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Meyerhof

Yelvi dkk. (2022) melakukan penelitian pada salah satu pekerjaan di ruas Tol Serang – Panimbangtol, yaitu pekerjaan *main bridge* 18. Penelitian mengenai daya dukung fondasi ini dilakukan untuk mengetahui perbandingan dan mengevaluasi perbedaan dengan menggunakan dua metode perhitungan daya dukung fondasi, yaitu metode Reese & Wright dan metode Meyerhof. Berdasarkan metode Reese & Wright menunjukkan daya dukung izin sebesar 246,20 ton, sementara metode Meyerhof memberikan hasil sebesar 541,87 ton. Berdasarkan hasil analisis, kedua metode menunjukkan fondasi stabil terhadap beban statis maupun dinamis yang bekerja (P maks < Qi tunggal), sehingga fondasi memenuhi kriteria keamanan. Perbandingan daya dukung izin tiang tunggal antara metode Reese & Wright dan Meyerhof menunjukkan rasio sebesar 0,47.

2.3 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright

Tamimi (2020) dalam penelitiannya melakukan perencanaan ulang pada struktur bawah Gedung IAIN Purwokerto. Penelitian ini bertujuan untuk mengetahui nilai kapasitas dukung fondasi *bored pile*. Metode penelitian yang

dilakukan di antaranya studi pustaka, pengumpulan data teknis seperti gambar struktur dan hasil penyelidikan tanah, serta analisis pembebanan menggunakan *software* ETABS. Analisis daya dukung fondasi dilakukan dengan metode Reese & Wright dan Skempton. Hasil analisis menunjukkan bahwa variasi diameter fondasi memberikan kapasitas daya dukung yang berbeda, yang dapat digunakan untuk memilih fondasi paling sesuai berdasarkan kondisi lapangan dan beban struktur.

2.4 Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Pengujian Dinamis

Sari dkk. (2023) melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui perbandingan daya dukung fondasi yang diperoleh dari data *In-situ Dynamic Penetration Test* dengan hasil uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada proyek konstruksi Jalan Tol Semarang-Demak Paket 2 STA 16+075. Metode yang digunakan mencakup perhitungan empiris menggunakan rumus Meyerhof dan Schmertmann, serta metode numerik dengan MIDAS GTS NX. Analisis menggunakan data dari tiga titik lokasi (STA). Hasil penelitian menunjukkan bahwa perbedaan terbesar dalam daya dukung terjadi saat membandingkan hasil PDA dengan metode Schmertmann, dengan deviasi 0,59, sedangkan deviasi terkecil sebesar 0,03 ditemukan saat membandingkan PDA dengan MIDAS. Perbedaan terbesar dan terkecil terdapat titik yang sama, yaitu pada titik P 133F STA 16+711.

Fajri dan Abdul (2023) melakukan penelitian yang berjudul "Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP". Penelitian tersebut bertujuan untuk mengetahui dan mengidentifikasi perbedaan kapasitas daya dukung ultimit (Qult) tiang bor berdasarkan data hasil uji SPT menggunakan formula Reese & Wright (1977) terhadap data hasil uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP). Hasil penelitian menunjukkan adanya perbedaan yang signifikan antara hasil perhitungan manual dan hasil uji lapangan, di mana perhitungan dengan metode Reese dan Wright (1977) menunjukkan penurunan daya dukung rata-rata sebesar -19,79% dibandingkan dengan uji PDA, sedangkan selisih dengan hasil CAPWAP lebih kecil, yaitu -9,42%. Perhitungan penurunan fondasi juga mengalami perbedaan, di mana metode empiris menunjukkan selisih

penurunan rata-rata sebesar -10,35% dibandingkan hasil CAPWAP. Dari hasil analisis disimpulkan bahwa perbandingan antara metode Reese dan Wright (1977) dengan analisis CAPWAP menghasilkan selisih rata-rata yang paling kecil untuk daya dukung fondasi, yaitu sebesar -9,42%. Pada penurunan tiang tunggal, metode Reese dan Wright (1977) dibandingkan dengan analisis CAPWAP juga menunjukkan selisih rata-rata yang paling kecil, yaitu sebesar -10,35%.

2.5 Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan *Software* Plaxis 3D

Athazalni (2024) melakukan penelitian yang berjudul "*Bearing Capacity Analysis of Bored Pile Foundation and Settlement on Clay Soil*". Penelitian tersebut bertujuan untuk mendapatkan nilai kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan variasi diameter. Metode penelitian menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977) serta analisis menggunakan Plaxis 3D. Pada kondisi eksisting tiang berdiameter 1 m dan panjangnya 12 m. Penelitian ini menggunakan variasi diameter tiang yaitu 0,85 m, 0,9 m, dan 0,95 m, sedangkan untuk panjang tiang adalah 12 m. Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, kapasitas daya dukung tiang tunggal dan tiang kelompok meningkat seiring dengan bertambahnya diameter tiang. Selain itu, penurunan yang terjadi juga akan lebih besar dengan bertambahnya diameter tiang.

2.6 Perbandingan dengan Penelitian Sebelumnya

Perbedaan antara penelitian sebelumnya dan penelitian yang dilakukan oleh penulis dapat dilihat pada Tabel 2.1.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Penelitian Terdahulu						**Penelitian Sekarang**
Peneliti	**Tamimi (2020)**	**Yelvi dkk. (2022)**	**Sari dkk. (2023)**	**Fajri dan Abdul (2023)**	**Athazalni (2024)**	**Dewi (2025)**
Judul Penelitian	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Fondasi *Bored Pile* (Studi Kasus Gedung IAIN Purwokerto, Jawa Tengah)	Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright dan Meyerhof	Analisis Daya Dukung Fondasi Dalam Berdasarkan Uji Penetrasi Dinamis In-situ Dibandingkan dengan *Pile Driving Analyzer* (PDA)	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP	Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor dan Penurunan pada Tanah Lempung	Analisis Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Berdasarkan Hasil Uji SPT dan Pengujian Dinamis
Tujuan Penelitian	Mengetahui nilai kapasitas dukung fondasi *bored pile* pada proyek gedung IAIN Purwokerto	Mengetahui perbedaan hasil yang signifikan antara dua metode perhitungan daya dukung fondasi yang digunakan	Mengetahui perbandingan daya dukung fondasi dari data *In-situ Dynamic Penetration Test* dengan hasil uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) pada proyek konstruksi Jalan Tol Semarang-Demak Paket 2 STA 16+075.	Mengetahui dan mengidentifikasi perbedaan kapasitas daya dukung ultimit (Qult) tiang bor berdasarkan data hasil uji SPT terhadap data hasil uji *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan *Case Pile Wave Analysis Program* (CAPWAP).	Mendapatkan nilai kapasitas daya dukung dan penurunan fondasi tiang bor dengan variasi diameter.	Mengetahui kapasitas dukung fondasi pada kondisi eksisting dan variasi diameter berdasarkan data hasil uji SPT lalu membandingkannya dengan hasil uji PDA dan mengetahui penurunan fondasi.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian Sekarang

Penelitian Terdahulu						Penelitian Sekarang
Peneliti	**Tamimi (2020)**	**Yelvi dkk. (2022)**	**Sari dkk. (2023)**	**Fajri dan Abdul (2023)**	**Athazalni (2024)**	**Dewi (2025)**
Metode Penelitian	Reese & Wright, Skempton, dan ETABS.	Reese & Wright dan Meyerhof.	Meyerhof dan Schmertmann, serta metode numerik dengan MIDAS GTS NX.	Reese & Wright (1977).	Meyerhof, Reese & Wright, dan Plaxis 3D.	Meyerhof (1976), Reese & Wright (1977), dan Plaxis 3D.
Hasil Penelitian	Variasi diameter fondasi memberikan kapasitas daya dukung yang berbeda, sehingga dapat memilih fondasi paling sesuai.	Kedua metode menunjukkan fondasi stabil terhadap beban statis maupun dinamis yang bekerja, sehingga fondasi memenuhi syarat keamanan.	Perbandingan daya dukung hasil PDA jika dibandingkan dengan hasil analisis MIDAS lebih kecil daripada dengan metode Schmertmann.	Metode Reese & Wright dibandingkan dengan analisis CAPWAP menunjukkan selisih rata-rata paling kecil untuk daya dukung fondasi dan penurunan tiang.	Kapasitas daya dukung dan penurunan tiang tunggal maupun tiang kelompok meningkat seiring dengan bertambahnya diameter tiang.	Kapasitas dukung pada uji PDA lebih kecil jika dibandingkan dengan perhitungan empiris dan penurunan fondasi masih berada di bawah batas penurunan izin.

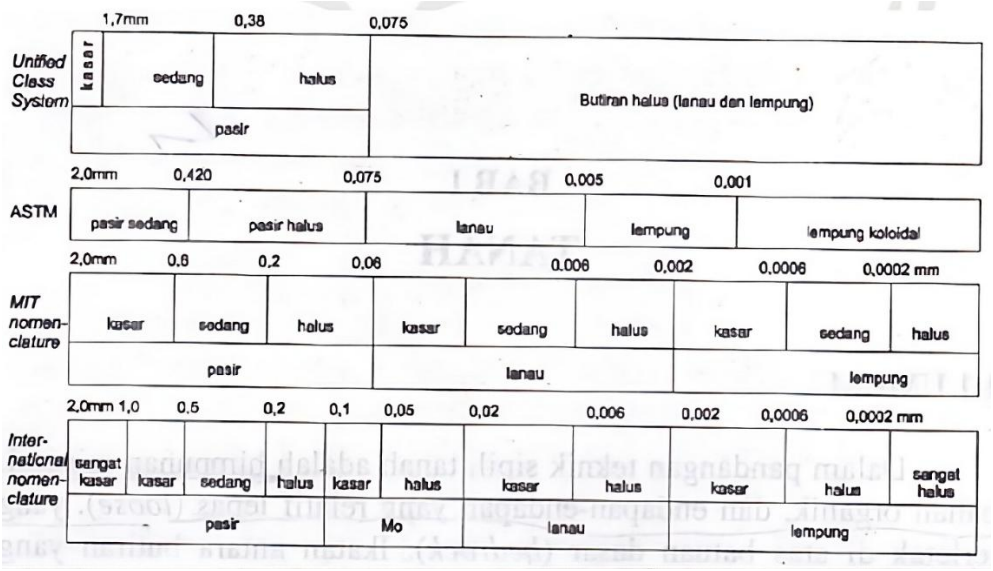
Sumber: Tamimi (2020), Yelvi dkk. (2022), Sari dkk. (2023), Fajri dan Abdul (2023), Athazalni (2024), Dewi (2025)

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah secara umum diartikan sebagai material dari butiran mineral padat yang secara kimia tidak saling terikat dan bahan organik yang mengalami pelapukan. Rongga-rongga yang terdapat di antara partikel bahan organik tersebut diisi oleh zat cair dan gas. Dalam berbagai pekerjaan teknik sipil, tanah berperan penting sebagai bahan bangunan dan pendukung fondasi pada suatu bangunan (Das, 1995).

Istilah pada tanah seperti pasir, lempung, lanau, atau lumpur mengacu pada ukuran partikel tanah berdasarkan batasan tertentu dan istilah tersebut juga dipakai untuk mendeskripsikan sifat khusus tanah. Jenis tanah kebanyakan tidak terdiri dari satu jenis partikel, melainkan tercampur dengan jenis partikel lain (Hardiyatmo, 2002). Batas interval ukuran butiran lempung, lanau, pasir, dan kerikil menurut *Unified Soil Classification System*, ASTM, MIT, dan *International Nomenclature* dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



Gambar 3.1 Klasifikasi Butiran Tanah Menurut *Unified Soil Classification System*, ASTM, MIT, dan *International Nomenclature*
(Sumber: Hardiyatmo, 2002)

3.2 Penyelidikan Tanah

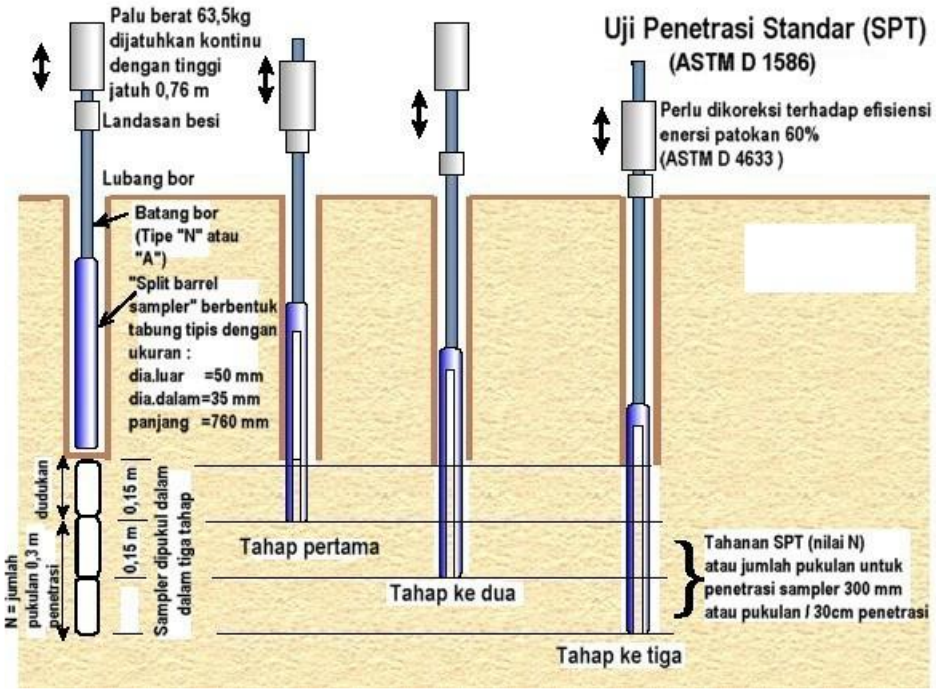
Dalam perancangan fondasi pada bangunan, penyelidikan tanah merupakan aspek yang penting agar didapatkan data yang dibutuhkan untuk perancangan. Penyelidikan tanah dapat dilakukan melalui metode penggalian lubang coba (*trial-pit*), pengeboran, atau pengujian langsung di lapangan (*in-situ test*). Data yang diperoleh nantinya dipelajari sifat teknis tanahnya, yang kemudian menjadi dasar dalam analisis daya dukung dan penurunan. Penyelidikan tanah umumnya melibatkan tiga tahapan, yaitu pengeboran atau penggalian lubang coba, *sampling*, serta pengujian sampel tanah tersebut. Pengujian sampel tanah dapat dilakukan langsung di lapangan atau di laboratorium. Beberapa jenis tanah mudah terganggu saat proses pengambilan sampel, sehingga seringkali dilakukan pengujian langsung di lapangan untuk mengurangi gangguan tersebut (Hardiyatmo, 1996). Pengujian di lapangan meliputi:

1. Pengujian penetrasi standar atau pengujian SPT (*Standard Penetration Test*).
2. Pengujian penetrasi kerucut statis (*static cone penetration test*).
3. Pengujian beban pelat (*plate load test*).
4. Pengujian geser baling-baling (*vane shear test*).

Pengujian langsung di lapangan ini sangat bermanfaat untuk memahami karakteristik tanah yang mendukung beban fondasi tanpa dipengaruhi oleh gangguan yang mungkin terjadi akibat pengeboran dan penanganan sampel. Metode pengujian di lapangan berguna untuk menyelidiki tanah terutama untuk tanah lempung sensitif, lanau, serta pasir tidak padat (Hardiyatmo, 1996).

Penelitian ini menggunakan data SPT. Metode pengujian SPT dilakukan bersamaan dengan proses pengeboran untuk mengetahui perlawanan dinamis tanah sekaligus pengambilan sampel tanah terganggu melalui teknik penumbukan. Pengujian SPT meliputi penumbukan tabung belah berdinding tebal ke dalam tanah, diikuti dengan pencatatan jumlah pukulan yang diperlukan untuk memasukkan tabung tersebut hingga kedalaman 30 cm secara vertikal. Dalam metode ini, digunakan *hammer* seberat 63,5 kg yang dijatuhkan berulang dari ketinggian 76 cm. Pengujian dilakukan dalam tiga tahap, masing-masing dengan kedalaman penetrasi 15 cm. Tahap pertama digunakan untuk mencatat kondisi dudukan awal,

sementara pukulan yang dibutuhkan untuk tahap kedua dan ketiga dijumlahkan agar didapatkan nilai pukulan N atau perlawanan SPT, yang dinyatakan dalam jumlah pukulan per 30 cm (SNI 4153, 2008). Skema pengujian SPT dapat dilihat pada Gambar 3.2 sebagai berikut.



Gambar 3.2 Skema Urutan Uji Penetrasi Standar SPT
(Sumber: SNI 4153, 2008)

3.3 Fondasi Tiang Bor

Fondasi tiang bor umumnya digunakan pada kondisi tanah yang stabil dan kaku, sehingga alat bor dapat membuat lubang yang stabil. Untuk pemasangannya, tanah perlu dibor terlebih dahulu, lalu tulangan diletakkan ke dalam lubang yang kemudian dilanjutkan dengan pengecoran beton. Pada tanah yang mengandung air dapat menggunakan pipa besi atau biasa disebut casing untuk menahan dinding lubang tanah, kemudian sebelum dilakukan pengecoran *casing* tersebut dapat diangkat (Hardiyatmo, 2008).

Hardiyatmo (2008) dalam bukunya mengatakan bahwa penggunaan tiang bor sebagai fondasi bangunan memiliki beberapa keuntungan dan kerugian. Keuntungan penggunaan tiang bor adalah sebagai berikut.

1. Tidak terdapat risiko naiknya permukaan tanah.
2. Kedalaman tiang bervariasi bisa disesuaikan dengan kebutuhan
3. Kondisi tanah dapat diperiksa dan dibandingkan dengan data dari laboratorium.
4. Kedalaman tiang, diameter tiang, dan hal lainnya yang berkaitan dengan pemasangan tiang dapat disesuaikan dengan kebutuhan.
5. Selama proses pengangkutan dan pemasangan, tegangan tidak mempengaruhi penulangan fondasi.

Sedangkan kerugian penggunaan tiang bor adalah sebagai berikut.

1. Kepadatan tanah terutama tanah pasir atau berkerikil akan mengalami gangguan saat pengeboran dilakukan.
2. Pengaruh dari air tanah saat pengecoran beton dilakukan akan menyebabkan sulit dikontrolnya mutu beton.
3. Kapasitas dukung tanah terhadap tiang bor dapat menurun karena aliran air ke dalam lubang bor.
4. Tanah pasir tidak memungkinkan untuk dilakukan pembesaran pada ujung tiangnya.

3.4 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Perhitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan dua pendekatan, yaitu pendekatan statis dan pendekatan dinamis. Pendekatan statis dilakukan dengan menganalisis karakteristik tanah. Sementara itu, pendekatan dinamis dilakukan dengan menggunakan data pengujian tiang di lapangan. Banyak faktor yang mempengaruhi kapasitas tiang, di antaranya kondisi tanah yang beragam dan juga metode yang digunakan dalam pelaksanaan fondasi (Hardiyatmo, 2008).

3.4.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956)

Perhitungan kapasitas dukung tiang berdasarkan data SPT pada tanah berpasir dapat menggunakan metode Meyerhof.

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

   Kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 berikut.

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

$$q_p = 40 \times N_{60} \times \frac{L_i}{D} \leq 400 \times N_{60} \quad (3.2)$$

dengan:

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

q_p = tahanan ujung tiang (kN/m^2),

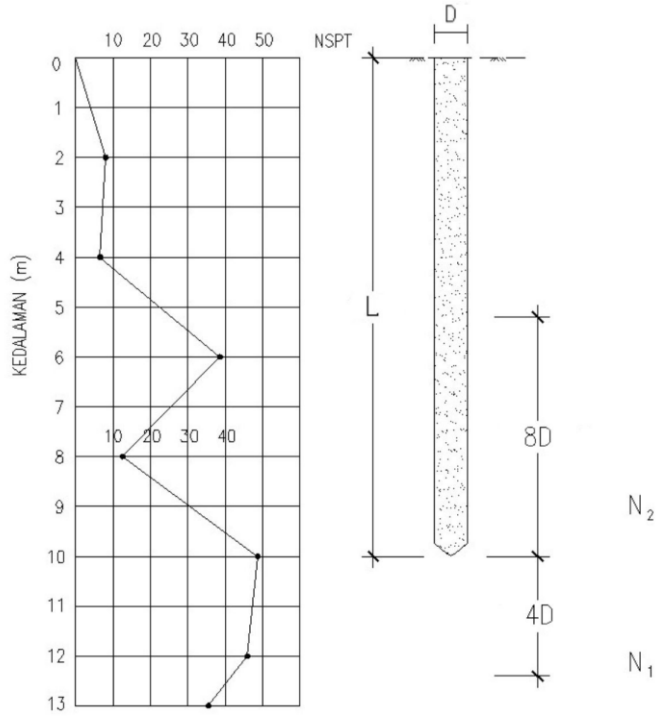
N_{60} = nilai rata-rata SPT koreksi pada area 8D ke atas dan 4D ke bawah dari ujung tiang,

A_p = luas penampang tiang (m^2),

L_i = kedalaman tiang (m), dan

D = diameter tiang (m).

Gambar 3.3 berikut merupakan contoh data N_{SPT} pada tanah tinjauan yang dapat digunakan untuk menganalisis kapasitas dukung fondasi.



Gambar 3.3 Contoh Data N_{SPT} pada Tanah Tinjauan

2. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.3 dan Persamaan 3.4 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \quad (3.3)$$
$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times \bar{N} \quad (3.4)$$

dengan:

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN),

$\bar{N}$ = nilai SPT rata- rata di sepanjang tiang,

A_s = luas selimut tiang (m^2),

f_s = tahanan gesek (kN/m^2), dan

σ_r = tegangan referensi = 100 kN/m^2.

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.5 dan Persamaan 3.6 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.5)$$
$$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_b \quad (3.6)$$

dengan:

Q_u = kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN),

W_p = berat sendiri tiang (kN),

D = diameter tiang (m), dan

γ_b = berat jenis beton (kN/m^3).

4. Kapasitas Dukung Izin Tiang

Kapasitas dukung izin tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.7)$$

dengan:

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN),

Q_u = kapasitas dukung ultimit tiang (kN), dan

SF = faktor aman (berdasarkan SNI 8460:2017 minimum sebesar 2,5).

3.4.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977)

Perhitungan kapasitas dukung tiang berdasarkan data SPT pada tanah berpasir untuk fondasi tiang bor dapat menggunakan metode Reese & Wright.

1. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

   Kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.8 berikut.

$$Q_p = q_p \times A_p \tag{3.8}$$

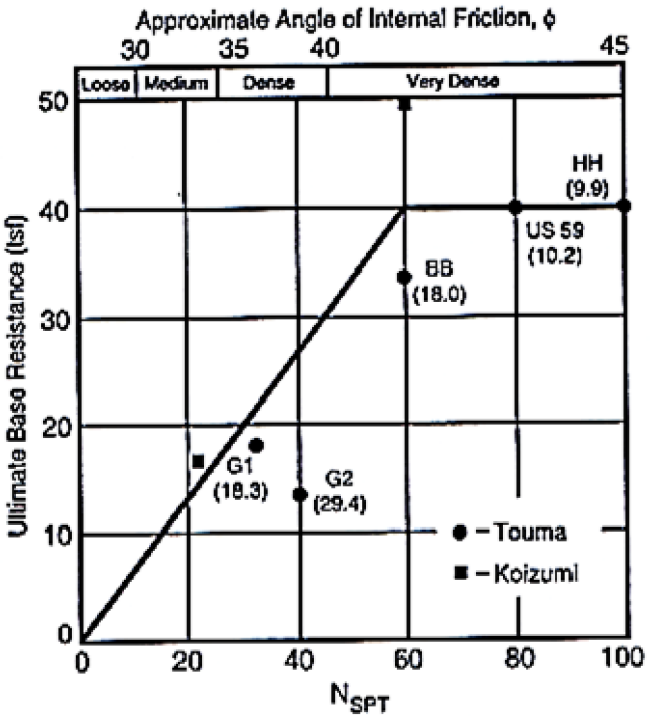
   dengan:

   Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

   q_p = tahanan ujung (kN/m^2), dan

   A_p = luas penampang tiang (m^2).

   Nilai q_p pada tanah nonkohesif dapat dilihat pada Gambar 3.4 yang menunjukkan grafik hubungan N_{SPT} dengan q_p.



Gambar 3.4 Tahanan Ujung Ultimit pada Tanah Nonkohesif
(Sumber: Reese & Wright, 1977)

2. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.9 dan 3.10 berikut.

$$Q_s = f_s \times A_s \tag{3.9}$$

$$A_s = Li \times p \tag{3.10}$$

dengan:

Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN),

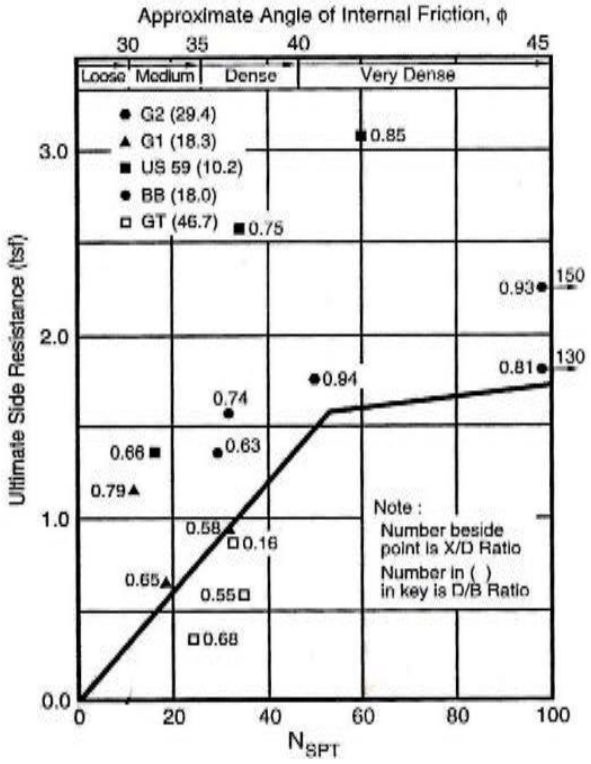
f_s = tahanan gesek (kN/m^2),

A_s = luas selimut tiang (m^2),

Li = kedalaman tiang (m), dan

p = keliling penampang tiang (m).

Nilai f_s pada tanah nonkohesif dapat dilihat pada Gambar 3.5 yang menunjukkan grafik hubungan N_{SPT} dengan f_s.



Gambar 3.5 Tahanan Gesek Ultimit pada Tanah Nonkohesif
(Sumber: Reese & Wright, 1977)

3. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

   Kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \tag{3.11}$$

   dengan:

   Q_u = kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

   Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN),

   Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN), dan

   W_p = berat sendiri tiang (kN).

4. Kapasitas Dukung Izin Tiang

   Kapasitas dukung izin tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.12 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF} \tag{3.12}$$

   dengan:

   Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN),

   Q_u = kapasitas dukung ultimit tiang (kN), dan

   SF = faktor aman (berdasarkan SNI 8460:2017 minimum sebesar 2,5).

3.5 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Pemasangan fondasi tiang kelompok pada tanah berpasir mengakibatkan adanya pemadatan pada tanah yang terdapat di area sekitar kelompok tiang. Kapasitas tiang kelompok juga dibuktikan lebih besar jika dibandingkan dengan kapasitas pada tiang tunggal yang ada di kelompok tiang tersebut.

3.5.1 Jumlah Tiang Kelompok

Jumlah tiang yang ada pada suatu tiang kelompok dapat dihitung dengan membagi beban maksimum dengan daya dukung izin tiang.

1. Jumlah Tiang kelompok

   Perhitungan jumlah tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$n = \frac{\sum P_{maks}}{Q_{all}} \quad (3.13)$$

dengan:

n = jumlah tiang kelompok,

ΣP_{maks} = beban maksimum fondasi rencana (kN), dan

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang tunggal (kN).

Hasil perhitungan untuk jumlah tiang kelompok dibulatkan ke atas untuk meningkatkan faktor keamanan fondasi terhadap beban yang ada.

2. Jarak Tiang

Jarak yang terdapat antar tiang pada tiang kelompok berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. dapat dilihat pada Persamaan 3.14 dan Persamaan 3.15 berikut.

$$S \geq 2{,}5D \quad (3.14)$$

$$S \leq 3D \quad (3.15)$$

dengan:

D = diameter tiang (m), dan

S = jarak as ke as tiang (m).

3. Efisiensi Tiang Kelompok

Perhitungan efisiensi tiang kelompok dapat menggunakan metode Converse – Labarre pada Persamaan 3.16 berikut.

$$E_g = 1 - \theta\left(\frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90mn'}\right) \quad (3.16)$$

dengan:

E_g = efisiensi tiang kelompok,

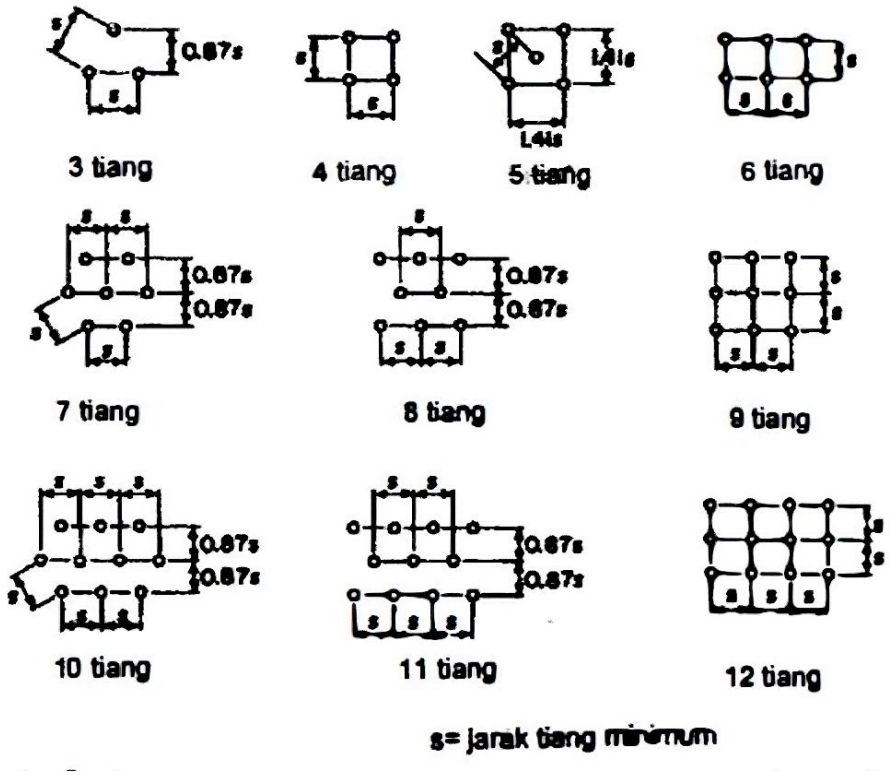
θ = arc tan $\left(\frac{d}{s}\right)$,

n' = jumlah tiang dalam satu baris, dan

m = jumlah baris tiang.

4. Susunan Tiang

Susunan tiang ditentukan oleh jumlah tiang yang ada. Contoh susunan tiang yang banyak digunakan pada tiang kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Susunan Tiang yang Umum Digunakan di Lapangan
(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok untuk perhitungannya dapat menggunakan Persamaan 3.17 yang memperhatikan efisiensi tiang kelompok dan Persamaan 3.18 yang didasarkan kelompok tiang berperan sebagai blok.

$$Q_g = E_g \times n \times Q_{all} \tag{3.17}$$

dengan:

Q_g = kapasitas dukung tiang kelompok (kN),

E_g = efisiensi tiang kelompok,

n = jumlah tiang dalam kelompok, dan

Q_{all} = kapasitas dukung izin tiang (kN).

$$Q_{ug} = \left(L_g \times B_g \times q_p\right) + \left(\left(2 \times \left(L_g + B_g\right)\right) \times L \times f_s\right) \quad (3.18)$$

dengan:

Q_{ug} = kapasitas dukung blok tiang kelompok (kN),

q_p = tahanan ujung tiang (kN/m^2),

B_g = lebar kelompok tiang (m),

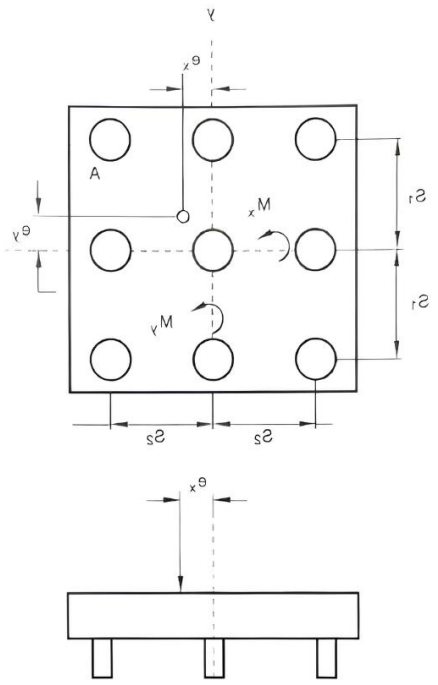
L_g = panjang kelompok tiang (m),

L = kedalaman tiang (m), dan

f_s = tahanan gesek tiang (kN/m^2).

3.5.3 Kontrol Gaya Tekan Tiang terhadap Beban Aksial dan Momen

Reaksi yang ada pada tiang-tiang terhadap gaya dapat dilihat pada Gambar 3.7 sebagai berikut.



Gambar 3.7 Kelompok Tiang Saat Mendapat Beban Vertikal dan Momen pada Kedua Arah Sumbunya

(Sumber: Hardiyatmo, 2008)

Setelah ditentukannya jumlah tiang dan desain yang akan dipakai untuk kelompok tiang, langkah berikutnya adalah melakukan kontrol fondasi kelompok terhadap gaya serta momen yang akan dialami oleh masing-masing fondasi dapat dilihat pada Persamaan 3.19 dan Persamaan 3.20 berikut.

$$P_{maks} = \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_y . x_{maks}}{\Sigma {x_i}^2} + \frac{M_x . y_{maks}}{\Sigma {y_i}^2} \quad (3.19)$$

$$P_{min} = \frac{\Sigma P}{n} - \frac{M_y . x_{maks}}{\Sigma {x_i}^2} - \frac{M_x . y_{maks}}{\Sigma {y_i}^2} \quad (3.20)$$

dengan:

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

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

ΣP = jumlah beban aksial total (kN),

n = jumlah tiang,

M_x = momen arah x (kNm), dan

M_y = momen arah y (kNm).

3.6 Penurunan Fondasi Tiang

Rahardjo (2000) mengatakan bahwa estimasi penurunan yang terjadi pada fondasi tiang merupakan persoalan yang kompleks karena alasan sebagai berikut.

1. Proses pemancangan tiang dapat mengganggu kondisi tegangan alami yang ada pada tanah.
2. Terdapat ketidakpastian terkait distribusi dan transfer beban dari fondasi tiang ke tanah.

3.6.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Penurunan fondasi tiang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.21 sebagai berikut.

$$S_e = S_{e(1)} + S_{e(2)} + S_{e(3)} \quad (3.21)$$

dengan:

S_e = penurunan total fondasi tiang tunggal (m),

$S_{e(1)}$ = penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m),

$S_{e(2)}$ = penurunan dari ujung tiang (m), dan

$S_{e(3)}$ = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m).

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal ($S_{e(1)}$)

   Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.22 berikut.

$$S_{e(1)} = \frac{(Q_{wp}+\xi \cdot Qw_s)L}{A_p \cdot E_p} \tag{3.22}$$

   dengan:

   Q_{wp} = beban yang didukung ujung tiang (kN),

   ξ = koefisien distribusi gesekan selimut sepanjang fondasi tiang (0,5 dan 0,67),

   Q_{ws} = beban yang didukung selimut tiang (kN),

   L = panjang tiang (m),

   A_p = luas penampang tiang (m^2), dan

   E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2).

2. Penurunan dari ujung tiang ($S_{e(2)}$)

   Penurunan dari ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.23 berikut.

$$S_{e(2)} = \frac{C_p \cdot Q_{wp}}{D \cdot q_p} \tag{3.23}$$

   dengan:

   C_p = koefisien empiris,

   Q_{wp} = beban yang didukung ujung tiang (kN),

   D = diameter tiang (m), dan

   q_p = daya dukung batas di ujung tiang (kN/m^2).

   Nilai koefisien empiris (C_p) ditentukan berdasarkan jenis tanah dan jenis fondasi. Nilai C_p dapat dilihat pada Tabel 3.1 sebagai berikut.

Tabel 3.1 Koefisien C_p

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

Sumber: Vesic (1977)

3. Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang ($S_{e(3)}$)

   Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.24 dan Persamaan 3.25 berikut.

$$S_{e(3)} = \left(\frac{Q_{ws}}{p \cdot L}\right)\frac{D}{E_s}(1 - {v_s}^2)I_{ws} \tag{3.24}$$

$$I_{ws} = 2 + 0{,}35\sqrt{\frac{L}{D}} \tag{3.25}$$

   dengan:

   Q_{ws} = beban yang didukung selimut tiang (kN),

   p = keliling tiang (m),

   L = panjang tiang (m),

   D = diameter tiang (m),

   E_s = modulus elastisitas tanah (kN/m^2),

   v_s = *poisson's ratio* tanah, dan

   I_{ws} = faktor pengaruh.

   Tabel 3.2 menunjukkan nilai modulus elastisitas tanah dan Tabel 3.3 menunjukkan nilai angka poisson.

Tabel 3.2 Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

Jenis Tanah	E_s (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500

Lanjutan Tabel 3.2 Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

Jenis Tanah	E_s (kN/m^2)
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 (1977)

Tabel 3.3 Angka Poisson (v_s)

Macam Tanah	v_s
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,2 – 0,4
Pasir kasar (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,15
Pasir halus (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,25
Batu (tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Sumber: Bowles (1968)

4. Penurunan izin tiang tunggal ($S_{izin,tunggal}$)

   Penurunan izin tiang tunggal dapat dilihat pada Persamaan 3.26 berikut.

$$S_{izin,tunggal} = 10\ \% \times D \tag{3.26}$$

   dengan:

   $S_{izin,tunggal}$ = penurunan izin tiang tunggal (m), dan

   D = diameter tiang (m).

3.6.2 Penurunan Fondasi Tiang Kelompok

Umumnya penurunan pada tiang kelompok lebih besar jika dibandingkan dengan tiang tunggal karena area yang terkena pengaruh tegangan lebih luas dan lebih dalam. Dalam perhitungannya, penurunan pada fondasi tiang kelompok dapat menggunakan metode Vesic (1977) yang persamaannya dapat dilihat pada Persamaan 3.27 berikut.

$$S_g = S\sqrt{\frac{B_g}{D}} \tag{3.27}$$

dengan:

S_g = penurunan kelompok tiang (m),

S = penurunan fondasi tiang tunggal (m),

B_g = lebar kelompok tiang (m), dan

D = diameter tiang (m).

Penurunan yang diizinkan pada tiang kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.28 berikut.

$$S_{izin,group} = 15 + \frac{D}{600} \tag{3.28}$$

dengan:

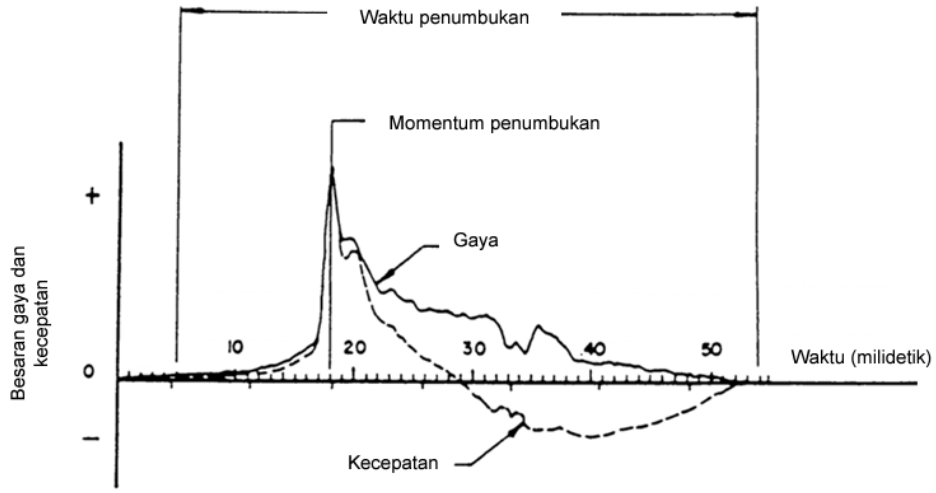
$S_{izin,group}$ = penurunan izin tiang kelompok (cm), dan

D = diameter tiang (cm).

3.7 *Pile Driving Analyzer Test*

Hasil uji lapangan, seperti SPT, dapat digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung fondasi meskipun hanya sebagai perkiraan awal dan harus dibandingkan dengan hasil perhitungan empiris lainnya. Selain itu, pada tahap pelaksanaan di lapangan, hasil stabilitas fondasi ini dapat diperiksa menggunakan uji *Pile Driving Analyzer* (PDA). PDA digunakan untuk pengujian dinamis pada tiang dengan menggunakan alat perekam yang menganalisis gelombang akibat tumbukan palu, kemudian hasilnya dievaluasi menggunakan program analisis numerik CAPWAP untuk menentukan kapasitas dukung. Hasil kapasitas dukung setelah fondasi

dipasang dan diuji di lapangan menggunakan PDA dapat dibandingkan dengan nilai kapasitas dukung yang diperoleh pada tahap perencanaan, untuk mengetahui apakah nilai tersebut sesuai atau tidak. Nilai kapasitas dukung yang diperoleh harus mendekati nilai yang ada pada tahap perencanaan (Sari dkk., 2023). Untuk contoh kurva gaya dan kecepatan hasil pengujian dinamis dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.

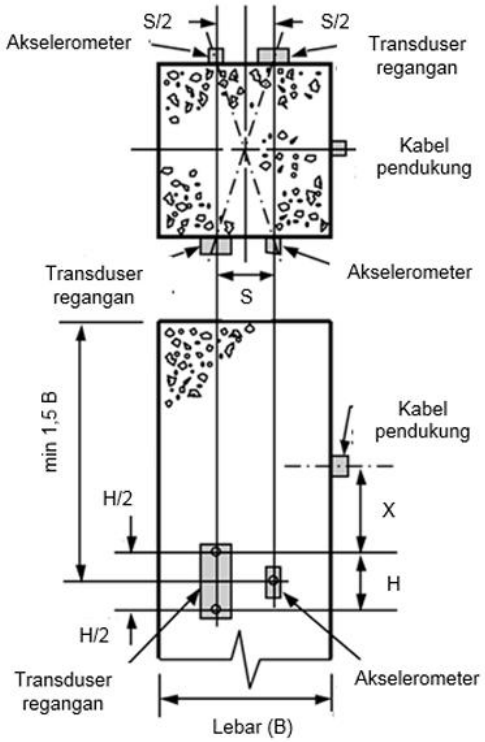


Gambar 3.8 Contoh Kurva Gaya dan Kecepatan Hasil Pengujian Dinamis
(Sumber: SNI 8459, 2017)

Pada tahap persiapan pengujian PDA, ada beberapa hal yang harus dilakukan, di antaranya sebagai berikut.

1. Membuat lubang pada tiang untuk pemasangan *strain transducer* dan *accelerometer*.
2. Mencatat informasi umum terkait pengujian PDA, seperti tanggal bor, panjang dan diameter tiang bor, dan panjang tiang bor yang terdapat di bawah permukaan tanah.

Untuk setiap tiang bor yang diuji, dilakukan *re-strike* sekitar 1-2 kali. Proses ini dihentikan setelah diperoleh rekaman dengan kualitas yang memadai dan energi pukulan yang cukup tinggi. Jumlah pukulan yang diperlukan bergantung pada tingkat fluktuasi energi yang diterima tiang bor secara nyata, yang sepenuhnya dipengaruhi oleh efisiensi *drop hammer* yang digunakan. Pengaturan untuk pemasangan transduser pada tiang bor dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.9 Pengaturan Pemasangan Transduser pada Tiang Bor
(Sumber: SNI 8459, 2017)

3.8 Pembebanan

Dalam merencanakan bangunan konstruksi, tidak terkecuali bangunan gedung, diperlukan analisa pembebanan. Analisa pembebanan ini juga untuk mengetahui beban yang akan diteruskan ke fondasi.

3.8.1 Beban Mati

Beban mati mencakup keseluruhan berat bahan konstruksi yang menjadi bagian tetap dari bangunan, seperti dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi permanen, serta elemen finishing dan klading. Selain itu, beban ini juga meliputi komponen arsitektural dan struktural lainnya, termasuk peralatan layanan yang terpasang secara permanen, seperti derek dan sistem pengangkutan material (SNI 1727, 2020).

3.8.2 Beban Hidup

Beban yang berasal dari aktivitas pengguna dan penghuni bangunan, atau struktur lainnya, didefinisikan sebagai beban yang tidak termasuk dalam kategori

beban konstruksi maupun beban lingkungan. Beban lingkungan sendiri mencakup beban angin, hujan, gempa bumi, banjir, dan beban mati (SNI 1727, 2020).

3.8.3 Beban Gempa

Terdapat tahapan-tahapan perhitungan yang perlu dilakukan untuk analisa distribusi beban gempa pada struktur bangunan. Analisa yang dilakukan berdasarkan SNI 1726:2019. Tahapan perhitungannya adalah sebagai berikut.

1. Kategori risiko struktur bangunan dan faktor keutamaan gempa

   Terdapat berbagai kategori risiko untuk struktur bangunan gedung dan nongedung yang dapat dilihat pada Tabel 3.4. Pengaruh gempa rencana terhadap bangunan tersebut harus dikalikan dengan faktor keutamaan gempa yang dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung 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: - 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: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industry - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo	III

Lanjutan Tabel 3.4 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi 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 bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III
Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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 Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

Sumber: SNI 1726 (2019)

Tabel 3.5 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)

2. Klasifikasi situs

Klasifikasi awal terhadap karakteristik suatu situs diperlukan dalam merumuskan kriteria desain seismik bangunan di atas permukaan tanah atau dalam menentukan amplifikasi percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanah pada lokasi tersebut (SNI 1726, 2019).

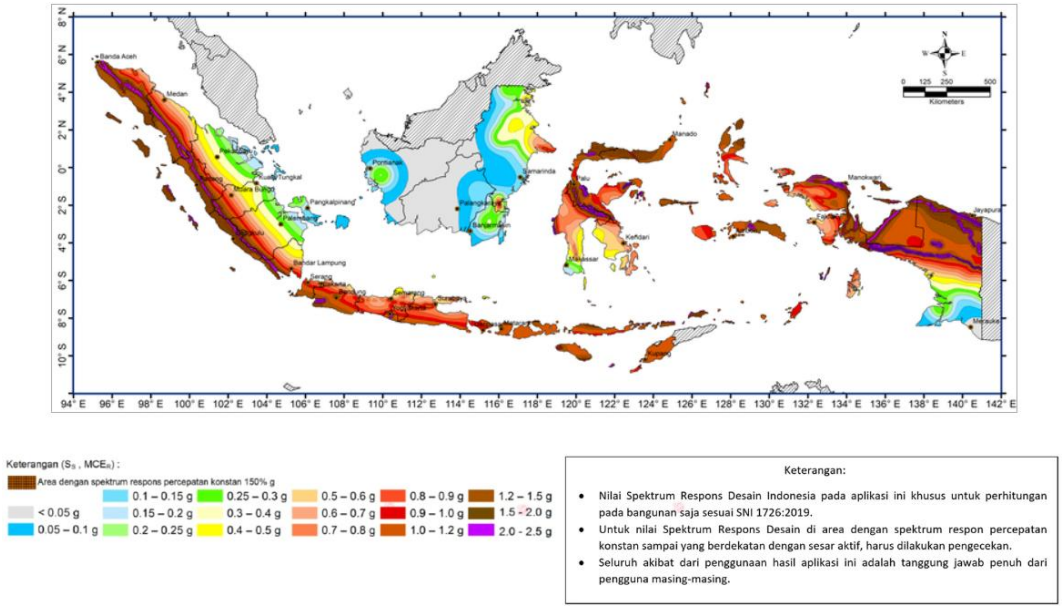
Tabel 3.6 Klasifikasi Situs

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 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s_u} < 25$ 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 berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7,5 m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan H > 35 m dengan $\overline{s_u} < 50$kPa		

Sumber: SNI 1726 (2019)

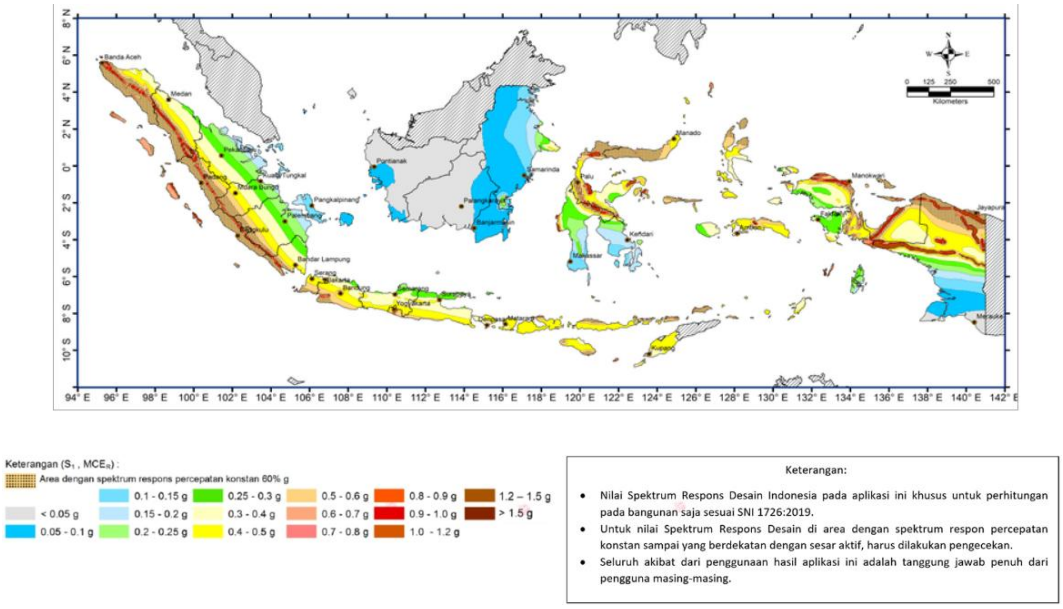
3. Nilai respon spektrum gempa

Nilai respon spektrum percepatan 0,2 detik dan 1 detik yang terdapat pada peta gerak tanah seismik dapat digunakan untuk menetapkan parameter S_S yaitu percepatan batuan dasar pada perioda pendek dan S_1 yaitu percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik. Peta wilayah S_S dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 3.10 dan Gambar 3.11.



Gambar 3.10 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_S)

(Sumber: SNI 1726, 2019)



Gambar 3.11 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_1)

(Sumber: SNI 1726, 2019)

Berdasarkan SNI 1726:2019, koefisien F_a dan F_v telah ditetapkan nilainya dan dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.7 Koefisien Situs F_a

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode pendek, T = 0,2 detik, S_s					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1{,}0$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
SC	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
SD	1,6	1,4	1,2	1,1	1,0	1,0
SE	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
SF	SS[(a)]					

Sumber: SNI 1726 (2019)

Tabel 3.8 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}5$	$S_1 \geq 0{,}6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[(a)]					

Sumber: SNI 1726 (2019)

Penentuan parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}) dapat menggunakan Persamaan 3.29 dan Persamaan 3.30 sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_S \tag{3.29}$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \tag{3.30}$$

dengan:

S_S = parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode pendek, dan

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

4. Periode struktur bangunan (T)

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

a. Periode fundamental pedekatan (T_a)

Menurut SNI 1726 (2019) Periode fundamental pedekatan (T_a) dapat ditentukan dari Persamaan 3.31 berikut.

$$T_a = C_t \times {h_n}^x \tag{3.31}$$

dengan:

h_n = ketinggian bangunan (m).

untuk nilai C_t dan x dapat ditentukan dengan Tabel 3.9 sebagai berikut.

Tabel 3.9 Nilai parameter periode pendekatan Ct dan x

Tipe Stuktur	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 struktur lainnya	0,0488	0,75

Sumber: SNI 1726 (2019)

b. Periode *computed* (T_c)

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

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

Nilai C_u ditentukan dari besarnya parameter percepatan respons spektral desain untuk 1 detik (S_{D1}), dapat dilihat pada Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.10 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

Sumber: SNI 1726 (2019)

5. Kategori desain seismik

Dalam perencanaan struktur bangunan tahan gempa, penetapan kategori desain seismik ditentukan berdasarkan kategori risiko serta nilai parameter respons spektral percepatan desain, yaitu S_{DS} dan S_{D1}. Setiap bangunan atau struktur harus diklasifikasikan ke dalam kategori desain seismik yang lebih parah, tidak bergantung pada nilai periode fundamental getaran struktur (T). Kategori desain seismik berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} dapat dilihat pada Tabel 3.11 dan Tabel 3.12 berikut.

Tabel 3.11 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 3.12 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)

6. Sistem pemikul gaya seismik

Sistem dasar pemikul gaya seismik, baik lateral maupun vertikal, harus sesuai dengan salah satu tipe dan memenuhi batasan sistem struktur serta batasan ketinggian struktur (h_n) yang terdapat pada Tabel 3.13. Dalam perencanaan, digunakan nilai R (koefisien modifikasi respons), Ω_0 (faktor kuat lebih), dan C_d (faktor pembesaran simpangan lateral) untuk menentukan geser dasar, gaya desain elemen, dan simpangan antar tingkat desain. Sistem yang berbeda diperbolehkan untuk digunakan dalam menahan gaya seismik pada masing-masing sumbu ortogonal struktur, dengan ketentuan bahwa nilai R, Ω_0, dan C_d serta batasan sistem struktur tetap mengacu pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13 Faktor R, Ω_0, dan C_d untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

No	Sistem Pemikul Gaya Seismik	R	Ω_0	C_d	Batasan Sistem Struktur dan Batasan Tinggi Struktur, h_n (m)				
					B	C	D	E	F
1	Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2	Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
3	Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI

Sumber: SNI 1726 (2019)

7. Gaya geser dasar seismik

Berdasarkan SNI 1726:2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung, gaya geser dasar adalah gaya geser atau lateral total yang terjadi pada tingkat dasar bangunan dan dapat ditentukan dengan Persamaan 3.32 sebagai berikut.

$$V = C_S \times W_{total\ bangunan} \tag{3.32}$$

dengan:

C_S = koefisien respons seismik, dan

W = berat seismik efektif bangunan (kN).

3.9 SAP2000

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

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

3.10 Plaxis 3D

Plaxis 3D merupakan perangkat lunak yang dirancang khusus untuk mendukung analisis perilaku tanah dan struktur dalam bidang geoteknik. *Software* ini membantu para profesional dalam melakukan evaluasi mendetail terhadap respons tanah dan struktur terhadap beban, sehingga menghasilkan perencanaan yang lebih akurat, tepat, dan aman untuk berbagai proyek rekayasa sipil.

Perangkat ini memungkinkan pemodelan tiga dimensi, yang menawarkan tingkat presisi lebih tinggi dibandingkan analisis dua dimensi, terutama untuk kasus geoteknik yang kompleks. Aplikasi Plaxis 3D mencakup beragam kebutuhan, seperti perancangan fondasi, dinding penahan, terowongan, *basement*, serta infrastruktur lainnya. Pendekatan tiga dimensi yang digunakan membantu mengidentifikasi potensi permasalahan secara komprehensif, sehingga solusi dapat dirancang dengan efisien dan efektif.

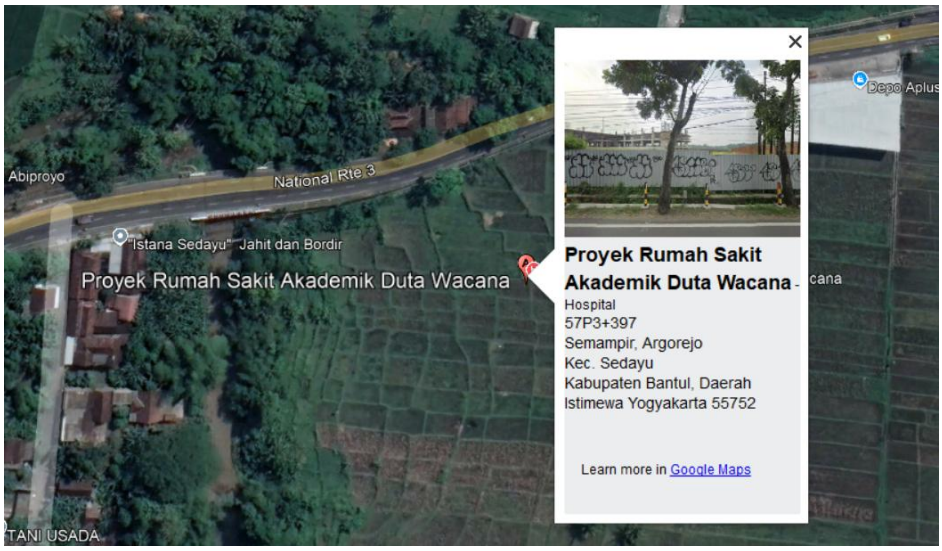
BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

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

4.2 Lokasi Penelitian

Penelitian dilakukan pada proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana (UKDW) yang berlokasi di Jalan Wates Kilometer 12, Kecamatan Sedayu, Kabupaten Bantul, Daerah Istimewa Yogyakarta. Lokasi penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini.



Gambar 4.1 Lokasi Penelitian
(Sumber: Google Earth, 2025)

4.3 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah segala usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan atau

sedang diteliti. Informasi dapat diperoleh peneliti dari buku-buku ilmiah, laporan penelitian, dan sumber-sumber lain yang tertulis baik tercetak maupun elektronik.

4.4 Pengumpulan Data

Sehubungan dengan penelitian ini, data-data yang digunakan keseluruhannya merupakan data sekunder yang diperoleh langsung dari Yayasan Universitas Kristen Duta Wacana selaku owner dari proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik UKDW. Adapun data yang dipakai dalam penelitian ini sebagai berikut.

1. Data penyelidikan tanah proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik UKDW, Kabupaten Bantul.
2. Denah fondasi dan DED tiang *eksisting* proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik UKDW, Kabupaten Bantul.
3. Data hasil PDA *test* dan CAPWAP proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik UKDW, Kabupaten Bantul.

4.5 Tahapan Penelitian

Tahapan penelitian adalah langkah-langkah yang digunakan oleh peneliti dalam melakukan penelitiannya.

4.5.1 Analisis Pembebanan

Untuk memastikan keamanan dan keandalan fondasi dalam menahan beban yang akan bekerja di atasnya, maka dalam perencanaan desain struktur diperlukan metode analisis beban yang sesuai. Analisis pembebanan menggunakan *software* SAP2000 dan Microsoft Excel.

4.5.2 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Analisis perhitungan kapasitas dukung dari perencanaan fondasi tiang bor dilakukan baik dalam tiang tunggal maupun tiang kelompok. Dalam menghitung kapasitas dukung fondasi tiang bor akan digunakan 2 metode analisis yaitu analisis metode Meyerhof dan metode Reese & Wright. Langkah-langkah perhitungan adalah sebagai berikut.

1. Menghitung kapasitas dukung tiang tunggal
    a. Kapasitas dukung ujung tiang
    b. Kapasitas dukung selimut tiang

c. Kapasitas ultimit tiang

d. Kapasitas izin tiang

2. Menghitung kapasitas dukung tiang kelompok dan faktor efisiensinya

4.5.3 Perbandingan Hasil Analisis dengan Hasil Pengujian PDA

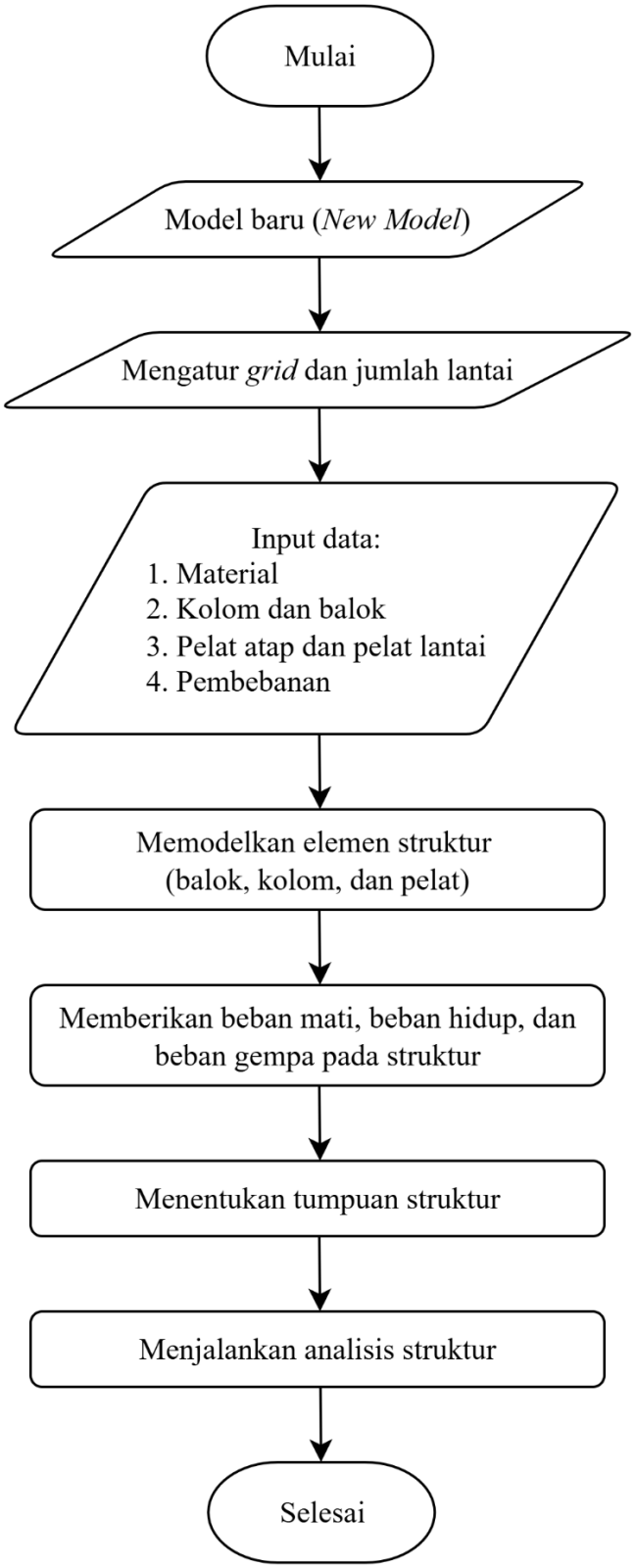
Hasil analisis kapasitas dukung tiang bor dengan dimensi eksisting dibandingkan dengan kapasitas dukung hasil pengujian *Pile Driving Analyzer* di lapangan yang telah dianalisis lebih lanjut dengan CAPWAP.

4.5.4 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor

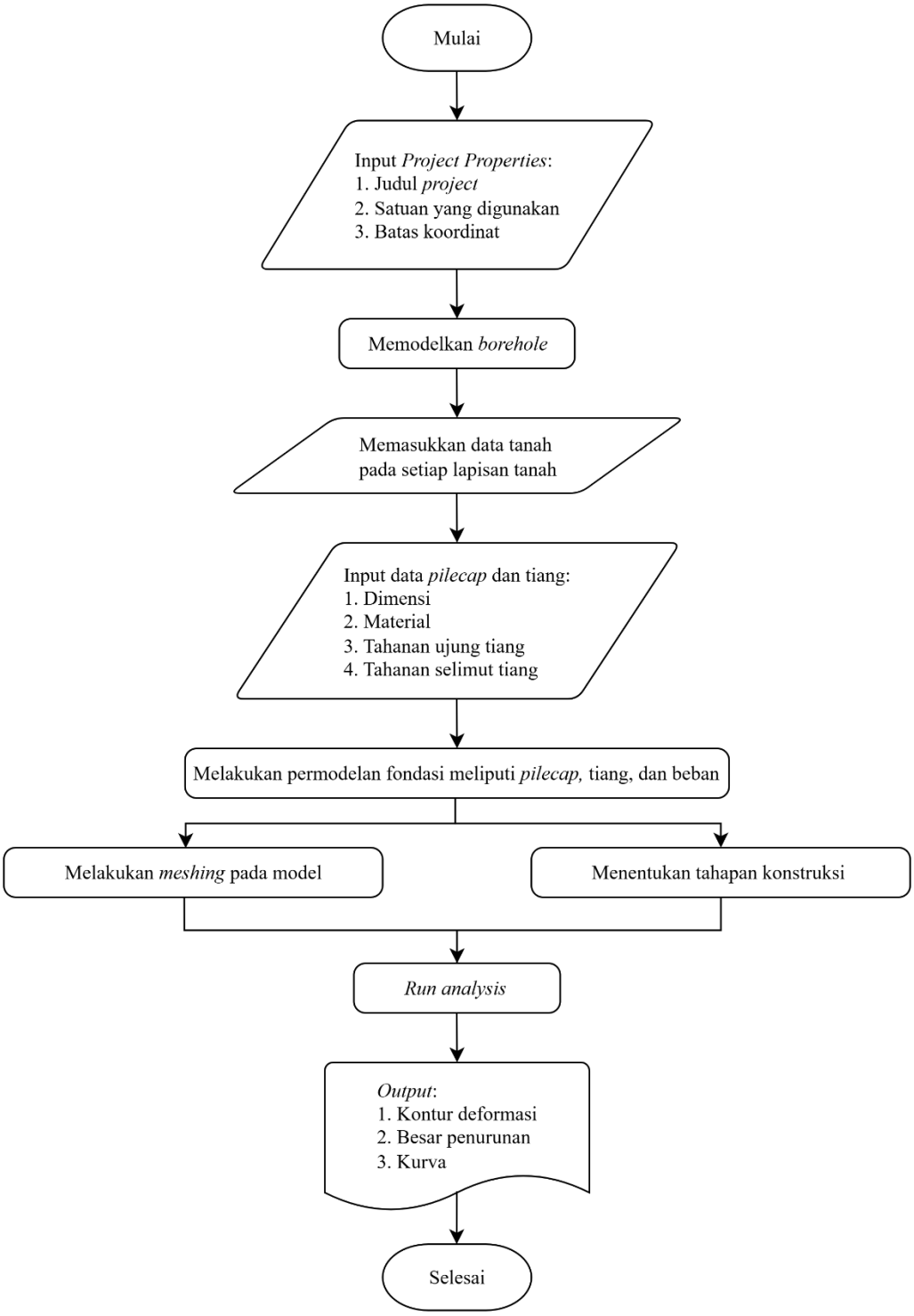
Analisis dilakukan dengan perhitungan dan juga dengan menggunakan *software* Plaxis 3D.

4.6 Bagan Alir

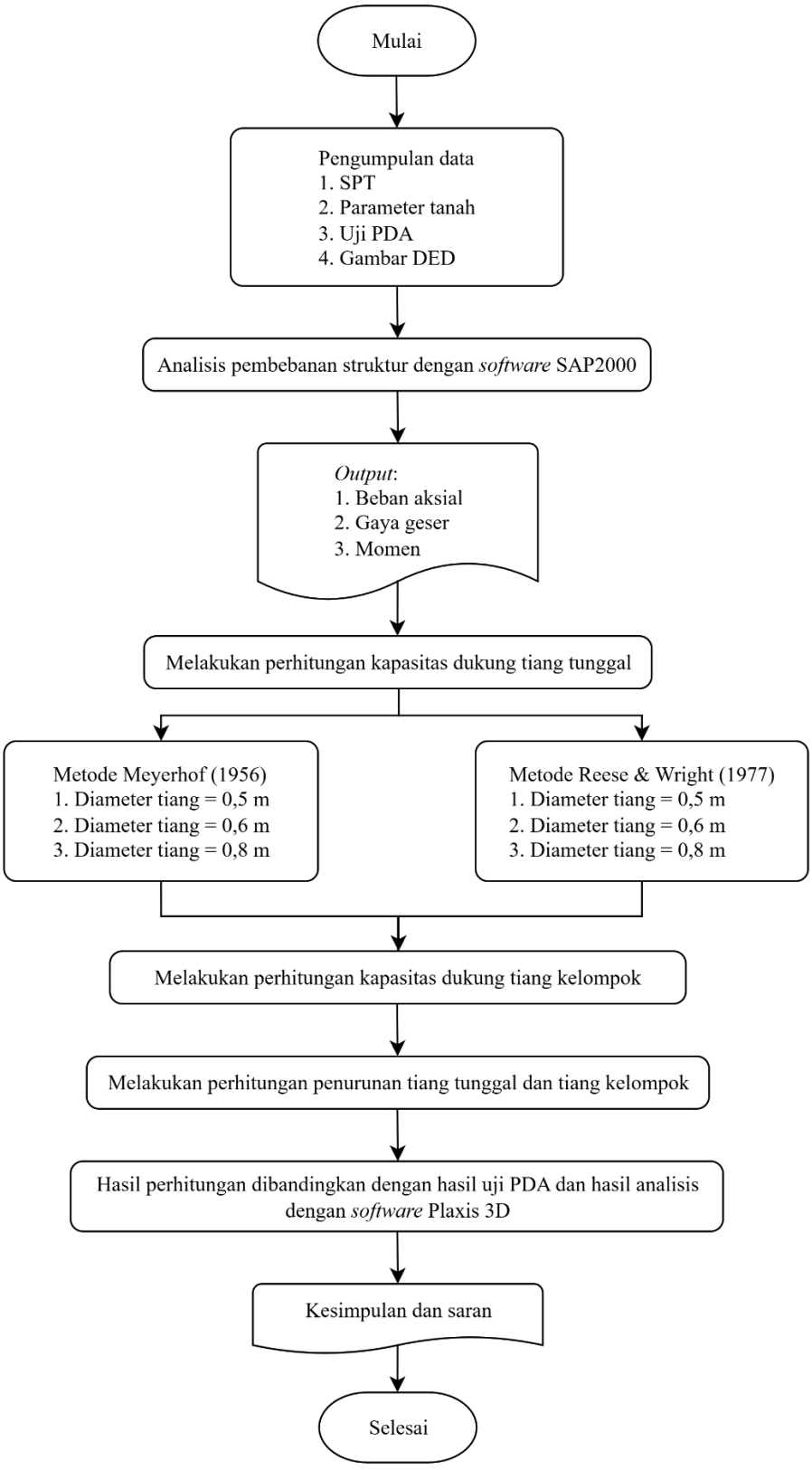
Bagan alir adalah sebuah diagram yang digunakan untuk menyelesaikan masalah dengan langkah-langkah dalam melakukan penelitian. Pada penelitian ini terdapat 3 (tiga) bagan alir yaitu bagan alir analisis struktur dengan *software* SAP2000, bagan alir analisis penurunan dengan *software* Plaxis 3D, dan bagan alir penelitian tugas akhir yang dipakai. Bagan alir dapat dilihat pada Gambar 4.2, Gambar 4.3, dan Gambar 4.4 berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan *Software* SAP2000



Gambar 4.3 Bagan Alir Analisis Penurunan dengan *Software* Plaxis 3D



Gambar 4.4 Bagan Alir Penelitian Tugas Akhir

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Proyek

Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana memiliki delapan lantai, dengan tujuh lantai yang dibangun di atas tanah dan satu lantai sebagai *basement*. Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana ini berada di Jalan Wates Kilometer 12, Sedayu, Bantul. Secara geografis, lokasi proyek terletak pada titik koordinat -7.8148577 dan 110.2545136. Fondasi yang digunakan pada proyek ini adalah *bored pile*.

5.1.1 Data Umum

Data umum pada proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana adalah sebagai berikut.

1.	Nama Proyek	: Pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana
2.	Pemilik Proyek	: Universitas Kristen Duta Wacana
3.	Kontraktor	: PT. Rahayu Trade & Contractor
4.	Lokasi Proyek	: Jalan Wates Kilometer 12, Sedayu, Bantul
5.	Konstruksi Bagian Atas	: Struktur Beton Bertulang
6.	Konstruksi Bagian Bawah	: Fondasi *Bored Pile*
7.	Jumlah Lantai	: 8 Lantai
8.	Biaya Proyek	: ± Rp 200.000.000.000,00
9.	Waktu Penyelesaian	: 300 hari kalender

5.1.2 Spesifikasi Material

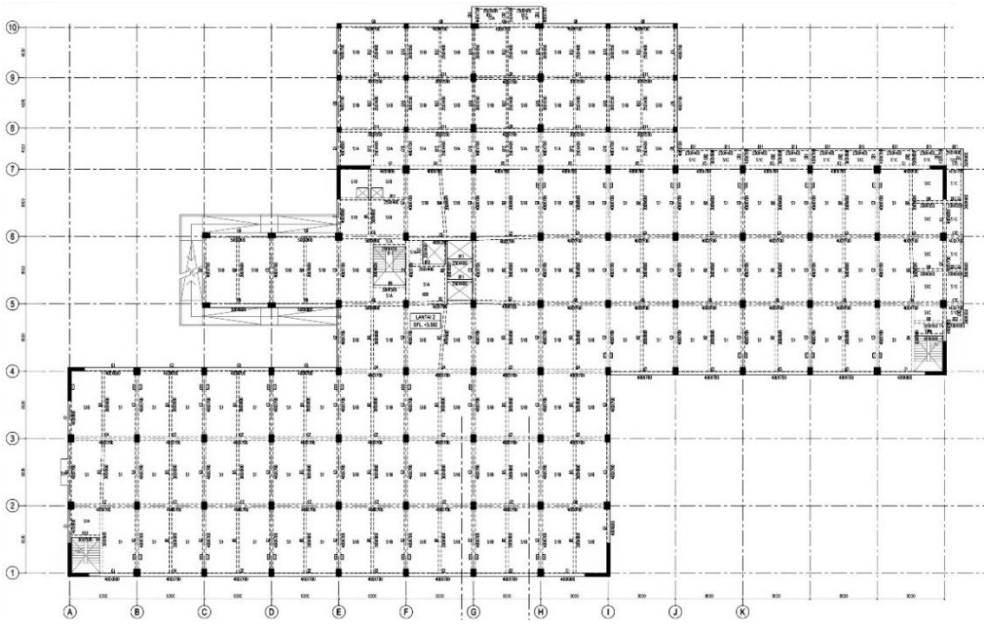
Material yang digunakan pada pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana adalah sebagai berikut.

1. Beton pada tiang bor, *pilecap*, balok, dan pelat dengan mutu beton (f'c) sebesar 30 MPa.
2. Beton pada kolom dan *shear wall* dengan mutu beton (f'c) sebesar 35 MPa.
3. Tulangan ulir dengan mutu baja (fy) sebesar 420 MPa.

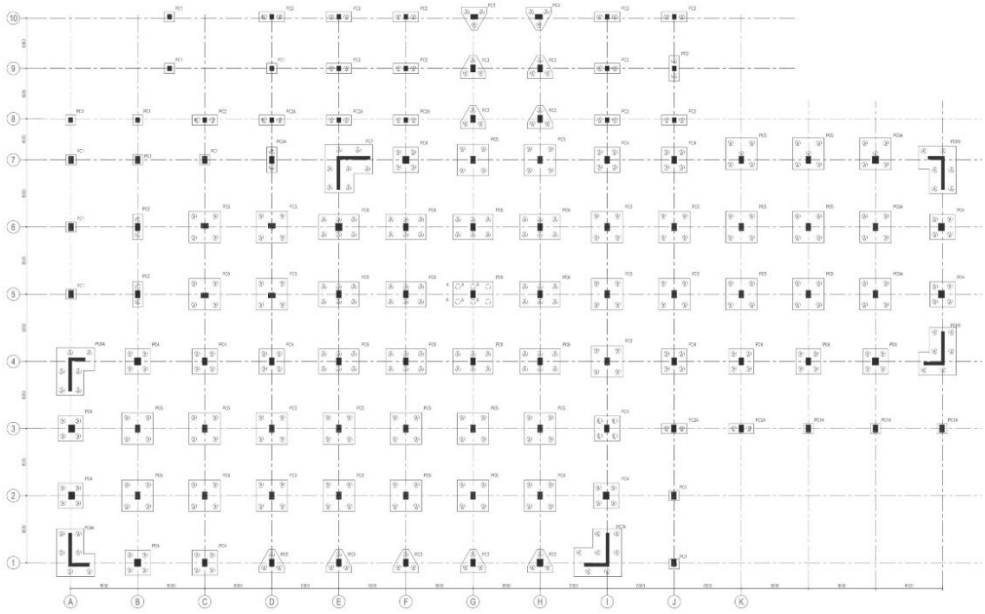
4. Tulangan polos dengan mutu baja (fy) sebesar 280 MPa.

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi pada proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana dapat dilihat pada Gambar 5.1 dan Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.1 Denah Lantai Rumah Sakit Akademik UKDW



Gambar 5.2 Denah Fondasi Rumah Sakit Akademik UKDW

5.1.4 Data Struktur

Struktur pada bangunan rumah sakit ini terbagi menjadi dua, yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas bangunan merupakan beton bertulang dan struktur bawah merupakan fondasi *bored pile*. Dalam penelitian ini, penulis menganalisis kapasitas daya dukung struktur bawah bangunan dengan variasi dimensi fondasi serta kondisi eksisting di lapangan. Hasil perhitungan pada kondisi eksisting kemudian dibandingkan dengan data hasil uji PDA di lapangan. Selain itu, penulis juga melakukan analisis terhadap penurunan yang terjadi pada fondasi.

Struktur atas meliputi seluruh bagian struktur yang terdapat di atas permukaan tanah. Struktur atas berfungsi menopang dan menyalurkan beban dari bangunan ke struktur bawah melalui bagian struktur utama seperti balok, kolom, dan pelat.

1. Kolom

   Kolom merupakan bagian struktur vertikal pada bangunan yang berfungsi meneruskan beban dari balok dan bagian atas lainnya ke fondasi. Pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana menggunakan kolom beton bertulang dengan mutu beton f'c sebesar 35 MPa.

2. Balok

   Balok merupakan bagian horizontal dari struktur bangunan yang berfungsi sebagai penopang lantai, pengikat kolom lantai atas, serta penerus beban dari struktur atas untuk disalurkan ke kolom. Pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana menggunakan balok dengan mutu beton f'c sebesar 30 MPa.

3. Pelat

   Pelat merupakan bagian horizontal dari struktur bangunan yang berfungsi menahan beban vertikal, seperti beban mati dan beban hidup, lalu menyalurkannya ke balok yang selanjutnya diteruskan ke kolom sebagai penyangga utama. Pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana menggunakan pelat dengan mutu beton f'c sebesar 30 MPa.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan pada struktur atas Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana mencakup beban mati, beban hidup, dan beban gempa, yang selanjutnya dianalisis menggunakan perangkat lunak SAP2000.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai pedoman dalam analisis pembebanan dengan menggunakan perangkat lunak SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. SNI 2847:2019 tentang Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan.
2. SNI 1726:2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung.
3. SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Analisis pembebanan dengan SAP2000 menggunakan dua jenis kombinasi pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan sebagai berikut.

1. $1{,}4\ D$
2. $1{,}2\ D + 1{,}6\ L$
3. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L + 1{,}3\ R_{SX} + 0{,}39\ R_{SY}$
4. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L + 1{,}3\ R_{SX} - 0{,}39\ R_{SY}$
5. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L - 1{,}3\ R_{SX} + 0{,}39\ R_{SY}$
6. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L - 1{,}3\ R_{SX} - 0{,}39\ R_{SY}$
7. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L + 0.39\ R_{SX} + 1{,}3\ R_{SY}$
8. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L + 0.39\ R_{SX} - 1{,}3\ R_{SY}$
9. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L - 0.39\ R_{SX} + 1{,}3\ R_{SY}$
10. $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}0\ L - 0.39\ R_{SX} - 1{,}3\ R_{SY}$
11. $(0{,}9 - 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}3\ R_{SX} + 0{,}39\ R_{SY}$
12. $(0{,}9 - 0{,}2\ S_{DS})\ D + 1{,}3\ R_{SX} - 0{,}39\ R_{SY}$

13. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D – 1,3\ R_{SX} + 0,39\ R_{SY}$
14. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D – 1,3\ R_{SX} – 0,39\ R_{SY}$
15. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D + 0,39\ R_{SX} + 1,3\ R_{SY}$
16. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D + 0,39\ R_{SX} – 1,3\ R_{SY}$
17. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D – 0,39\ R_{SX} + 1,3\ R_{SY}$
18. $(0,9 – 0,2\ S_{DS})\ D – 0,39\ R_{SX} – 1,3\ R_{SY}$

dengan:

D = beban mati,

L = beban hidup,

R_{SX} = beban gempa dinamik arah X, dan

R_{SY} = beban gempa dinamik arah Y.

5.2.3 Beban Mati

Beban mati pada bangunan meliputi beban pada lantai, atap, tangga, dan dinding.

1. Lantai

   Beban mati yang terdapat pada pelat lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Beban Mati Pelat Lantai

No	Komponen	Berat		Tebal (m)	Q (kN/m^2)
		Nilai	Satuan		
1	Pelat Beton	2400	kg/m^3	0,15	3,532
2	Spesi 3 cm	2100	kg/m^3	0,03	0,618
3	Pasir 5 cm	1600	kg/m^3	0,05	0,785
4	Ducting	20	kg/m^2		0,196
5	Keramik	17	kg/m^2		0,167
6	MEP	30	kg/m^2		0,294
7	Plafon	9	kg/m^2		0,088
8	Rangka Plafon	5	kg/m^2		0,049
Jumlah Beban Mati (Qd) Lantai					5,729

2. Atap

Beban mati yang terdapat pada pelat atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Beban Mati Pelat Atap

No	Komponen	Berat		Tebal (m)	Q (kN/m^2)
		Nilai	Satuan		
1	Pelat Beton	2400	kg/m^3	0,15	3,532
2	Spesi 3 cm	2100	kg/m^3	0,03	0,618
3	*Waterproof* 2 cm	2100	kg/m^3	0,02	0,412
4	MEP	30	kg/m^2		0,294
5	Plafon	9	kg/m^2		0,088
6	Rangka Plafon	5	kg/m^2		0,049
Jumlah Beban Mati (Qd) Atap					4,993

3. Tangga

Beban mati yang terdapat pada tangga dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Beban Mati Tangga

No	Komponen	Berat		Tebal (m)	Q (kN/m^2)
		Nilai	Satuan		
1	Anak tangga	2400	kg/m^3	0,17	4,002
2	Spesi 3 cm	2100	kg/m^3	0,03	0,618
3	Pasir 5 cm	1600	kg/m^3	0,05	0,785
4	Keramik	17	kg/m^2		0,167
Jumlah Beban Mati (Qd) Tangga					5,572

4. Dinding

Beban mati yang terdapat pada dinding dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Beban Mati Dinding

No	Komponen	Berat	
		Nilai	Satuan
1	Bata merah (102 mm)	1,87	kN/m^2
2	Hebel (=1/2 bata merah)	0,935	kN/m^2
3	Plesteran	0,24	kN/m^2

Lanjutan Tabel 5.4 Beban Mati Dinding

No	Komponen	Berat	
		Nilai	Satuan
4	Berat dinding	1,415	kN/m^2

5.2.4 Beban Hidup

Beban hidup yang terdapat pada bangunan rumah sakit berdasarkan SNI 1727:2020 disesuaikan dengan fungsi ruang di antaranya sebagai berikut.

1. Ruang operasi, laboratorium = 2,87 kN/m^2
2. Ruang pasien = 1,92 kN/m^2
3. Koridor lantai pertama = 4,79 kN/m^2
4. Koridor di atas lantai pertama = 3,83 kN/m^2
5. Garasi/Parkir = 1,92 kN/m^2
6. Tangga = 4,79 kN/m^2
7. Atap = 0,96 kN/m^2

5.2.5 Beban Gempa

Pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana berlokasi di provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta difungsikan sebagai rumah sakit dengan tipe tanah berpasir.

1. Penentuan Klasifikasi Situs Batuan

   Penentuan klasifikasi situs batuan pada SNI 1726:2019 dapat berdasarkan nilai N rata-rata. Perhitungan untuk N rata-rata dapat dilihat pada Tabel 5.5 sebagai berikut.

Tabel 5.5 Perhitungan N rata-rata

No	Kedalaman (m)	T_i (m)	N_{SPT}	T_i/N_{SPT}
1	2	2	21	0,095
2	4	2	8	0,250
3	6	2	35	0,057
4	8	2	39	0,051
5	10	2	42	0,048
6	12	2	45	0,044
7	14	2	45	0,044

Lanjutan Tabel 5.5 Perhitungan N rata-rata

No	Kedalaman (m)	T_i (m)	N_{SPT}	T_i/N_{SPT}
8	16	2	58	0,034
9	18	2	59	0,034
10	20	2	60	0,033
11	22	2	60	0,033
12	24	2	58	0,034
13	26	2	60	0,033
14	28	2	60	0,033
15	30	2	60	0,033
$\Sigma T_i/N_{SPT}$				0,860
N rata-rata				34,896

Dari Tabel 5.5 didapatkan N rata-rata sebesar 34,896. Berdasarkan SNI 1726:2019, nilai N rata-rata yang besarnya di antara 15 sampai 50 dikategorikan sebagai tanah sedang (SD).

2. Penentuan Spektra Percepatan

Berdasarkan SNI 1726:2019, penentuan spektral percepatan periode pendek (S_S) dan periode 1 detik (S_1) dapat dilihat pada Gambar 3.10 dan Gambar 3.11. Penentuan S_S dan S_1 selain dari gambar tersebut juga dapat diperoleh dari Desain Spektra Indonesia pada *website* Kementrian Pekerjaan Umum dengan memasukkan koordinat lokasi atau nama kota proyek dilaksanakan.

S_S = 1,013

S_1 = 0,480

3. Penentuan Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 1726:2019, penentuan koefisien situs F_a dan F_v dapat dilihat pada Tabel 3.7 dan Tabel 3.8.

F_a = 1,095

F_v = 1,820

4. Perancangan Respons Spektra

$S_{DS} = \frac{2}{3} \times F_a \times S_S = \frac{2}{3} \times 1{,}095 \times 1{,}013 = 0{,}739$

$S_{D1} = \frac{2}{3} \times F_v \times S_1 = \frac{2}{3} \times 1{,}820 \times 0{,}480 = 0{,}583$

$T_0 = \frac{0{,}2 \times S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}2 \times 0{,}583}{0{,}739} = 0{,}158$ detik

$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0{,}583}{0{,}739} = 0{,}788$ detik

Untuk $T < T_0$

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

Untuk $T_0 \leq T \leq T_S$

$S_a = S_{DS}$

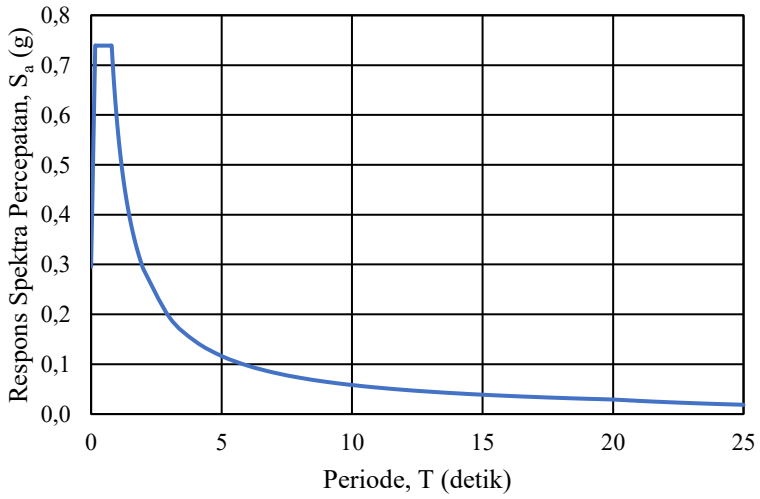
Untuk $T_S < T \leq T_L$

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

Untuk $T > T_L$

$S_a = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2}$

Berdasarkan hasil perhitungan diperoleh grafik respons spektra yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



Gambar 5.3 Grafik Respons Spektra

5. Periode Natural Maksimal

   a. Penentuan C_u

      Berdasarkan Tabel 3.10, nilai C_u berkaitan dengan nilai S_{D1} sebagai berikut.

S_{D1} = 0,583

C_u = 1,4

b. Penentuan T_a

Berdasarkan Tabel 3.9, tipe struktur bangunan merupakan tipe struktur lainnya. Perhitungan T_a adalah sebagai berikut.

C_t = 0,0488

x = 0,75

h = 31,15 m

$T_a = C_t \times h^x$

$= 0{,}0488 \times 31{,}15^{0,75}$

= 1,520 detik

c. Periode Natural Maksimal

$T_{maks} = C_u \times T_a$

$= 1{,}4 \times 1{,}520$

= 2,128 detik

6. Kategori Desain Seismik

Kategori risiko = IV (rumah sakit)

Parameter respons spektrum seismik berdasarkan Tabel 3.11 dan Tabel 3.12.

S_{DS} = 0,739 ≥ 0,5

S_{D1} = 0,583 ≥ 0,2

Maka dapat disimpulkan bahwa bangunan rumah sakit ini merupakan bangunan dengan kategori desain seismik D.

7. Perhitungan Beban Gempa

Faktor keutamaan gempa (I_e) = 1,5

Koefisien modifikasi respons (R) = 7

Faktor kuat lebih sistem (Ω_0) = 2,5

Faktor pembesaran defleksi (C_d) = 5,5

a. Menghitung nilai T

$T_c > C_u \times T_a$ maka nilai $T = C_u \times T_a$

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

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

T_a = 1,520 detik

$T_{maks} = C_u \times T_a$ = 2,128 detik

T_c = 1,488 detik (SAP2000)

Periode *computed* (T_c) dari hasil analisis SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.

Modal Participating Mass Ratios

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	UX Unitless	UY Unitless	UZ Unitless	SumUX Unitless	SumUY Unitless	SumUZ Unitless
▶	MODAL	Mode	1	1.488283	0.00368	0.00031	0.00156	0.00368	0.00031	0.00156
	MODAL	Mode	2	1.488051	3.353E-07	6.475E-08	2.903E-07	0.00368	0.00031	0.00156
	MODAL	Mode	3	1.487662	1.717E-05	8.314E-07	2.883E-05	0.0037	0.00031	0.00159
	MODAL	Mode	4	1.487548	8.179E-05	1.884E-06	3.718E-05	0.00378	0.00031	0.00163
	MODAL	Mode	5	1.48752	0.0003	7.561E-06	0.00011	0.00408	0.00032	0.00173
	MODAL	Mode	6	1.417407	0.55853	0.07183	9.766E-06	0.56261	0.07215	0.00174
	MODAL	Mode	7	1.222077	0.07022	0.56189	1.292E-06	0.63283	0.63404	0.00175
	MODAL	Mode	8	0.924593	6.219E-05	0.00069	5.917E-08	0.63289	0.63473	0.00175
	MODAL	Mode	9	0.725824	9.526E-07	6.056E-09	1.961E-06	0.63289	0.63473	0.00175
	MODAL	Mode	10	0.725797	3.263E-07	1.007E-10	1.85E-08	0.63289	0.63473	0.00175
	MODAL	Mode	11	0.725646	6.491E-06	7.847E-08	0.00065	0.6329	0.63473	0.0024
	MODAL	Mode	12	0.725609	6.124E-05	4.07E-08	6.198E-05	0.63296	0.63473	0.00246

Gambar 5.4 Hasil *Output* Nilai T_c dari SAP2000

Maka dapat disimpulkan nilai T = T_a karena $T_c < T_a$

T_{pakai} = 1,520 detik

b. Koefisien Respons Seismik

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= 0{,}158$$

$$C_{s,maks} = \frac{S_{DS}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)}$$

$$= 0{,}082$$

$C_{s,min} = 0{,}044 \times S_{DS} \times I_e$

$= 0{,}049$

Nilai C_s yang digunakan adalah 0,082.

c. Menghitung Gaya Geser Statik

Berat bangunan (W) = 282035,564 kN

$V_s = C_s \times W$

$= 0{,}082 \times 282035{,}564$

= 23161,878 kN

Pada cek gaya geser dinamik dan gaya geser statik, nilai gaya geser statik (V_s) pakai adalah hasil dari program SAP2000 yang dapat dilihat pada Gambar 5.5 sebagai berikut.

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter:

	OutputCase	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex ELF	LinStatic	-24985.543	-9.494E-09	-1.454E-09	2.083E-07	-478628.42	766089.8998
▶	Ey ELF	LinStatic	1.872E-08	-24985.543	-3.956E-10	478628.4247	5.857E-07	-1368637.45

Gambar 5.5 Hasil *Output* Gaya Geser Statik dari SAP2000

d. Cek Gaya Geser Dinamik dan Gaya Geser Statik

Nilai gaya geser dinamik disyaratkan harus lebih besar dari 85% nilai gaya geser statik, sehingga berlaku persamaan berikut.

$V_d > 0{,}85\ V_s$

Jika nilai gaya geser dinamik (V_d) tidak lebih besar dari 85% nilai gaya geser statik, maka perlu untuk dikalikan dengan faktor skala yang dapat dilihat pada persamaan berikut.

Faktor skala awal $= g \times \frac{R}{I_e}$

Faktor skala baru $= \frac{V_s}{V_d} \times$ faktor skala awal

Pengecekan gaya geser dinamik (V_d) dan gaya geser statik (V_s) dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Tabel 5.6 berikut.

Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted
Filter:

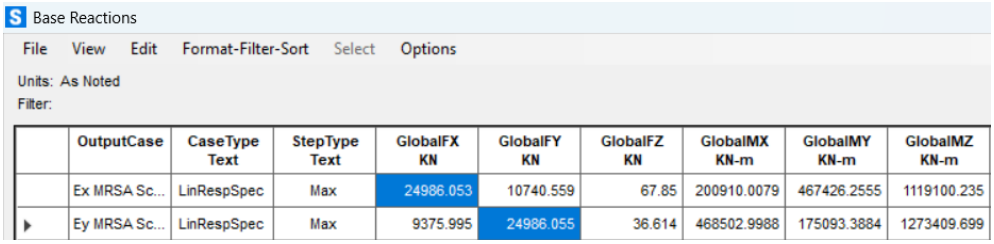
	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex MRSA Un...	LinRespSpec	Max	15894.596	6832.485	43.162	127806.6364	297347.9427	711902.9977
▶	Ey MRSA Un...	LinRespSpec	Max	6832.485	18207.864	26.681	341407.9849	127594.2333	927960.4198

Gambar 5.6 Hasil *Output* Gaya Geser Dinamik *Unscaled* dari SAP2000

Tabel 5.6 Pengecekan Gaya Geser Dinamik (V_d) *Unscaled* dan Statik (V_s)

	RSX	**RSY**
Skala Awal	2,102	2,102
Dinamik (kN)	15894,596	18207,864
Simbol	<	<
Statik (kN) (0,85 V_s)	21237,712	21237,712
Syarat (V_d > 0,85 V_s)	Belum Memenuhi	Belum Memenuhi

Berdasarkan hasil analisis, syarat V_d > 0,85 V_s belum terpenuhi, sehingga perlu dilakukan penskalaan baru yang hasil analisisnya dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Tabel 5.7 sebagai berikut.


Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex MRSA Sc...	LinRespSpec	Max	24986.053	10740.559	67.85	200910.0079	467426.2555	1119100.235
▶	Ey MRSA Sc...	LinRespSpec	Max	9375.995	24986.055	36.614	468502.9988	175093.3884	1273409.699

Gambar 5.7 Hasil *Output* Gaya Geser Dinamik *Scaled* dari SAP2000

Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik (V_d) *Scaled* dan Statik (V_s)

	RSX	**RSY**
Skala Baru	3,304	2,885
Dinamik (kN)	24986,053	24986,055
Simbol	>	>
Statik (kN) (0,85 V_s)	21237,712	21237,712
Syarat (V_d > 0,85 V_s)	Memenuhi	Memenuhi

e. Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan hasil penjumlahan dari gaya-gaya horizontal akibat beban gempa yang bekerja pada setiap massa atau lantai bangunan. Dalam analisis gaya geser horizontal digunakan persamaan berikut.

$$F_i = \frac{W_i \times h_i^{\,k}}{\sum W_i \times h_i^{\,k}} \times V$$

dengan:

F_i = gaya geser horizontal tingkat ke-i,

W_i = berat lantai ke-i,

h_i = tinggi lantai ke-i,

V = gaya geser, dan

k = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut.

Untuk struktur dengan nilai $T \leq 0{,}5$ detik, k = 1,

Untuk struktur dengan nilai $T \geq 2{,}5$ detik, k = 2,

Untuk struktur dengan nilai $0{,}5 < T < 2{,}5$ detik, k ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

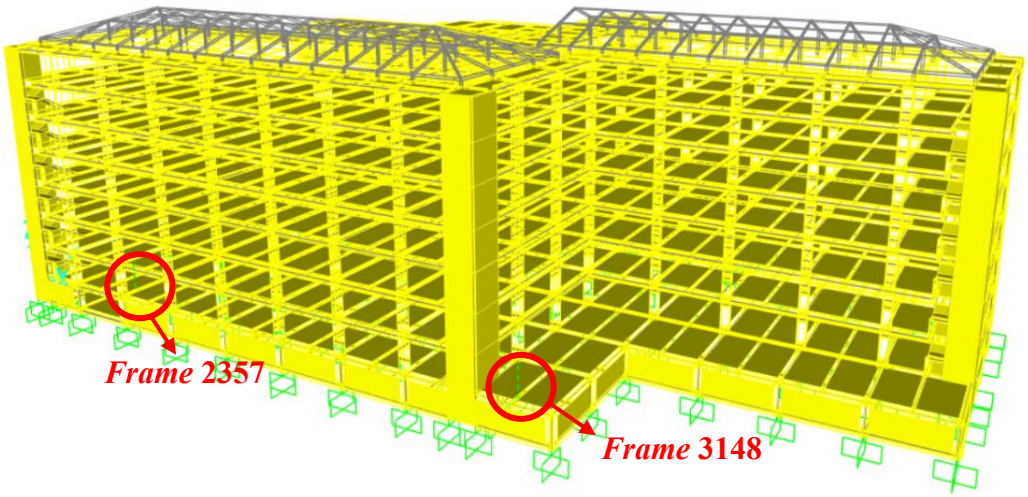
Distribusi gaya geser horizontal gempa ekivalen statik pada setiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekivalen Statik

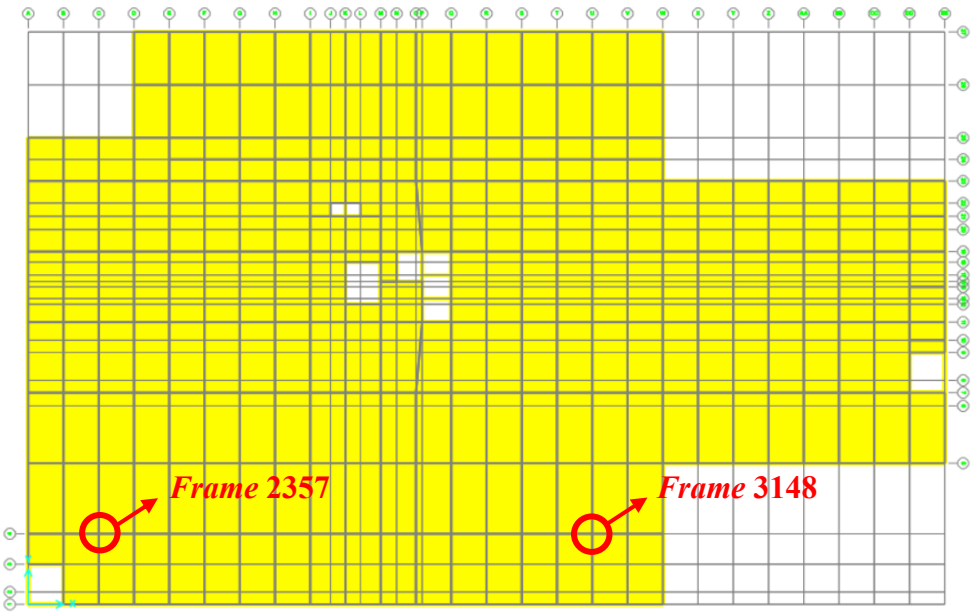
Lantai	W_i (kN)	h_i (m)	h_i^k	$W_i h_i^k$	C_{vi}	F_i (kN)
Atap	24735,144	35,15	215,993	5342621,972	0,230	5739,443
7	25953,848	31,15	179,975	4671033,923	0,201	5017,973
6	26500,261	27,15	146,244	3875507,902	0,167	4163,360
5	26500,337	23,15	114,962	3046528,694	0,131	3272,808
4	26500,337	19,15	86,328	2287721,650	0,098	2457,641
3	29911,294	15,15	60,603	1812713,219	0,078	1947,352
2	30704,076	11,15	38,146	1171234,667	0,050	1258,228
1	38622,335	7,15	19,501	753168,084	0,032	809,109
Basement	52607,932	3,15	5,656	297529,522	0,013	319,628
Σ	282035,564			23258059,633		24985,543

5.3 *Input* dan *Output* Program SAP2000

Dalam penelitian ini, analisis struktur dilakukan menggunakan perangkat lunak SAP2000. Hasil pemodelan struktur yang dilakukan dengan SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.8 dan Gambar 5.9 sebagai berikut.



Gambar 5.8 Pemodelan SAP2000



Gambar 5.9 Tampak Atas Pemodelan SAP2000

Analisis struktur dilakukan dengan asumsi bahwa perletakan pada setiap *joint* bersifat jepit-jepit, sehingga tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati yang diperhitungkan mencakup berat pelat lantai dari *basement* hingga lantai 7, pelat atap, dinding, serta tangga. Dalam pemodelan menggunakan program SAP2000, beban mati yang dimasukkan adalah beban mati tambahan, karena berat sendiri pelat telah dihitung secara otomatis oleh program. Beban mati tambahan untuk pelat lantai sebesar 2,197 kN/m^2, pelat atap sebesar 1,462 kN/m^2, dinding sebesar kN/m^2, dan tangga sebesar 1,570 kN/m^2. Sementara itu, beban hidup yang bekerja ditentukan berdasarkan fungsi masing-masing ruang pada setiap lantai bangunan.

Perhitungan beban gempa didasarkan pada ketinggian tiap lantai dan kemudian diterapkan pada portal masing-masing lantai. Beban gempa dimasukkan ke dalam model struktur secara dua arah, yakni arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Ketinggian bangunan menjadi faktor yang memengaruhi besar beban gempa yang bekerja, sehingga semakin tinggi suatu lantai, maka beban gempa yang diterima oleh portal pada lantai tersebut juga akan semakin besar.

Dalam penelitian ini, peninjauan dilakukan pada *frame* 2357 dan *frame* 3148 sebagai acuan analisis. Dari hasil pemodelan pada SAP2000, diperoleh gaya-gaya dalam yang timbul akibat kombinasi pembebanan pada kedua *frame* tersebut. *Frame* 3148 dipilih karena menghasilkan beban aksial maksimum, sehingga digunakan sebagai dasar untuk menghitung kapasitas dukung serta penurunan fondasi. Sementara itu, *frame* 2357 dijadikan acuan karena lokasi uji PDA di lapangan berada pada titik yang sama, sehingga memungkinkan dilakukan perbandingan antara hasil perhitungan dengan kondisi aktual di lapangan. Gaya maksimum yang terjadi pada kolom bagian dasar digunakan sebagai beban rencana dalam analisis fondasi tiang bor.

1. *Frame* 2357

   Beban aksial (P) = 7017,394 kN

   Gaya geser (V) = 36,508 kN

   Momen arah x (M_X) = 106,748 kNm

   Momen arah y (M_Y) = 183,490 kNm

2. *Frame* 3148

   Beban aksial (P) = 7830,050 kN

   Gaya geser (V) = 169,214 kN

   Momen arah x (Mx) = 604,652 kNm

   Momen arah y (My) = 68,269 kNm

5.4 Data Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah dilakukan di lokasi proyek dan di laboratorium. Penyelidikan tanah di lokasi proyek menggunakan metode *Standard Penetration Test* (SPT) pada titik BH1. Hasil penyelidikan tanah dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.9 Hasil *Standard Penetration Test* pada Titik BH1

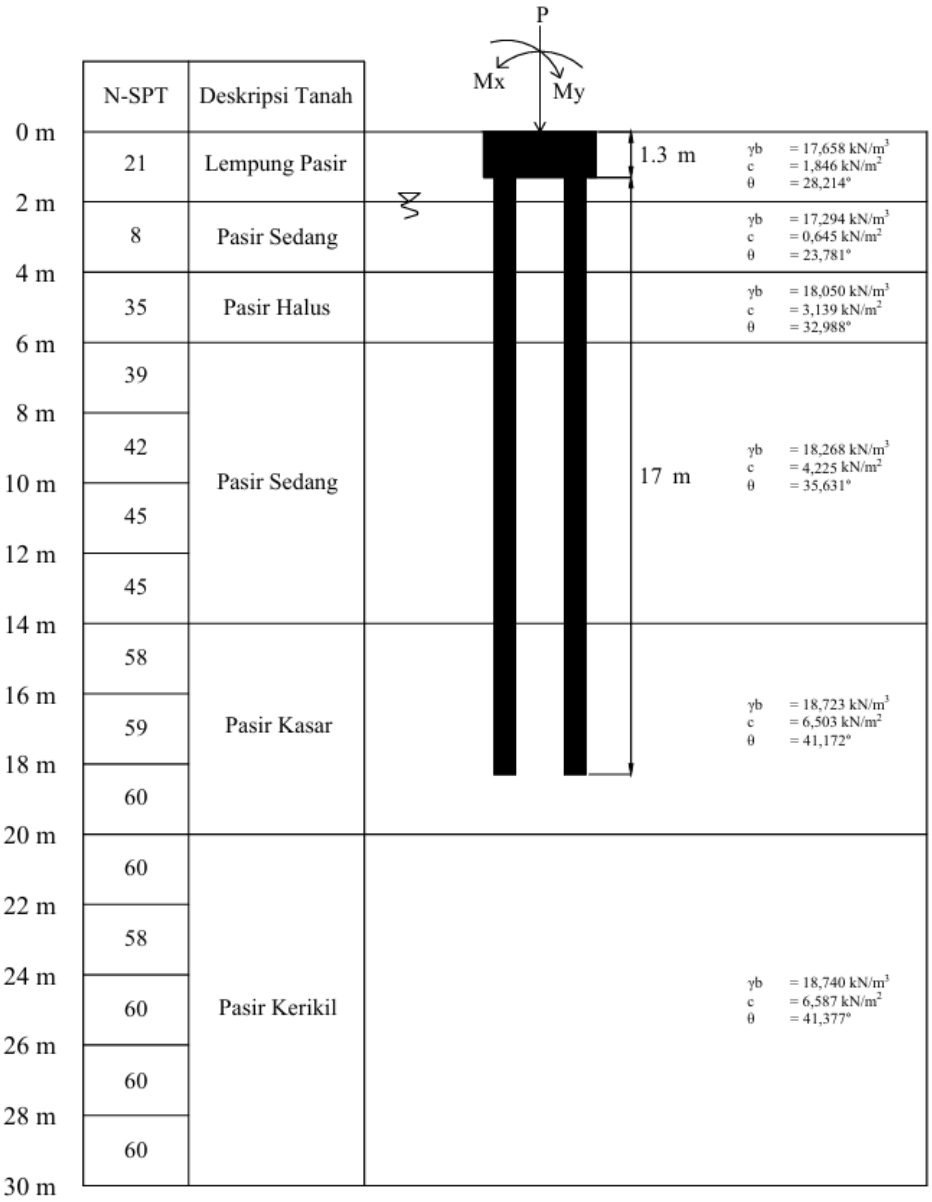
No	Kedalaman (m)	N_{SPT}	Jenis Tanah	*Relative Density*
1	0 - 2	21	Lempung Pasir	Sedang
2	2 - 4	8	Pasir Sedang	Lepas
3	4 - 6	35	Pasir Halus	Padat
4	6 - 8	39	Pasir Sedang	Padat
5	8 - 10	42	Pasir Sedang	Padat
6	10 - 12	45	Pasir Sedang	Padat
7	12 - 14	45	Pasir Sedang	Padat
8	14 - 16	58	Pasir Kasar	Sangat Padat
9	16 - 18	59	Pasir Kasar	Sangat Padat
10	18 - 20	60	Pasir Kasar	Sangat Padat
11	20 - 22	60	Pasir Kerikil	Sangat Padat
12	22 - 24	58	Pasir Kerikil	Sangat Padat
13	24 - 26	60	Pasir Kerikil	Sangat Padat
14	26 - 28	60	Pasir Kerikil	Sangat Padat
15	28 - 30	60	Pasir Kerikil	Sangat Padat

Tabel 5.10 Hasil Uji Laboratorium pada Titik BH1

Kedalaman (m)		-5	-10
Jenis Tanah	USCS	SP	SM/SP
Kadar Air	(%)	28,050	31,740
Specific Gravity	G_s	2,650	2,640
Berat Volume Basah	γ_m (gr/cm^3)	1,840	1,860

Lanjutan Tabel 5.10 Hasil Uji Laboratorium pada Titik BH1

Kedalaman (m)		-5	-10
Berat Volume Kering	γ_d (gr/cm^3)	1,437	1,412
Geser Langsung	c (kg/cm^2)	0,032	0,042
	θ°	32,988	35,375
Derajat Kejenuhan		0,881	0,963



Gambar 5.10 Pemodelan Beban Struktur Fondasi Tiang Bor

Dalam uji *Standard Penetration Test* (SPT), nilai N yang diperoleh di lapangan dipengaruhi oleh peralatan yang digunakan dan keterampilan operator. Oleh karena itu, nilai tersebut harus dikoreksi terlebih dahulu sebelum digunakan dalam perencanaan. Selain itu, nilai N juga dipengaruhi oleh tekanan *overburden*, sehingga harus dikoreksi terhadap faktor tersebut. Nilai N yang telah dikoreksi disebut sebagai N_{60}. Nilai N_{60} dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan nilai parameter koreksi yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.12.

Tabel 5.11 Nilai N_{60} pada Titik BH1

Kedalaman (m)	N_{SPT}	C_N	C_E	C_B	C_R	C_S	N_{60}
0 - 2	21	0,586	1	1	1	1	12,312
2 - 4	8	0,586	1	1	1	1	4,690
4 - 6	35	0,586	1	1	1	1	20,520
6 - 8	39	0,586	1	1	1	1	22,865
8 - 10	42	0,586	1	1	1	1	24,624
10 - 12	45	0,586	1	1	1	1	26,382
12 - 14	45	0,586	1	1	1	1	26,382
14 - 16	58	0,586	1	1	1	1	34,004
16 - 18	59	0,586	1	1	1	1	34,590
18 - 20	60	0,586	1	1	1	1	35,177
20 - 22	60	0,586	1	1	1	1	35,177
22 - 24	58	0,586	1	1	1	1	34,004
24 - 26	60	0,586	1	1	1	1	35,177
26 - 28	60	0,586	1	1	1	1	35,177
28 - 30	60	0,586	1	1	1	1	35,177

Tabel 5.12 Koreksi-Koreksi yang Digunakan dalam Uji SPT

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Tegangan vertikal efektif		C_N	$\frac{2,2}{1,2 + \frac{\sigma'_{vo}}{P_a}}$
Tegangan vertikal efektif		C_N	$C_N \leq 1,7$
Rasio tenaga	Palu donat (*donut hammer*)	C_E	0,5 s.d 1,0
Rasio tenaga	Palu pengaman (*safety hammer*)	C_E	0,7 s.d 1,2
Rasio tenaga	Palu otomatis (*automatic-trip donut-type hammer*)	C_E	0,8 s.d 1,3

Lanjutan Tabel 5.12 Koreksi-Koreksi yang Digunakan dalam Uji SPT

Faktor	Jenis Alat	Parameter	Koreksi
Diameter bor	65 s.d 115 mm	C_B	1,0
Diameter bor	150 mm	C_B	1,05
Diameter bor	200 mm	C_B	1,15
Panjang batang	< 3 m	C_R	0,75
Panjang batang	3 s.d 4 m	C_R	0,8
Panjang batang	4 s.d 6 m	C_R	0,85
Panjang batang	6 s.d 10 m	C_R	0,95
Panjang batang	10 s.d 30 m	C_R	1,0
Pengambilan contoh	Tabung standar	C_S	1,0
Pengambilan contoh	Tabung dengan pelapis (*liner*)	C_S	1,1 s.d 1,3

Sumber: SNI 4153 (2008)

5.5 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal

5.5.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956)

1. Tiang bor dengan diameter 0,5 m pada *frame* 3148

   Pada perhitungan digunakan diameter tiang bor sebesar 0,5 m dan ujung tiang berada pada kedalaman 18,3 m. Nilai rata-rata SPT dihitung pada area 8D ke atas dan 4D ke bawah dari ujung tiang. N_{60} rata-rata atau nilai rata-rata SPT koreksi dapat dilihat pada Tabel 5.13 sebagai berikut.

Tabel 5.13 Nilai N_{60} Rata-Rata

Kedalaman (m)	N_{60}	N_{60} Rata-Rata
14,3	34,590	34,883
20,3	35,177	

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

N_{60} = 34,883

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2$

$= 0{,}196\ m^2$

$q_p = 40 \times N_{60} \times \frac{L_i}{D} \leq 400 \times N_{60}$

$= 40 \times 34{,}883 \times \frac{17}{0{,}5} \leq 400 \times 34{,}883$

$= 47441{,}524 \text{ kN/m}^2 \leq 13953{,}390 \text{ kN/m}^2$

q_p pakai $= 13953{,}390 \text{ kN/m}^2$

$Q_p = q_p \times A_p$

$= 13953{,}390 \times 0{,}196$

$= 2739{,}742 \text{ kN}$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

1) Lapisan 1 (kedalaman 1,3 - 2 m)

Tinggi lapisan (t) $= 0{,}7$ m

N_{60} lapisan 1 $= 12{,}312$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}5 \times 0{,}7$

$= 1{,}100 \text{ m}^2$

$f_s = \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r$

$= \frac{1}{100} \times 12{,}312 \times 100$

$= 12{,}312 \text{ kN/m}^2$

$Q_{s1} = f_s \times A_s$

$= 12{,}312 \times 1{,}100$

$= 13{,}538 \text{ kN}$

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 - 4 m)

Tebal lapisan (t) $= 2$ m

N_{60} lapisan 2 $= 4{,}690$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}142 \text{ m}^2$

$f_s = \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r$

$= \frac{1}{100} \times 4{,}690 \times 100$

$= 4{,}690 \text{ kN/m}^2$

$Q_{s2} = f_s \times A_s$

$= 4{,}690 \times 3{,}142$

$= 14{,}735 \text{ kN}$

3) Lapisan 3 (kedalaman 4 - 6 m)

Tebal lapisan (t) = 2 m

N_{60} lapisan 3 = 20,520

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}142\ m^2$

f_s $= \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r$

$= \frac{1}{100} \times 20{,}520 \times 100$

$= 20{,}520\ kN/m^2$

Q_{s3} $= f_s \times A_s$

$= 20{,}520 \times 3{,}142$

$= 64{,}465\ kN$

4) Lapisan 4 (kedalaman 6 - 14 m)

Tebal lapisan (t) = 8 m

N_{60} lapisan 4 = 25,063

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}5 \times 8$

$= 12{,}566\ m^2$

f_s $= \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r$

$= \frac{1}{100} \times 25{,}063 \times 100$

$= 25{,}064\ kN/m^2$

Q_{s4} $= f_s \times A_s$

$= 25{,}063 \times 12{,}566$

$= 314{,}955\ kN$

5) Lapisan 5 (kedalaman 14 – 18,3 m)

Tebal lapisan (t) = 4,3 m

N_{60} lapisan 5 = 34,590

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}5 \times 4{,}3$

$= 6{,}754\ m^2$

$f_s = \frac{1}{100} \times N_{60} \times \sigma_r$

$= \frac{1}{100} \times 34{,}590 \times 100$

$= 34{,}590 \text{ kN/m}^2$

$Q_{s5} = f_s \times A_s$

$= 34{,}590 \times 6{,}754$

$= 233{,}638 \text{ kN}$

6) Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5}$

$= 13{,}538 + 14{,}735 + 64{,}465 + 314{,}955 + 233{,}638$

$= 641{,}330 \text{ kN}$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_b$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2 \times 17 \times 24$

$= 80{,}111 \text{ kN}$

$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$

$= 2739{,}742 + 641{,}330 - 80{,}111$

$= 3300{,}961 \text{ kN}$

d. Kapasitas Dukung Izin Tiang (Q_{all})

$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$

$= \frac{3300{,}961}{2{,}5}$

$= 1320{,}384 \text{ kN}$

Perhitungan pada tiang bor dengan diameter 0,6 m dan 0,8 m dilakukan dengan langkah yang sama seperti perhitungan di atas. Hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dengan metode Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof

Diameter	Q_p	Q_s	Q_u	Q_{all}
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0,5	2739,742	641,330	3300,961	1320,384
0,6	3829,192	769,596	4483,428	1793,371
0,8	6683,680	1026,128	7504,725	3001,890

5.5.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang bor dengan diameter 0,5 m pada *frame* 3148

   Pada perhitungan digunakan diameter tiang bor sebesar 0,5 m dan ujung tiang berada pada kedalaman 18,3 m dengan N_{SPT} = 60 yang dapat dilihat pada Tabel 5.9.

   a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang (Q_p)

   q_p = 40 kg/cm^2 (Gambar 3.4)

   = 3924 kN/m^2

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

   $= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2$

   = 0,196 m^2

   $Q_p = q_p \times A_p$

   = 3924 × 0,196

   = 770,476 kN

   b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang (Q_s)

   1) Lapisan 1 (kedalaman 1,3 - 2 m)

   Tebal lapisan (t) = 0,7 m

   N rata-rata lapisan 1 = 21

   f_s = 0,7 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

   = 68,670 kN/m^2

   Luas selimut tiang (A_s) = π × D × t

   = π × 0,5 × 0,7

   = 1,100 m^2

Q_{s1} $= f_s \times A_s$

$= 68{,}670 \times 1{,}100$

$= 75{,}507$ kN

2) Lapisan 2 (kedalaman 2 - 4 m)

Tebal lapisan (t) $= 2$ m

N rata-rata lapisan 2 $= 8$

f_s $= 0{,}5$ kg/cm^2 (Gambar 3.5)

$= 49{,}050$ kN/m^2

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}142$ m^2

Q_{s2} $= f_s \times A_s$

$= 49{,}050 \times 3{,}142$

$= 154{,}095$ kN

3) Lapisan 3 (kedalaman 4 - 6 m)

Tebal lapisan (t) $= 2$ m

N rata-rata lapisan 3 $= 35$

f_s $= 1$ kg/cm^2 (Gambar 3.5)

$= 98{,}100$ kN/m^2

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

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

$= 3{,}142$ m^2

Q_{s3} $= f_s \times A_s$

$= 98{,}100 \times 3{,}142$

$= 308{,}190$ kN

4) Lapisan 4 (kedalaman 6 - 14 m)

Tebal lapisan (t) $= 8$ m

N rata-rata lapisan 4 $= 42{,}75$

f_s $= 1{,}25$ kg/cm^2 (Gambar 3.5)

$= 122{,}625$ kN/m^2

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}5 \times 8$

$= 12{,}566\ m^2$

$Q_{s4} = f_s \times A_s$

$= 122{,}625 \times 12{,}566$

$= 1540{,}951\ kN$

5) Lapisan 5 (kedalaman 14 – 18,3 m)

Tebal lapisan (t) = 4,3 m

N rata-rata lapisan 5 = 58,8

f_s = 1,6 kg/cm^2 (Gambar 3.5)

$= 156{,}960\ kN/m^2$

Luas selimut tiang (A_s) $= \pi \times D \times t$

$= \pi \times 0{,}5 \times 4{,}3$

$= 6{,}754\ m^2$

$Q_{s5} = f_s \times A_s$

$= 156{,}960 \times 6{,}754$

$= 1060{,}174\ kN$

6) Q_s total $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} + Q_{s5}$

$= 75{,}507 + 154{,}095 + 308{,}190 + 1540{,}951 + 1060{,}174$

$= 3138{,}918\ kN$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang (Q_u)

$W_p = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L \times \gamma_b$

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2 \times 17 \times 24$

$= 80{,}111\ kN$

$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$

$= 770{,}476 + 3138{,}918 - 80{,}111$

$= 3829{,}283\ kN$

d. Kapasitas Dukung Izin Tiang (Q_{all})

$Q_{all} = \frac{Q_u}{SF}$

$= \frac{3829{,}283}{2{,}5}$

= 1531,713 kN

Perhitungan pada tiang bor dengan diameter 0,6 m dan 0,8 m dilakukan dengan langkah yang sama seperti perhitungan di atas. Hasil rekapitulasi perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dengan metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.15 berikut.

Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright

Diameter	Q_p	Q_s	Q_u	Q_{all}
(m)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
0,5	770,476	3138,918	3829,283	1531,713
0,6	1109,485	3766,701	4760,827	1904,331
0,8	1972,418	5022,268	6789,603	2715,841

5.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok

Berdasarkan hasil analisis struktur pada Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana menggunakan program SAP2000 didapatkan besar beban aksial dan momen. Nilai tersebut selanjutnya dianalisis untuk kontrol tiang bor kelompok dengan menggunakan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright.

5.6.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof (1956)

1. Tiang bor dengan diameter 0,5 m pada *frame* 3148

   a. Jumlah tiang

   P = 7830,050 kN (SAP2000)

   Q_{all} = 1320,384 kN

   $n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

   $= \frac{7830,050}{1320,384}$

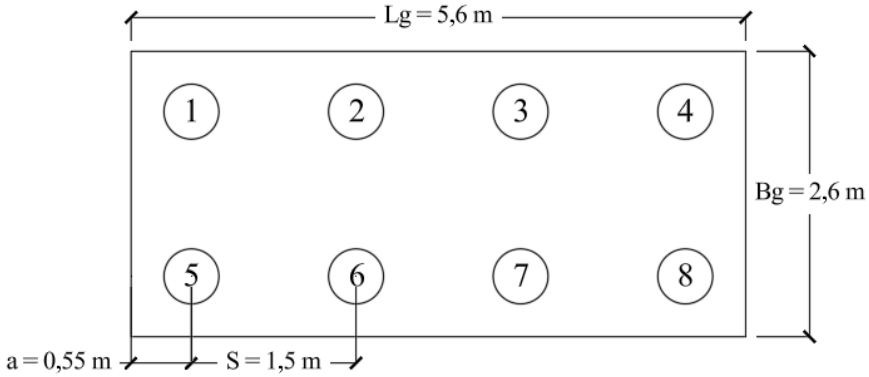
   = 5,930 tiang

   = 8 tiang

   Berdasarkan perhitungan nilai n jika dibulatkan ke atas maka tiang yang digunakan adalah 6 tiang, tetapi digunakan 8 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 7 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.11 dapat diketahui bahwa,

a = 0,55 m

S = 1,5 m

B_g = 2,6 m

L_g = 5,6 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 4

n' = 2

$\theta = \text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)$

$= \text{arc tan}\left(\frac{0,5}{1,5}\right)$

$= 18,435°$

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)4+(4-1)2}{90\times4\times2}\right)$

$= 0,744$

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

= 0,744 × 8 × 1320,384

= 7858,495 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 7858,495 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap = $(B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

= (2,6 × 5,6 × 1,3) × 24

= 454,272 kN

Berat tiang = $(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

= $(\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2 \times 17) \times 24 \times 8$

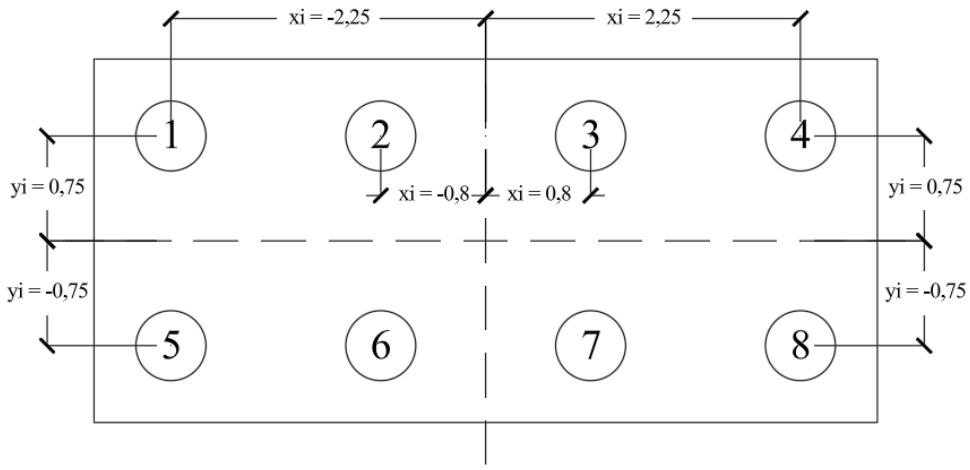
= 640,885 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7830,050 + 454,272 + 640,885

= 8925,207 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Jarak Tiang Diameter 0,5 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

Tabel 5.16 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-2,25	0,75	5,063	0,563	1209,599	1320,384	Aman
2	-0,75	0,75	0,563	0,563	1214,151	1320,384	Aman
3	0,75	0,75	0,563	0,563	1218,702	1320,384	Aman
4	2,25	0,75	5,063	0,563	1223,253	1320,384	Aman
5	-2,25	-0,75	5,063	0,563	1008,049	1320,384	Aman
6	-0,75	-0,75	0,563	0,563	1012,600	1320,384	Aman
7	0,75	-0,75	0,563	0,563	1017,151	1320,384	Aman
8	2,25	-0,75	5,063	0,563	1021,702	1320,384	Aman
Total			22,500	4,500			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8925,207}{8} + \frac{68,269 \cdot 2,25}{22,500} + \frac{604,652 \cdot 0,75}{4,500}$$

= 1223,253 kN

$$P_{min} = \frac{8925,207}{8} + \frac{68,269 \cdot (-2,25)}{22,500} + \frac{604,652 \cdot (-0,75)}{4,500}$$

= 1008,049 kN

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1223,253 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2$$

= 0,196 m^2

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

$$= \frac{1223,253}{0,196}$$

= 6229,977 kN/m^2

σ_{izin} = 30 MPa

= 30000 kN/m^2

Cek = σ (= 6229,977 kN/m^2) ≤ σ_{izin} (= 30000 kN/m^2) (Aman)

2. Tiang bor dengan diameter 0,6 m pada *frame* 3148

a. Jumlah tiang

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1793,371 kN

$$n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$$

$$= \frac{7830,050}{1793,371}$$

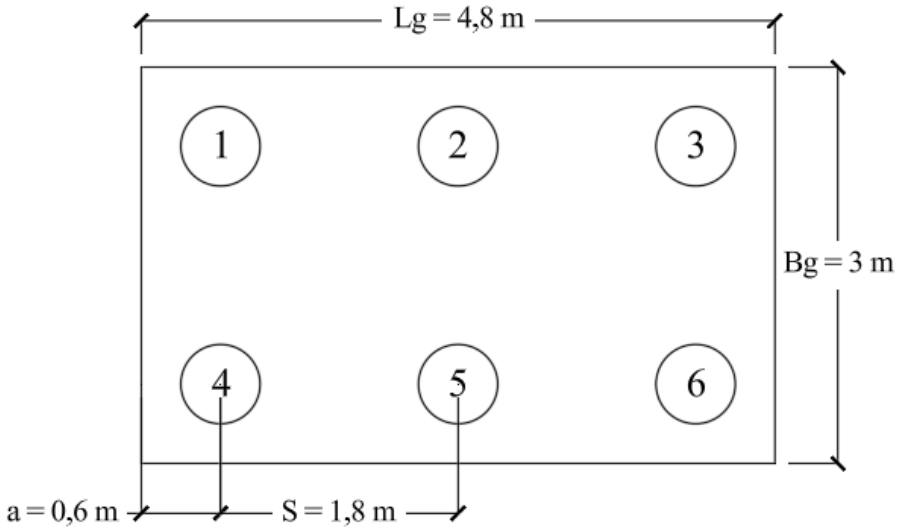
= 4,366 tiang

= 6 tiang

Tiang yang digunakan adalah 6 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 5 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



Gambar 5.13 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.13 dapat diketahui bahwa,

a = 0,6 m

S = 1,8 m

B_g = 3 m

L_g = 4,8 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 3

n’ = 2

θ = arc tan $\left(\frac{D}{S}\right)$

= arc tan $\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

= 18,435°

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)3+(3-1)2}{90\times3\times2}\right)$

= 0,761

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

= 0,761 × 6 × 1793,371

= 8188,839 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 8188,839 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3 \times 4,8 \times 1,3) \times 24$

= 449,280 kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \times 17) \times 24 \times 6$

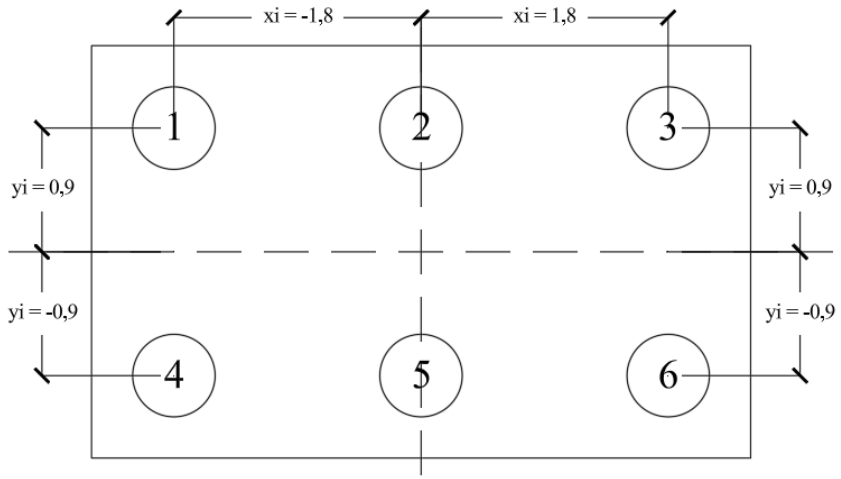
= 692,156 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7830,050 + 449,280 + 692,156

= 8971,486 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



Gambar 5.14 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

Tabel 5.17 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,8	0,9	3,240	0,810	1597,738	1793,371	Aman
2	0	0,9	0	0,810	1607,220	1793,371	Aman
3	1,8	0,9	3,240	0,810	1616,702	1793,371	Aman
4	-1,8	-0,9	3,240	0,810	1373,793	1793,371	Aman
5	0	-0,9	0	0,810	1383,275	1793,371	Aman
6	1,8	-0,9	3,240	0,810	1392,757	1793,371	Aman
Total			12,960	4,860			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8971,486}{6} + \frac{68,269 \cdot 1,8}{12,960} + \frac{604,652 \cdot 0,9}{4,860}$$

$$= 1616,702 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{8971,486}{6} + \frac{68,269 \cdot (-1,8)}{12,960} + \frac{604,652 \cdot (-0,9)}{4,860}$$

$$= 1373,793 \text{ kN}$$

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1616,702 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2$

$= 0{,}283\ m^2$

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

$= \frac{1616{,}702}{0{,}283}$

$= 5717{,}914\ kN/m^2$

$\sigma_{izin} = 30\ MPa$

$= 30000\ kN/m^2$

Cek $= \sigma\ (= 5717{,}914\ kN/m^2) \leq \sigma_{izin}\ (= 30000\ kN/m^2)$ (Aman)

3. Tiang bor dengan diameter 0,8 m pada *frame* 3148

a. Jumlah tiang

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Q_{all} = 3001,890 kN

$n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

$= \frac{7830{,}050}{3001{,}890}$

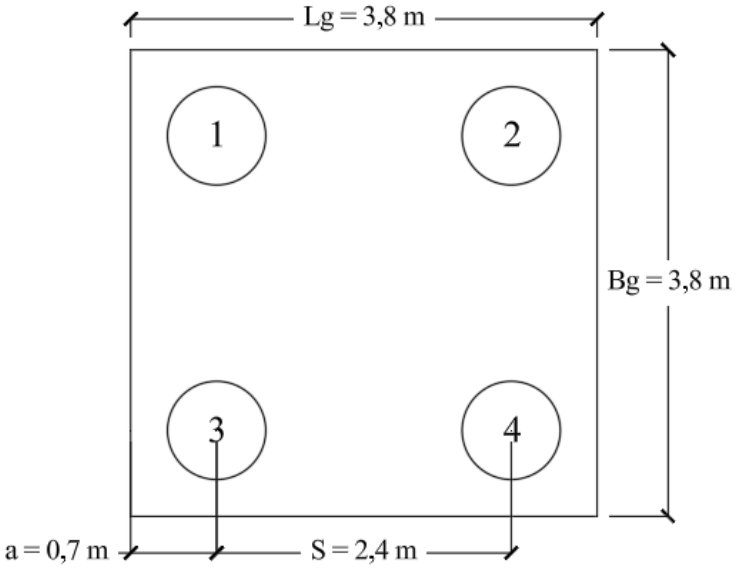
= 2,608 tiang

= 4 tiang

Berdasarkan perhitungan nilai n jika dibulatkan ke atas maka tiang yang digunakan adalah 3 tiang, tetapi digunakan 4 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 3 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5.15 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.15 dapat diketahui bahwa,

a = 0,7 m

S = 2,4 m

B_g = 3,8 m

L_g = 3,8 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 2

n’ = 2

$\theta = \text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)$

$= \text{arc tan}\left(\frac{0,8}{2,4}\right)$

$= 18,435°$

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90\times2\times2}\right)$

$= 0,795$

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

$= 0,795 \times 4 \times 3001,890$

= 9548,018 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 9548,018 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3{,}8 \times 3{,}8 \times 1{,}3) \times 24$

= 450,528 kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2 \times 17) \times 24 \times 4$

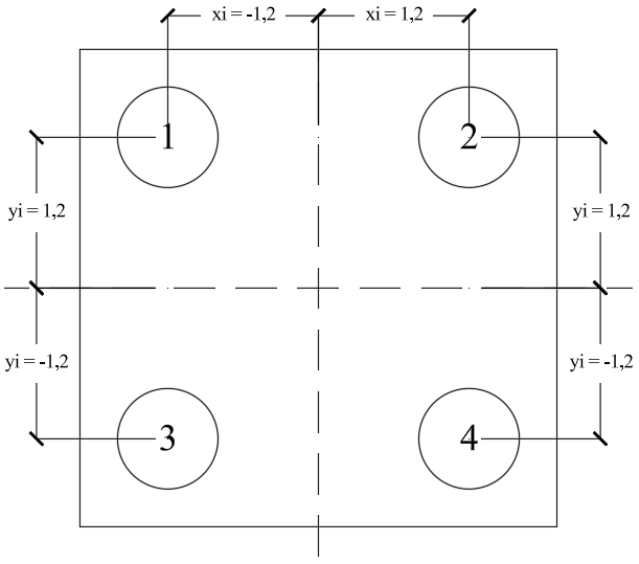
= 820,333 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7830,050 + 450,528 + 820,333

= 9100,911 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.16 Jarak Tiang Diameter 0,8 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

Tabel 5.18 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Metode Meyerhof

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,2	1,2	1,440	1,440	2386,974	3001,890	Aman
2	1,2	1,2	1,440	1,440	2415,420	3001,890	Aman
3	-1,2	-1,2	1,440	1,440	2135,036	3001,890	Aman
4	1,2	-1,2	1,440	1,440	2163,481	3001,890	Aman
Total			5,760	5,760			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{9100,911}{4} + \frac{68,269 \cdot 1,2}{5,760} + \frac{604,652 \cdot 1,2}{5,760}$$

= 2415,420 kN

$$P_{min} = \frac{9100,911}{4} + \frac{68,269 \cdot (-1,2)}{5,760} + \frac{604,652 \cdot (-1,2)}{5,760}$$

= 2135,036 kN

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 2415,420 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$$

$= 0,503\ m^2$

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

$$= \frac{2415,420}{0,503}$$

$= 4805,324\ kN/m^2$

σ_{izin} = 30 MPa

$= 30000\ kN/m^2$

Cek = σ (= 4805,324 kN/m^2) ≤ σ_{izin} (= 30000 kN/m^2) (Aman)

4. Tiang bor dengan diameter 0,6 m pada *frame* 2357

a. Jumlah tiang

P = 7017,394 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1793,371 kN

n $= \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

$= \frac{7017,394}{1793,371}$

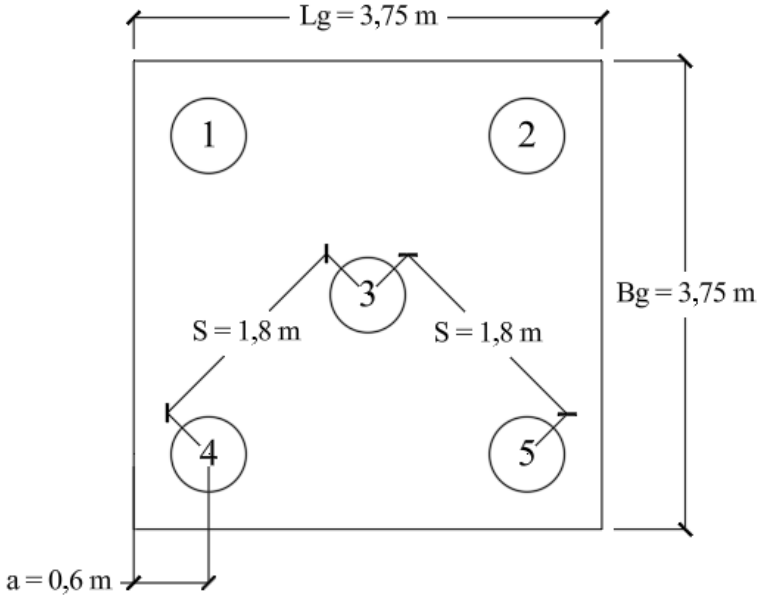
= 3,913 tiang

= 5 tiang

Berdasarkan perhitungan nilai n jika dibulatkan ke atas maka tiang yang digunakan adalah 4 tiang, tetapi digunakan 5 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5.17 Susunan Tiang Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357

Berdasarkan Gambar 5.17 dapat diketahui bahwa,

a = 0,6 m

S = 1,8 m

B_g = 3,75 m

L_g = 3,75 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 2

n’ = 2

θ = arc tan $\left(\frac{D}{S}\right)$

= arc tan $\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

= 18,435°

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90\times2\times2}\right)$

= 0,795

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

$= 0,795 \times 5 \times 1793,371$

= 7130,151 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 7130,151 kN > beban aksial sebesar 7017,394 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7017,394 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3,75 \times 3,75 \times 1,3) \times 24$

= 437,717 kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2 \times 17) \times 24 \times 5$

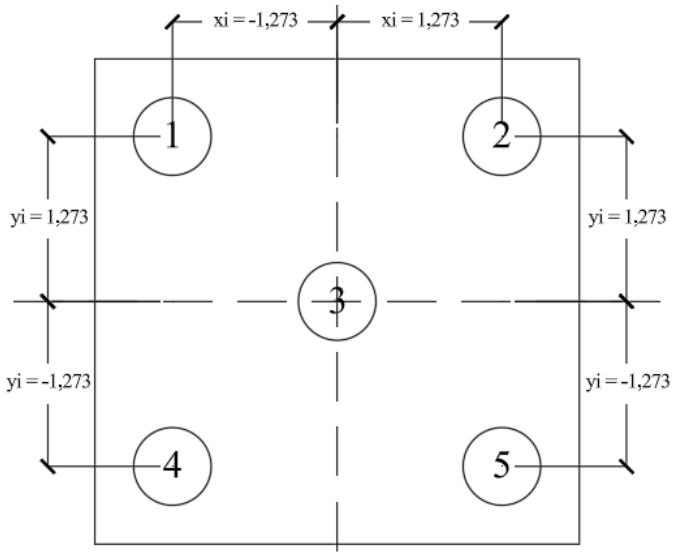
= 576,796 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7017,394 + 437,717 + 576,796

= 8031,908 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5.18 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 2357 Metode Meyerhof

Tabel 5.19 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Metode Meyerhof

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,273	1,273	1,620	1,620	1591,308	1793,371	Aman
2	1,273	1,273	1,620	1,620	1663,390	1793,371	Aman
3	0	0	0	0	1606,382	1793,371	Aman
4	-1,273	-1,273	1,620	1,620	1549,373	1793,371	Aman
5	1,273	-1,273	1,620	1,620	1621,4551	1793,371	Aman
Total			6,480	6,480			

M_X = 106,748 kNm (SAP2000)

M_Y = 183,490 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8031,908}{5} + \frac{183,490 \cdot 1,273}{6,480} + \frac{106,748 \cdot 1,273}{6,480}$$

$$= 1663,390 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{8031,908}{5} + \frac{183,490 \cdot (-1,273)}{6,480} + \frac{106,748 \cdot (-1,273)}{6,480}$$

$$= 1549,373 \text{ kN}$$

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1663,390 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2$

$= 0{,}283\ m^2$

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

$= \frac{1663{,}390}{0{,}283}$

$= 5883{,}037\ kN/m^2$

σ_{izin} = 30 MPa

$= 30000\ kN/m^2$

Cek $= \sigma\ (= 5883{,}037\ kN/m^2) \leq \sigma_{izin}\ (= 30000\ kN/m^2)$ (Aman)

Tabel 5.20 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
P (kN)	7830,050	7830,050	7830,050	7017,394
n (tiang)	8	6	4	5
Eg	0,744	0,761	0,795	0,795
Qg (kN)	7858,495	8188,839	9548,018	7130,151
σ	6229,977	5717,914	4805,324	5883,037
σ_{izin}	30000	30000	30000	30000
Cek ($\sigma \leq \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman

5.6.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright (1977)

1. Tiang bor dengan diameter 0,5 m pada *frame* 3148

a. Jumlah tiang

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1531,713 kN

n $= \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

$= \frac{7830,050}{1531,713}$

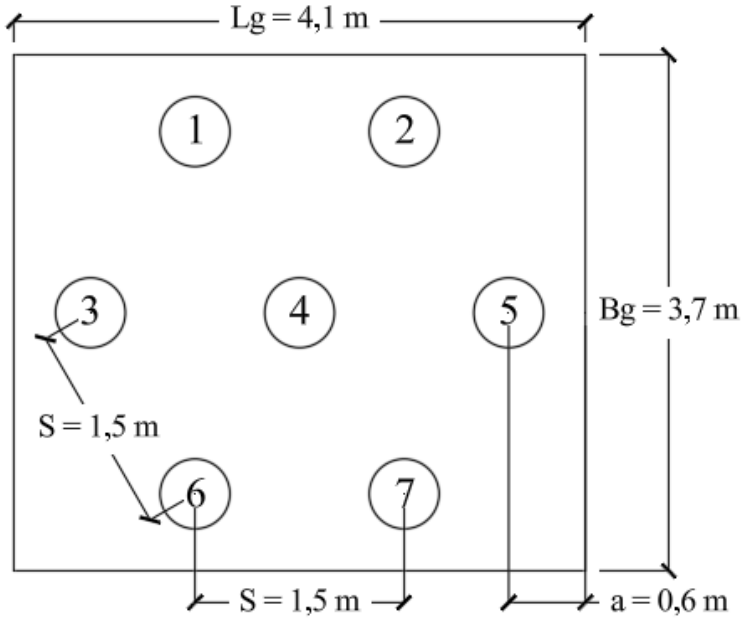
= 5,112 tiang

= 7 tiang

Tiang yang digunakan adalah 7 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 6 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5.19 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.19 dapat diketahui bahwa,

a = 0,55 m

S = 1,5 m

B_g = 3,7 m

L_g = 4,1 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 2

n' = 3

θ = arc tan $\left(\frac{D}{S}\right)$

$= \arctan\left(\frac{0,5}{1,5}\right)$

$= 18,435°$

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(3-1)2+(2-1)3}{90\times2\times3}\right)$

$= 0,761$

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

$= 0,761 \times 7 \times 1531,713$

$= 8159,740$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 8159,740 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3,7 \times 4,1 \times 1,3) \times 24$

$= 473,058$ kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \times 17) \times 24 \times 7$

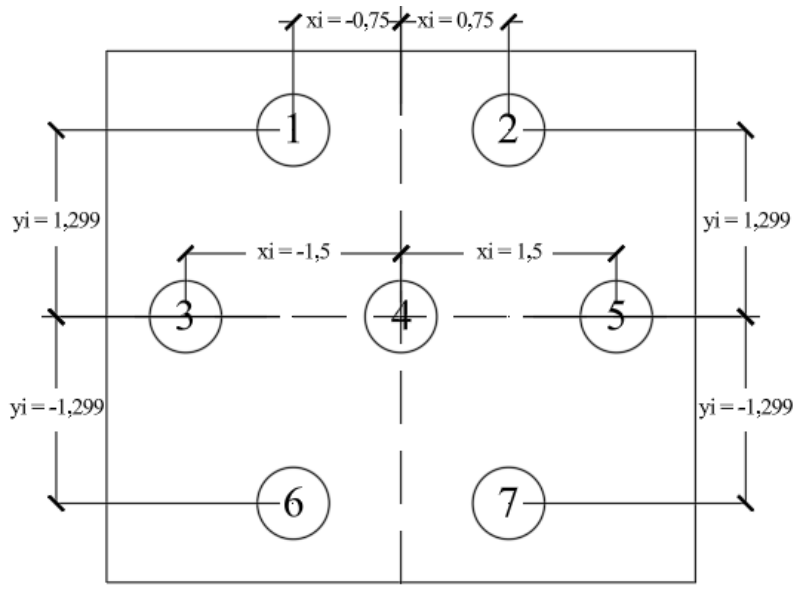
$= 560,774$ kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

$= 7830,050 + 473,058 + 560,774$

$= 8863,882$ kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



Gambar 5.20 Jarak Tiang Diameter 0,5 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

Tabel 5.21 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-0,75	1,299	0,563	1,688	1375,049	1531,713	Aman
2	0,75	1,299	0,563	1,688	1390,220	1531,713	Aman
3	-1,50	0	2,250	0	1251,098	1531,713	Aman
4	0	0	0	0	1266,269	1531,713	Aman
5	1,50	0	2,250	0	1281,440	1531,713	Aman
6	-0,75	-1,299	0,563	1,688	1142,318	1531,713	Aman
7	0,75	-1,299	0,563	1,688	1157,489	1531,713	Aman
Total			6,750	6,750			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8863,882}{7} + \frac{68,269 \cdot 1,5}{6,750} + \frac{604,652 \cdot 1,299}{6,750}$$

$$= 1397,805 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{8863,882}{7} + \frac{68,269 \cdot (-1,5)}{6,750} + \frac{604,652 \cdot (-1,299)}{6,750}$$

$$= 1134,733 \text{ kN}$$

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1397,805 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}5^2$

$= 0{,}196\ m^2$

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

$= \frac{1397{,}805}{0{,}196}$

$= 7118{,}963\ kN/m^2$

$\sigma_{izin} = 30\ MPa$

$= 30000\ kN/m^2$

Cek $= \sigma\ (= 7118{,}963\ kN/m^2) \leq \sigma_{izin}\ (= 30000\ kN/m^2)$ (Aman)

2. Tiang bor dengan diameter 0,6 m pada *frame* 3148

a. Jumlah tiang

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1904,331 kN

$n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

$= \frac{7830{,}050}{1904{,}331}$

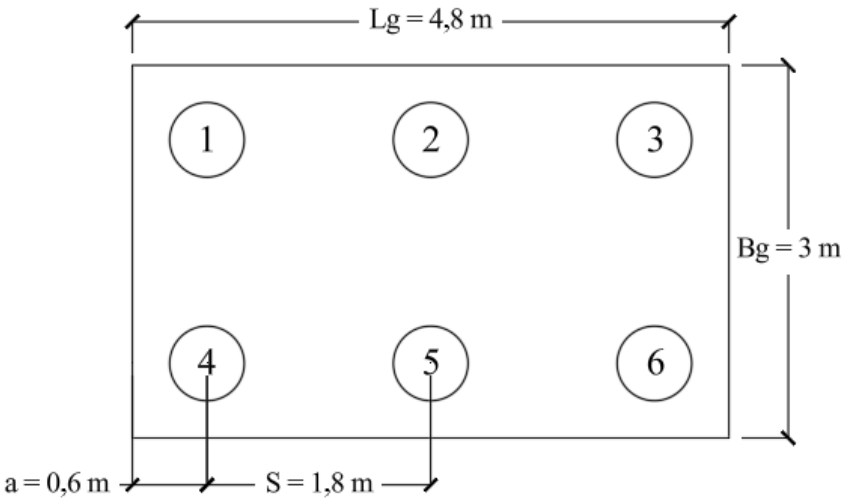
= 4,112 tiang

= 6 tiang

Berdasarkan perhitungan nilai n jika dibulatkan ke atas maka tiang yang digunakan adalah 5 tiang, tetapi digunakan 6 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 5 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut.



Gambar 5.21 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.21 dapat diketahui bahwa,

a = 0,6 m

S = 1,8 m

B_g = 3 m

L_g = 4,8 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 3

n' = 2

$\theta = \text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)$

$= \text{arc tan}\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

$= 18,435°$

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)3+(3-1)2}{90\times3\times2}\right)$

$= 0,761$

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

$= 0,761 \times 6 \times 1904,331$

$= 8695,499$ kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 8695,499 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3 \times 4{,}8 \times 1{,}3) \times 24$

$= 449{,}280$ kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2 \times 17) \times 24 \times 6$

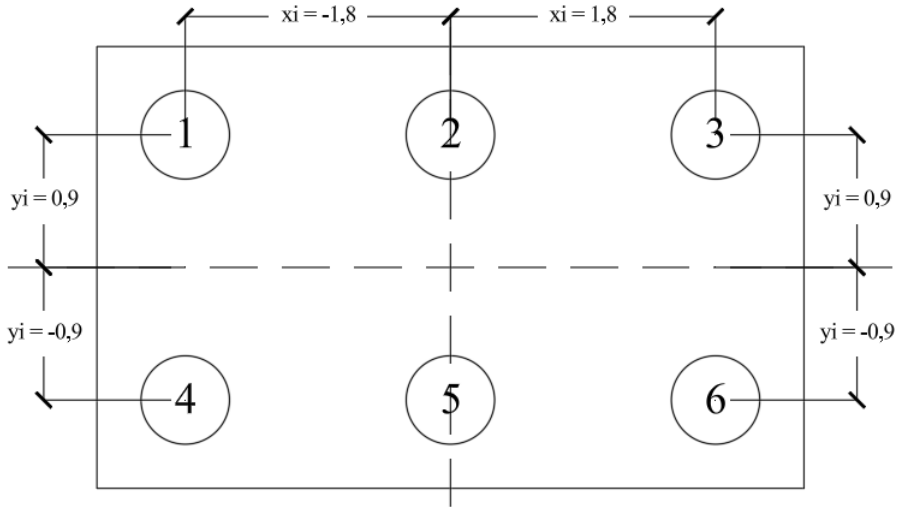
$= 692{,}156$ kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

$= 7830{,}050 + 449{,}280 + 692{,}156$

$= 8971{,}486$ kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,8	0,9	3,240	0,810	1597,738	1904,331	Aman
2	0	0,9	0	0,810	1607,220	1904,331	Aman
3	1,8	0,9	3,240	0,810	1616,702	1904,331	Aman
4	-1,8	-0,9	3,240	0,810	1373,793	1904,331	Aman
5	0	-0,9	0	0,810	1383,275	1904,331	Aman
6	1,8	-0,9	3,240	0,810	1392,757	1904,331	Aman
Total			12,960	4,860			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8971,486}{6} + \frac{68,269 \cdot 1,8}{12,960} + \frac{604,652 \cdot 0,9}{4,860}$$

$$= 1616,702 \text{ kN}$$

$$P_{min} = \frac{8971,486}{6} + \frac{68,269 \cdot (-1,8)}{12,960} + \frac{604,652 \cdot (-0,9)}{4,860}$$

$$= 1373,793 \text{ kN}$$

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1616,702 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2$$

$$= 0,283 \text{ m}^2$$

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

$$= \frac{1616,702}{0,283}$$

$$= 5717,914 \text{ kN/m}^2$$

σ_{izin} = 30 MPa

$$= 30000 \text{ kN/m}^2$$

Cek = σ (= 5717,914 kN/m^2) ≤ σ_{izin} (= 30000 kN/m^2) (Aman)

3. Tiang bor dengan diameter 0,8 m pada *frame* 3148

a. Jumlah tiang

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Q_{all} = 2715,841 kN

$$n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$$

$$= \frac{7830,050}{2715,841}$$

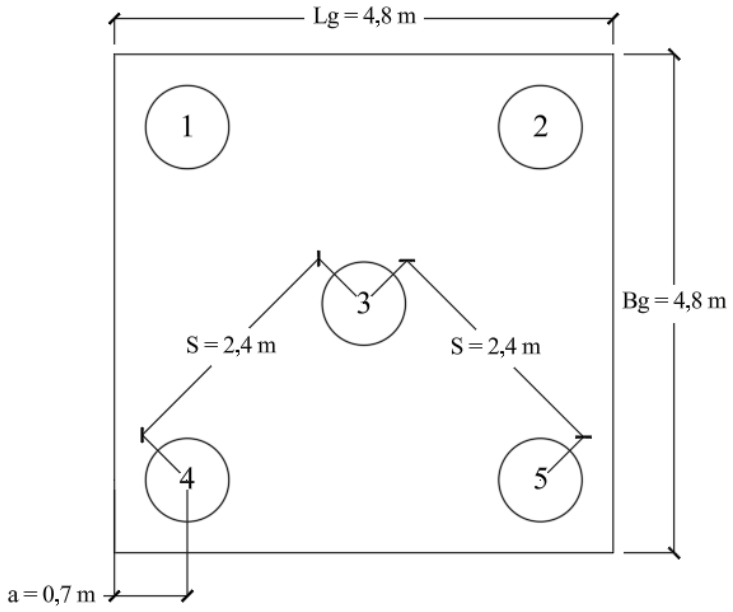
= 2,883 tiang

= 5 tiang

Tiang yang digunakan adalah 5 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut.



Gambar 5.23 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148

Berdasarkan Gambar 5.23 dapat diketahui bahwa,

a = 0,7 m

S = 2,4 m

B_g = 4,8 m

L_g = 4,8 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 2

n' = 2

θ = arc tan $\left(\frac{D}{S}\right)$

= arc tan $\left(\frac{0,8}{2,4}\right)$

= 18,435°

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90\times2\times2}\right)$

= 0,795

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

= 0,795 × 5 × 2715,841

= 10797,739 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 10797,739 kN > beban aksial sebesar 7830,050 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7830,050 kN (SAP2000)

Berat pile cap = $(B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

= (4,8 × 4,8 × 1,3) × 24

= 717,086 kN

Berat tiang = $(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

= $(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2 \times 17) \times 24 \times 5$

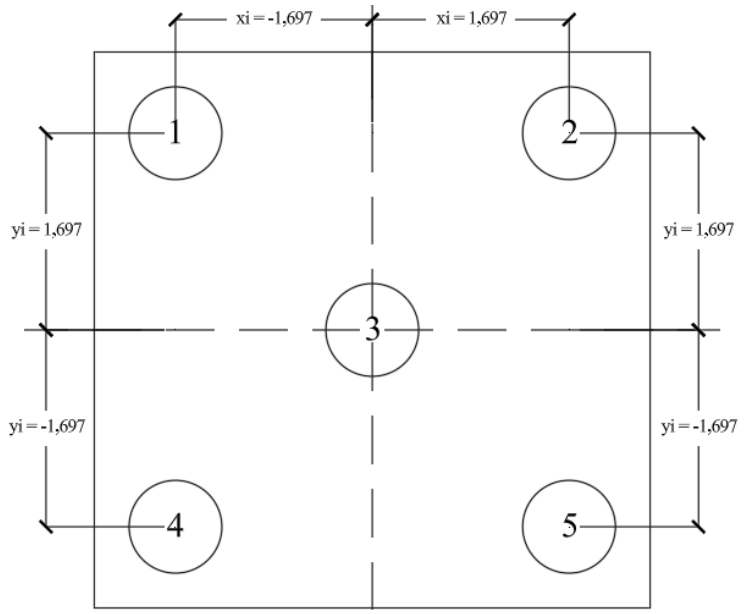
= 1025,416 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7830,050 + 717,086 + 1025,416

= 9572,552 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut.



Gambar 5.24 Jarak Tiang Diameter 0,8 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Metode Reese & Wright

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,697	1,697	2,880	2,880	1993,527	2715,841	Aman
2	1,697	1,697	2,880	2,880	2013,641	2715,841	Aman
3	0	0	0	0	1914,510	2715,841	Aman
4	-1,697	-1,697	2,880	2,880	1815,380	2715,841	Aman
5	1,697	-1,697	2,880	2,880	1835,494	2715,841	Aman
Total			11,520	11,520			

M_X = 604,652 kNm (SAP2000)

M_Y = 68,269 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{9572,552}{5} + \frac{68,269 \cdot 1,697}{11,520} + \frac{604,652 \cdot 1,697}{11,520}$$

= 2013,641 kN

$P_{min} = \frac{9572,552}{5} + \frac{68,269 \,.\, (-1,697)}{11,520} + \frac{604,652 \,.\, (-1,697)}{11,520}$

$= 1815,380$ kN

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 2013,641 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,8^2$

$= 0,503$ m^2

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

$= \frac{2013,641}{0,503}$

$= 4006,011$ kN/m^2

$\sigma_{izin} = 30$ MPa

$= 30000$ kN/m^2

Cek $= \sigma$ (= 4006,011 kN/m^2) $\leq \sigma_{izin}$ (= 30000 kN/m^2) (Aman)

4. Tiang bor dengan diameter 0,6 m pada *frame* 2357

a. Jumlah tiang

P = 7017,394 kN (SAP2000)

Q_{all} = 1904,331 kN

$n = \frac{P_{maks}}{Q_{all}}$

$= \frac{7017,394}{1904,331}$

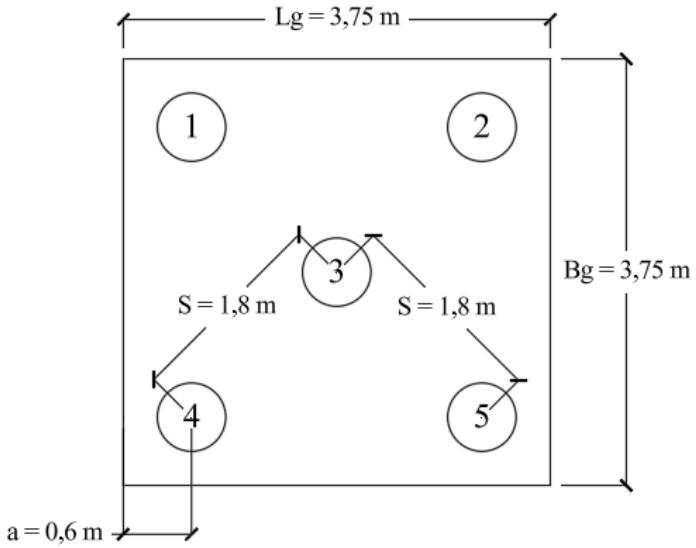
= 3,685 tiang

= 5 tiang

Berdasarkan perhitungan nilai n jika dibulatkan ke atas maka tiang yang digunakan adalah 4 tiang, tetapi digunakan 5 tiang agar memenuhi syarat $Q_g > P$.

b. Susunan tiang rencana

Susunan tiang rencana untuk tiang kelompok dengan jumlah 4 tiang dapat dilihat pada Gambar 5.25 berikut.



Gambar 5.25 Susunan Tiang Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357

Berdasarkan Gambar 5.25 dapat diketahui bahwa,

a = 0,6 m

S = 1,8 m

B_g = 3,75 m

L_g = 3,75 m

c. Efisiensi kelompok tiang

m = 2

n’ = 2

$\theta = \text{arc tan}\left(\frac{D}{S}\right)$

$= \text{arc tan}\left(\frac{0,6}{1,8}\right)$

$= 18,435°$

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

$= 1 - 18,435\left(\frac{(2-1)2+(2-1)2}{90\times2\times2}\right)$

$= 0,795$

d. Kapasitas dukung tiang kelompok

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

$= 0,795 \times 5 \times 1904,331$

= 7571,307 kN

Berdasarkan hasil perhitungan didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok sebesar 7571,307 kN > beban aksial sebesar 7017,394 kN. Oleh karena itu, dapat disimpulkan bahwa fondasi dinilai aman terhadap beban rencana.

e. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

P = 7017,394 kN (SAP2000)

Berat pile cap $= (B_g \times L_g \times t) \times \gamma$

$= (3{,}75 \times 3{,}75 \times 1{,}3) \times 24$

= 437,717 kN

Berat tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times L) \times \gamma \times n$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}6^2 \times 17) \times 24 \times 5$

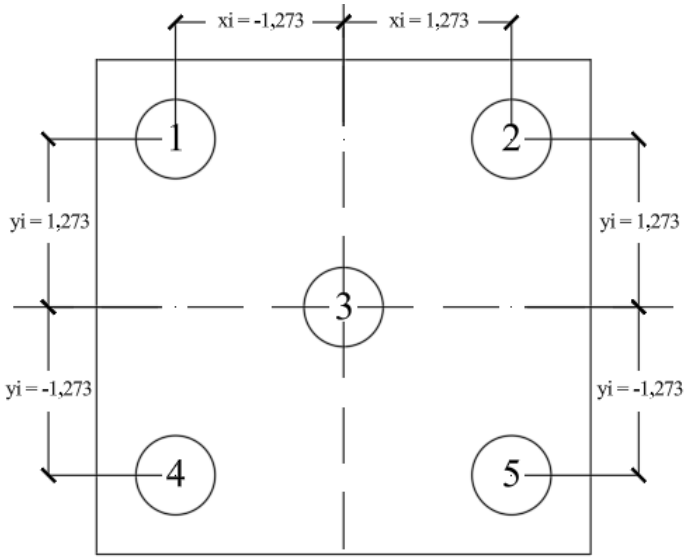
= 576,796 kN

Berat total (ΣP) = P + berat pile cap + berat tiang

= 7017,394 + 437,717 + 576,796

= 8031,908 kN

Nilai x_i dan y_i yang digunakan pada perhitungan kontrol gaya tiang dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut.



Gambar 5.26 Jarak Tiang Diameter 0,6 m dengan Sumbu X dan Sumbu Y pada *Frame* 2357 Metode Reese & Wright

Tabel 5.24 Rekapitulasi Kontrol Gaya Tiang Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Metode Reese & Wright

No	x_i	y_i	x_i^2	y_i^2	P_i	Q_{all}	$P_i < Q_{all}$
1	-1,273	1,273	1,620	1,620	1591,308	1904,331	Aman
2	1,273	1,273	1,620	1,620	1663,390	1904,331	Aman
3	0	0	0,000	0,000	1606,382	1904,331	Aman
4	-1,273	-1,273	1,620	1,620	1549,373	1904,331	Aman
5	1,273	-1,273	1,620	1,620	1621,455	1904,331	Aman
Total			6,480	6,480			

M_X = 106,748 kNm (SAP2000)

M_Y = 183,490 kNm (SAP2000)

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

$$P_{maks} = \frac{8031,908}{5} + \frac{183,490 \cdot 1,273}{6,480} + \frac{106,748 \cdot 1,273}{6,480}$$

= 1663,390 kN

$$P_{min} = \frac{8031,908}{5} + \frac{183,490 \cdot (-1,273)}{6,480} + \frac{106,748 \cdot (-1,273)}{6,480}$$

= 1549,373 kN

f. Analisis kekuatan tiang bor

P = 1663,390 kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,6^2$$

$= 0,283\ m^2$

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

$$= \frac{1663,390}{0,283}$$

$= 5883,037\ kN/m^2$

σ_{izin} = 30 MPa

$= 30000\ kN/m^2$

Cek = σ (= 5883,037 kN/m^2) ≤ σ_{izin} (= 30000 kN/m^2) (Aman)

Tabel 5.25 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
P (kN)	7830,050	7830,050	7830,050	7017,394
n (tiang)	7	6	5	5
Eg	0,761	0,761	0,795	0,795
Qg (kN)	8159,740	8695,499	10797,739	7571,307
σ	7118,963	5717,914	4006,011	5883,037
σ_{izin}	30000	30000	30000	30000
Cek ($\sigma \leq \sigma_{izin}$)	Aman	Aman	Aman	Aman

5.7 Penurunan Fondasi Tiang Bor

Penurunan fondasi tiang bor pada penelitian ini dilakukan dengan perhitungan dan analisis menggunakan program Plaxis 3D.

5.7.1 Perhitungan Penurunan Fondasi Tiang Bor

1. Metode Meyerhof diameter 0,5 m *frame* 3148

Beban tiap tiang $= \frac{P}{n}$

$= \frac{7830,050}{8}$

$= 978,756$ kN

Perhitungan beban yang disalurkan pada ujung dan sepanjang tiang dilakukan dengan membandingkan kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung dukung selimut tiang.

$\frac{Q_p}{Q_p + Q_s} = \frac{2739,742}{2739,742 + 641,330} = 0,8$

$\frac{Q_s}{Q_p + Q_s} = \frac{641,330}{2739,742 + 641,330} = 0,2$

$Q_{wp} = 0,8 \times 978,756 = 793,103$ kN

$Q_{ws} = 0,2 \times 978,756 = 185,653$ kN

a. Penurunan tiang tunggal

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

$$= \frac{(793{,}103 + (0{,}67 \,.\, 185{,}653)) \times 17}{0{,}196 \times 25742960{,}203}$$

$= 0{,}003086$ m

$= 3{,}086$ mm

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

$= \frac{793{,}103 \times 0{,}09}{0{,}5 \times 47441{,}524}$

$= 0{,}003009$ m

$= 3{,}009$ mm

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

$= \left(\frac{185{,}653}{1{,}571 \times 17}\right) \times \frac{0{,}5}{50000} \times (1 - 0{,}35^2) \times 4{,}041$

$= 0{,}000247$ m

$= 0{,}247$ mm

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

$= 3{,}086 + 3{,}009 + 0{,}247$

$= 6{,}341$ mm

$= 0{,}006341$ m

b. Penurunan tiang kelompok

$S_{e(g)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \times S_e$

$= \sqrt{\frac{2{,}6}{0{,}5}} \times 0{,}006341$

$= 0{,}01446$ m

$= 14{,}461$ mm

c. Penurunan izin

$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600}$

$= 15 + \frac{50}{600}$

$= 15{,}083$ cm

$= 0{,}15083$ m

Rekapitulasi penurunan fondasi tiang bor metode Meyerhof dapat dilihat pada Tabel 5,26 berikut.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Metode Meyerhof

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
S_e (m)	0,00634	0,00740	0,00952	0,00796
$S_{izin,\ tunggal}$ (m)	0,05	0,06	0,08	0,06
Cek ($S_e < S_{izin,\ tunggal}$)	Aman	Aman	Aman	Aman
$S_{e(g)}$ (m)	0,01446	0,01656	0,02076	0,01990
$S_{izin,\ group}$ (m)	0,15083	0,15100	0,15133	0,15100
Cek ($S_{e(g)} < S_{izin,\ group}$)	Aman	Aman	Aman	Aman

2. Metode Reese & Wright diameter 0,5 m *frame* 3148

Beban tiap tiang $= \frac{P}{n}$

$= \frac{7830,050}{7}$

$= 1118,579$ kN

Perhitungan beban yang disalurkan pada ujung dan sepanjang tiang dilakukan dengan membandingkan kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung dukung selimut tiang.

$\frac{Q_p}{Q_p + Q_s} = \frac{770,476}{770,476 + 3138,918} = 0,2$

$\frac{Q_s}{Q_p + Q_s} = \frac{3138,918}{770,476 + 3138,918} = 0,8$

$Q_{wp} = 0,2 \times 1118,579 = 220,453$ kN

$Q_{ws} = 0,8 \times 1118,579 = 898,126$ kN

a. Penurunan tiang tunggal

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

$= \frac{\left(220,453 + (0,67 .\ 898,126)\right) \times 17}{0,196 \times 25742960,203}$

$= 0,002765$ m

$= 2,765$ mm

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

$$= \frac{220{,}453 \times 0{,}09}{0{,}5 \times 3924}$$

$$= 0{,}010113 \text{ m}$$

$$= 10{,}113 \text{ mm}$$

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

$$= \left(\frac{898{,}126}{1{,}571 \times 17}\right) \times \frac{0{,}5}{50000} \times (1 - 0{,}35^2) \times 4{,}041$$

$$= 0{,}001193 \text{ m}$$

$$= 1{,}193 \text{ mm}$$

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

$$= 2{,}765 + 10{,}113 + 1{,}193$$

$$= 14{,}070 \text{ mm}$$

$$= 0{,}014070 \text{ m}$$

b. Penurunan tiang kelompok

$$S_{e(g)} = \sqrt{\frac{B_g}{D}} \times S_e$$

$$= \sqrt{\frac{3{,}7}{0{,}5}} \times 0{,}014070$$

$$= 0{,}038266 \text{ m}$$

$$= 38{,}266 \text{ mm}$$

c. Penurunan izin

$$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600}$$

$$= 15 + \frac{50}{600}$$

$$= 15{,}083 \text{ cm}$$

$$= 0{,}15083 \text{ m}$$

Rekapitulasi penurunan fondasi tiang bor metode Reese & Wright dapat dilihat pada Tabel 5.27 berikut.

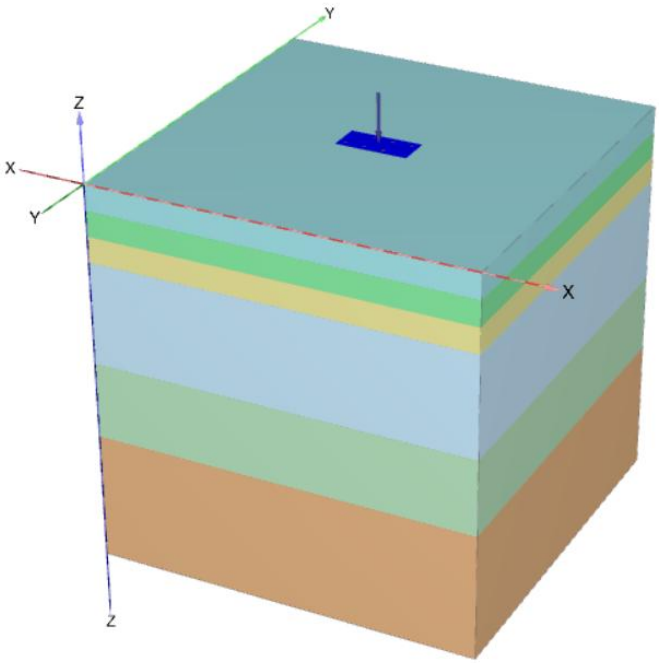
Tabel 5.27 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Metode Reese & Wright

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
S_e (m)	0,01407	0,01490	0,01557	0,01603
$S_{izin,\ tunggal}$ (m)	0,05	0,06	0,08	0,06
Cek ($S_e < S_{izin,\ tunggal}$)	Aman	Aman	Aman	Aman
$S_{e(g)}$ m)	0,03827	0,03332	0,03810	0,04004
$S_{izin,\ group}$ (m)	0,15083	0,15100	0,15133	0,15100
Cek ($S_{e(g)} < S_{izin,\ group}$)	Aman	Aman	Aman	Aman

5.7.2 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor dengan Program Plaxis 3D

1. Input data

   Dalam pemodelan fondasi menggunakan Plaxis 3D diperlukan data propertis tanah untuk menggambarkan kondisi asli di lapangan. Data tersebut didapatkan dari hasil uji lapangan dan hasil uji laboratorium. Data propertis tanah ini dapat digunakan untuk mengetahui perilaku tanah dengan struktur fondasi. Lapisan tanah pada Plaxis 3D dapat dilihat pada Gambar 5.27 dan data propertis tanah dapat dilihat pada Tabel 5.28.



Gambar 5.27 Pemodelan Lapisan Tanah pada Plaxis 3D

Tabel 5.28 Data Propertis Tanah

No	Data	Kedalaman (m)					
		0 - 2	**2 - 4**	**4 - 6**	**6 - 14**	**14 - 20**	**20 - 30**
1	Berat Volume Tanah Jenuh, γ_{sat} (kN/m^3)	18,893	19,176	18,587	18,418	18,064	18,051
2	Berat Volume Tanah Tidak Jenuh, γ_{unsat} (kN/m^3)	14,587	15,043	14,097	13,773	13,206	13,185
3	Modulus Elastisitas, E_{ref} (kN/m^2)	50000	50000	50000	50000	50000	50000
4	Angka Poisson, v	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35	0,35
5	Kohesi, c (kN/m^2)	1,846	0,645	3,139	4,225	6,503	6,587
6	Sudut Geser Dalam, ϕ (°)	28,214	23,781	32,988	35,631	41,172	41,377

Pada Plaxis 3D terdapat bagian *Stage Construction* untuk mengatur tahapan pekerjaan konstruksi. Fase pada *Stage Construction* dapat dilihat pada Tabel 5.29 berikut.

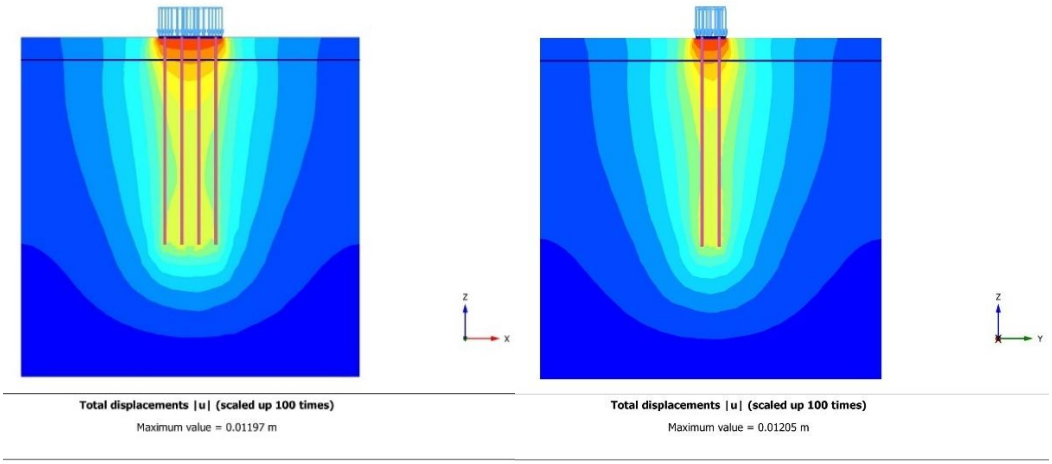
Tabel 5.29 Fase pada *Stage Construction* Plaxis 3D

No	Fase	Keterangan
1	*Initial Phase*	Kondisi awal pemodelan lapisan tanah
2	*Install Pile*	Aktivasi *pile*
3	*Install Pile Cap*	Aktivasi *pile cap*
4	*Loading*	Pemberian beban rencana di atas *pile cap*
5	*Earthquake*	Pembebanan dinamis akibat gempa dengan tipe perhitungan *dynamics*
6	*After Earthquake*	Kondisi setelah gempa
7	*Safety*	Analisis stabilitas fondasi dengan tipe perhitungan *safety*

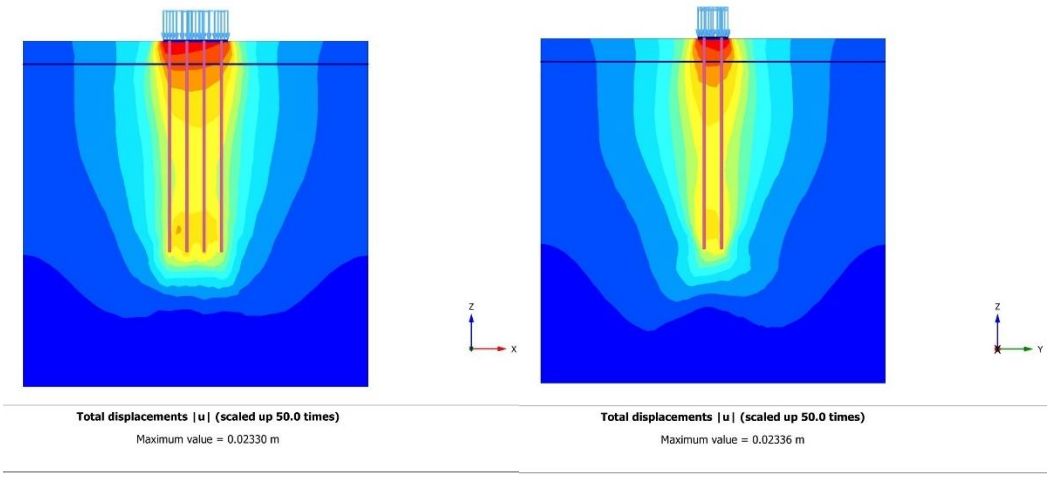
2. Output penurunan tiang

   a. Meyerhof diameter 0,5 m *frame* 3148

      Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,01197 m dan 0,01205 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,01201 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,02330 m dan 0,02336 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,02333 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.28 dan Gambar 5.29 berikut.



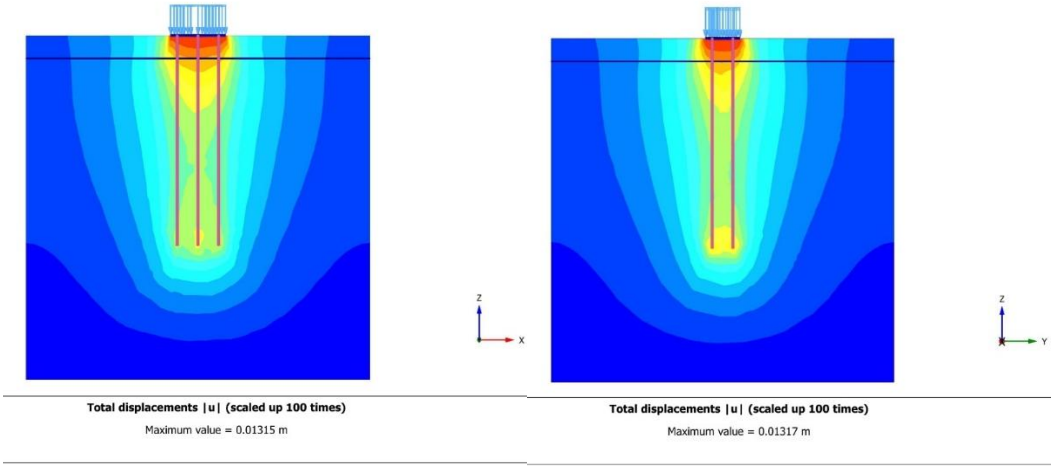
Gambar 5.28 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



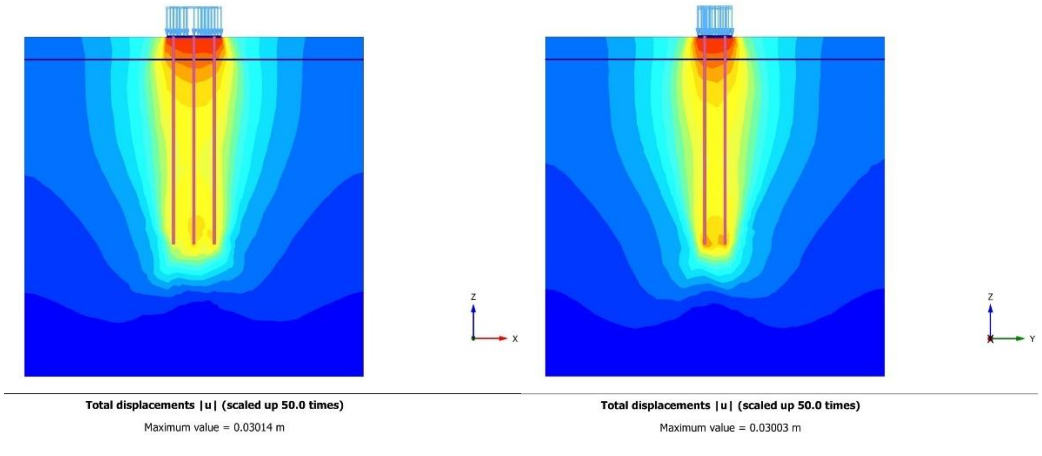
Gambar 5.29 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

b. Meyerhof diameter 0,6 m *frame* 3148

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,01315 m dan 0,01317 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,01316 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,03014 m dan 0,03003 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,03009 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.30 dan Gambar 5.31 berikut.



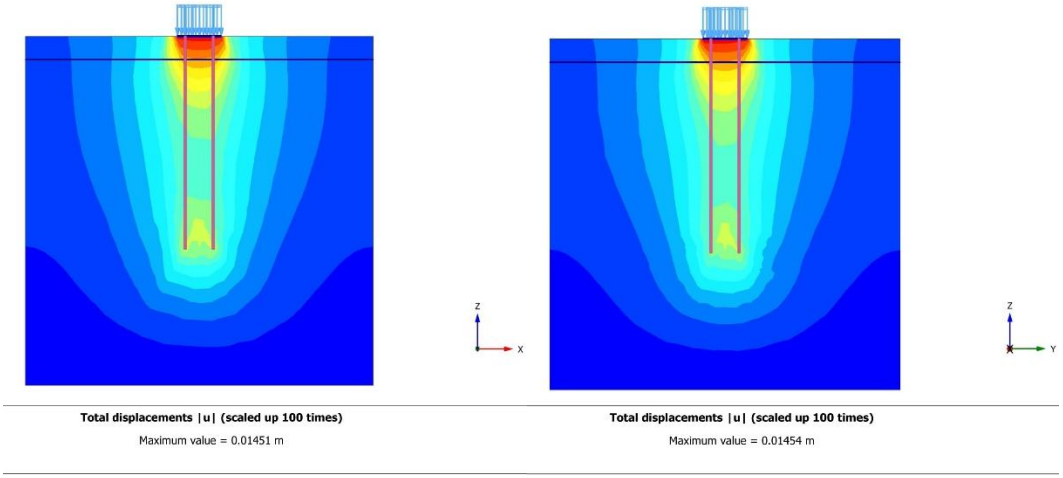
Gambar 5.30 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



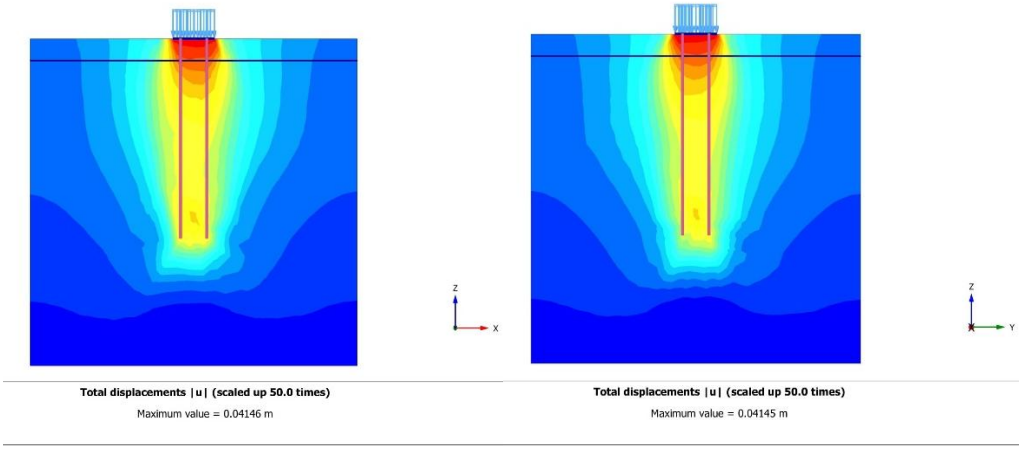
Gambar 5.31 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

c. Meyerhof diameter 0,8 m *frame* 3148

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,01451 m dan 0,01454 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,01453 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,04146 m dan 0,04145 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,04146 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.32 dan Gambar 5.33 berikut.



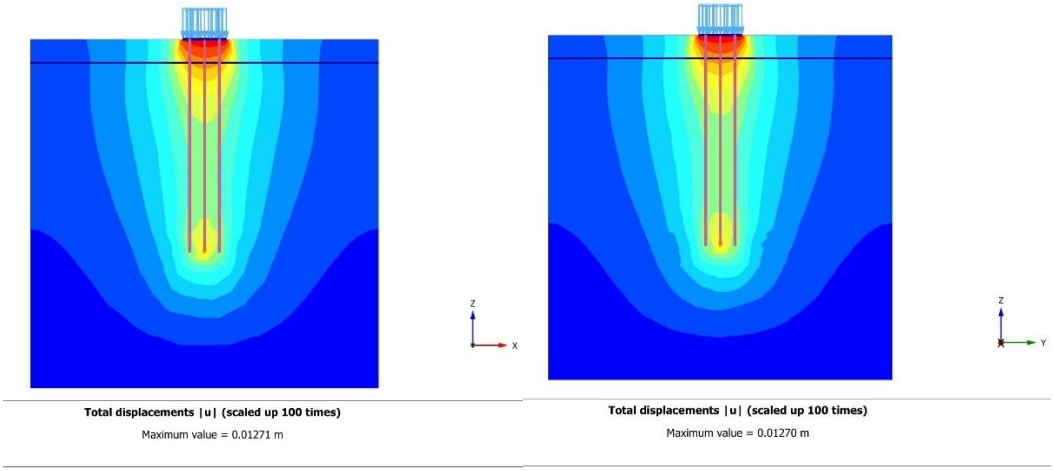
Gambar 5.32 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



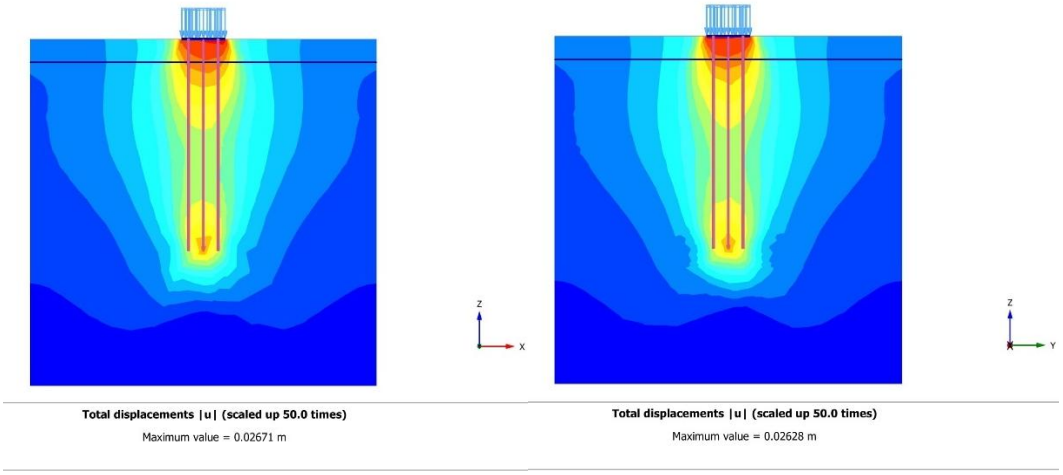
Gambar 5.33 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

d. Meyerhof diameter 0,6 m *frame* 2357

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,01271 m dan 0,01270 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,01271 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,02671 m dan 0,02628 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,02650 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.34 dan Gambar 5.35 berikut.



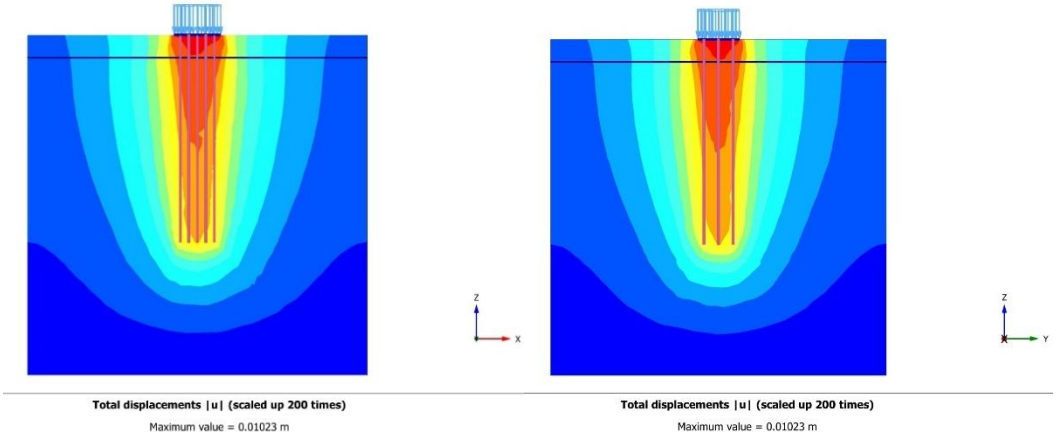
Gambar 5.34 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Tanpa Beban Gempa



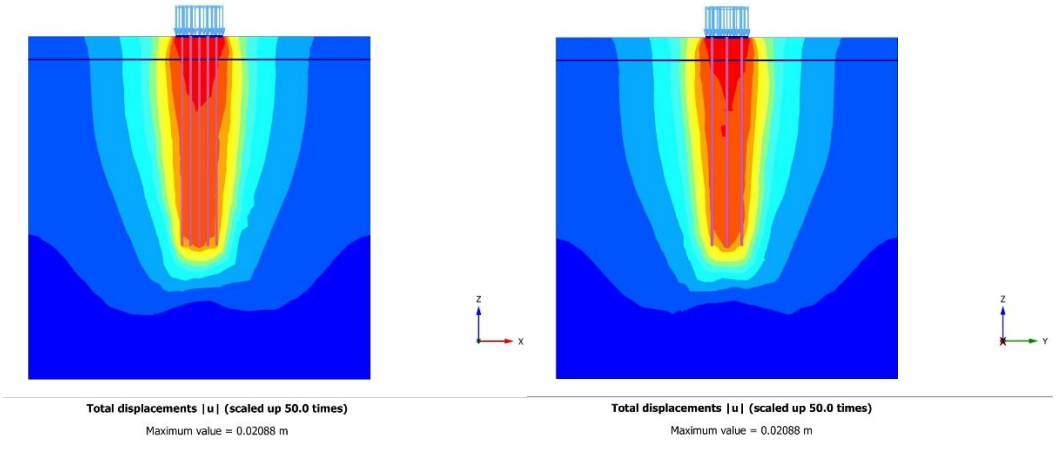
Gambar 5.35 Hasil Plaxis 3D Metode Meyerhof Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 dengan Beban Gempa

e. Reese & Wright 0,5 m *frame* 3148

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,01023 m dan 0,01023 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,01023 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,02088 m dan 0,02088 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,02088 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.36 dan Gambar 5.37 berikut.



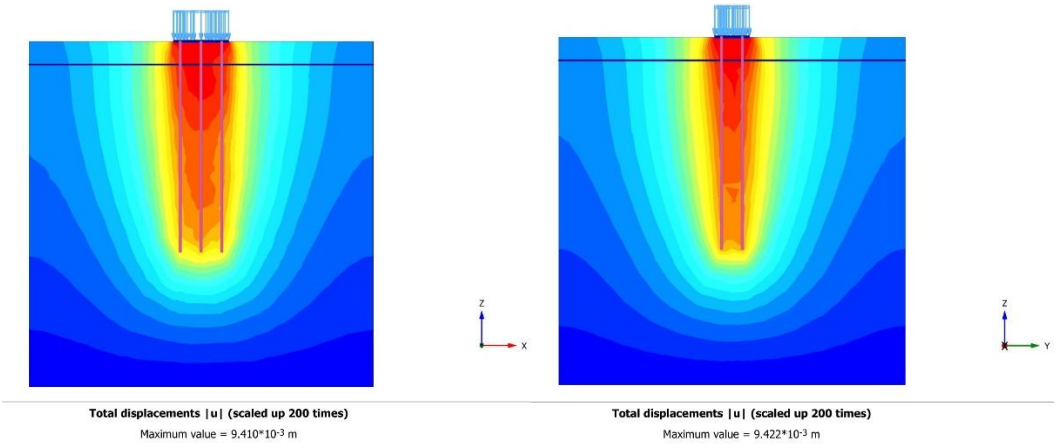
Gambar 5.36 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



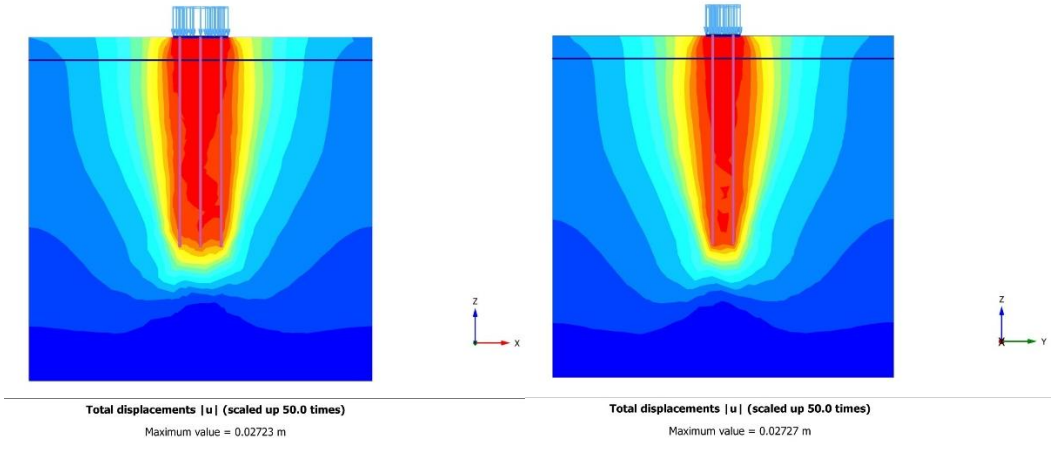
Gambar 5.37 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,5 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

f. Reese & Wright 0,6 m *frame* 3148

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,00941 m dan 0,00942 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,00942 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,02723 m dan 0,02727 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,02725 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.38 dan Gambar 5.39 berikut.



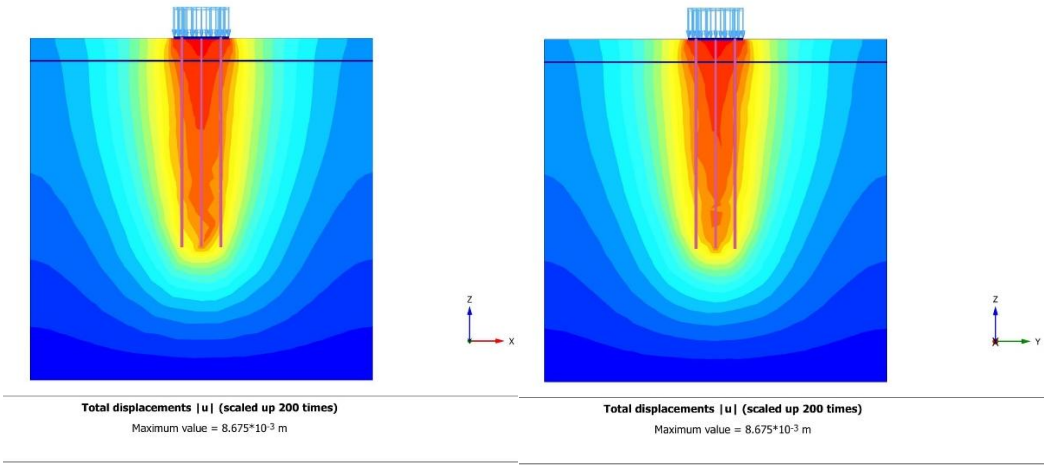
Gambar 5.38 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



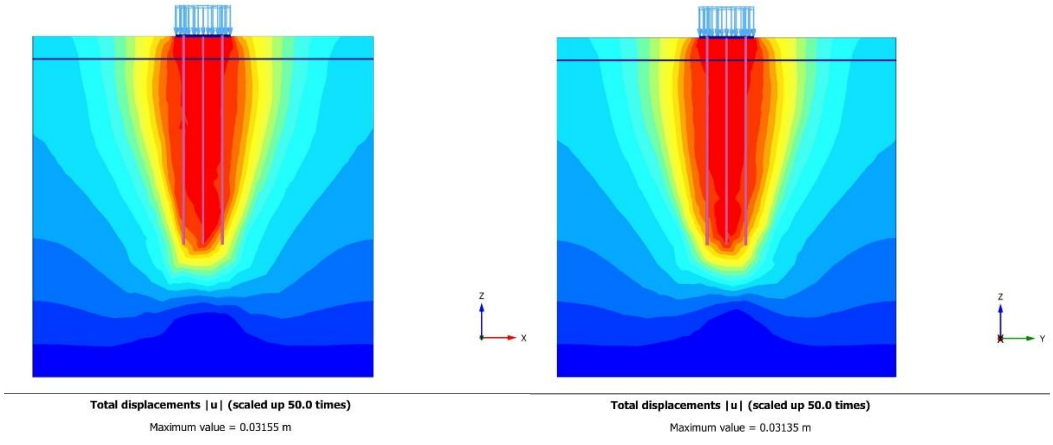
Gambar 5.39 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

g. Reese & Wright 0,8 m *frame* 3148

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,008675 m dan 0,008675 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,00868 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,03155 m dan 0,03155 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,03155 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.40 dan Gambar 5.41 berikut.



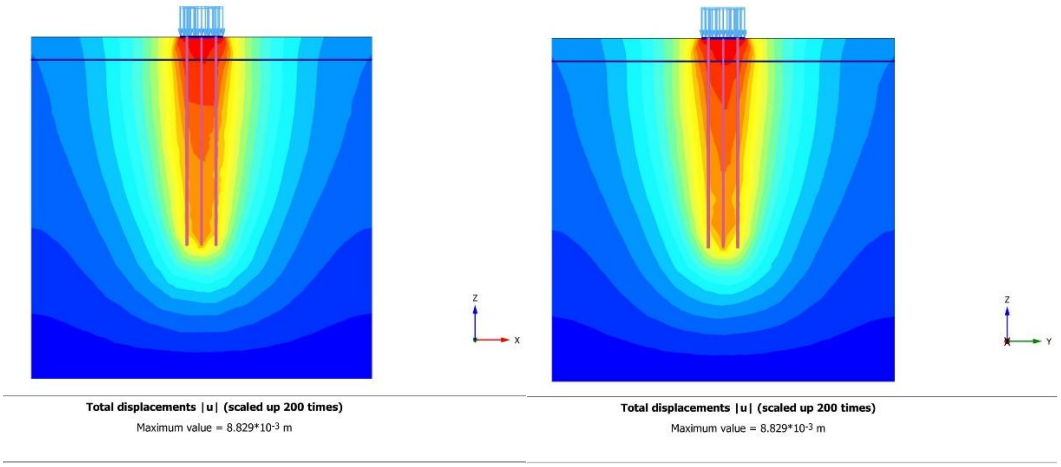
Gambar 5.40 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 Tanpa Beban Gempa



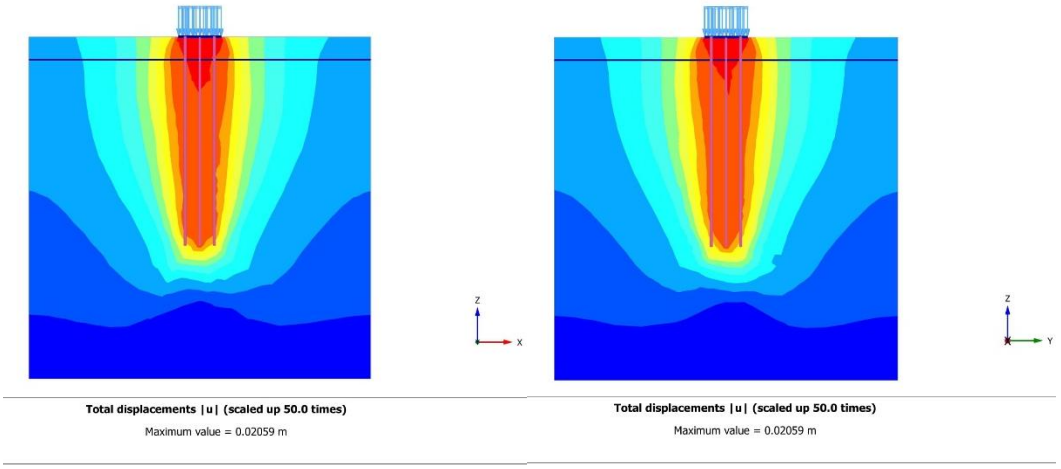
Gambar 5.41 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,8 m pada *Frame* 3148 dengan Beban Gempa

h. Reese & Wright 0,6 m *frame* 2357

Hasil analisis penurunan tiang menggunakan program Plaxis 3D tanpa beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,008829 m dan 0,008829 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,00883 m. Penurunan dengan beban gempa pada arah x dan arah y adalah 0,02059 m dan 0,02059 m, sehingga rata-rata penurunannya adalah 0,02059 m. Hasil analisis dapat dilihat pada Gambar 5.42 dan Gambar 5.43 berikut.



Gambar 5.42 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 Tanpa Beban Gempa



Gambar 5.43 Hasil Plaxis 3D Metode Reese & Wright Diameter 0,6 m pada *Frame* 2357 dengan Beban Gempa

Tabel 5.30 Rekapitulasi Hasil Penurunan dengan Plaxis 3D

Metode	Meyerhof (1956)				Reese & Wright (1977)			
Frame	3148			2357	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6	0,5	0,6	0,8	0,6
Penurunan (m)	0,01201	0,01316	0,01453	0,01271	0,01023	0,00942	0,00868	0,00883

3. Output Faktor Keamanan

Berdasarkan hasil analisis menggunakan program Plaxis 3D diketahui nilai ΣMsf yang dapat digunakan untuk mendapatkan nilai kapasitas dukung ultimit (Q_u).

$$Q_{all} = P_{all} = \frac{Q_{ult}}{\sum M_{sf}}$$

$$Q_u = Q_{all} \times \Sigma Msf$$

Hasil perhitungan kapasitas dukung ultimit (Q_u) metode Meyerhof dan metode Reese & Wright dengan nilai ΣMsf yang didapatkan dari program Plaxis 3D dapat dilihat pada Tabel 5.31 dan Tabel 5.32 berikut.

Tabel 5.31 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor Metode Meyerhof dengan Plaxis 3D

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
ΣMsf	1,874	2,050	2,331	2,008
Q_{all}	1320,384	1793,371	3001,890	1793,371
Q_u	2474,400	3676,411	6997,405	3601,090

Tabel 5.32 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Tiang Bor Metode Reese & Wright dengan Plaxis 3D

Frame	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6
ΣMsf	1,835	2,207	2,732	2,112
Q_{all}	1531,713	1904,331	2715,841	1904,331
Q_u	2810,693	4202,858	7419,678	4021,946

5.8 Pembahasan

Perencanaan fondasi menjadi salah satu bagian penting yang perlu diperhatikan dalam suatu struktur konstruksi karena fondasi berfungsi meneruskan beban struktur atas bangunan ke lapisan tanah di bawahnya. Fondasi yang baik adalah fondasi yang mampu menahan beban struktur di atasnya tanpa mengalami kegagalan dan dapat menjaga penurunan karena pergerakan tanah agar tidak melebihi batas persyaratan.

Pada proyek pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana (UKDW) penyelidikan tanah dilakukan di lokasi proyek dan di laboratorium. Penyelidikan tanah di lokasi proyek menggunakan metode *Standard Penetration Test* (SPT) pada titik BH1. Hasil penyelidikan tanah tersebut selanjutnya dianalisis untuk mendapatkan hasil perencanaan fondasi yang sesuai.

5.8.1 Hasil Analisis Struktur dengan Program SAP2000

Berdasarkan hasil analisis struktur menggunakan program SAP2000 didapatkan nilai beban aksial, gaya geser, dan momen dari *frame* yang dipilih. Dalam penelitian ini, *frame* yang dipilih adalah *frame* 2357 dan *frame* 3148. *Frame* 3148 dipilih karena menghasilkan beban aksial maksimum. Sementara itu, *frame* 2357 dipilih karena lokasi uji PDA di lapangan berada pada titik yang sama, sehingga memungkinkan dilakukan perbandingan antara hasil analisis dengan kondisi aktual di lapangan. Hasil analisis struktur dengan program SAP2000 pada kedua *frame* tersebut adalah sebagai berikut.

1. *Frame* 2357

   Beban aksial (P) = 7017,394 kN

   Gaya geser (V) = 36,508 kN

   Momen arah x (M_X) = 106,748 kNm

   Momen arah y (M_Y) = 183,490 kNm

2. *Frame* 3148

   Beban aksial (P) = 7830,050 kN

   Gaya geser (V) = 169,214 kN

   Momen arah x (Mx) = 604,652 kNm

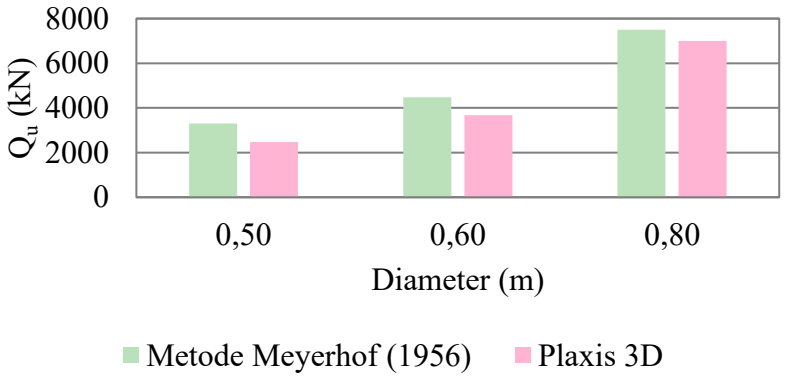
   Momen arah y (My) = 68,269 kNm

5.8.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal

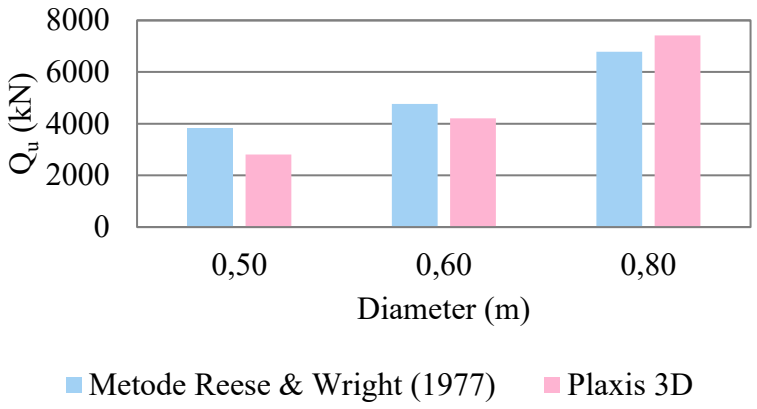
Analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor menggunakan diameter tiang sebesar 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m. Fondasi eksisting menggunakan diameter tiang sebesar 0,6 m dan panjang tiang sebesar 17 m, sehingga sebagai perbandingan dilakukan juga perhitungan pada diameter yang sama. Analisis dilakukan dengan panjang tiang mengikuti fondasi eksisting yaitu 17 m. Analisis kapasitas dukung fondasi menggunakan dua metode, yaitu metode Meyerhof dan metode Reese & Wright. Pada penelitian ini, angka aman yang digunakan dalam analisis adalah 2,5. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.33 berikut.

Tabel 5.33 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal

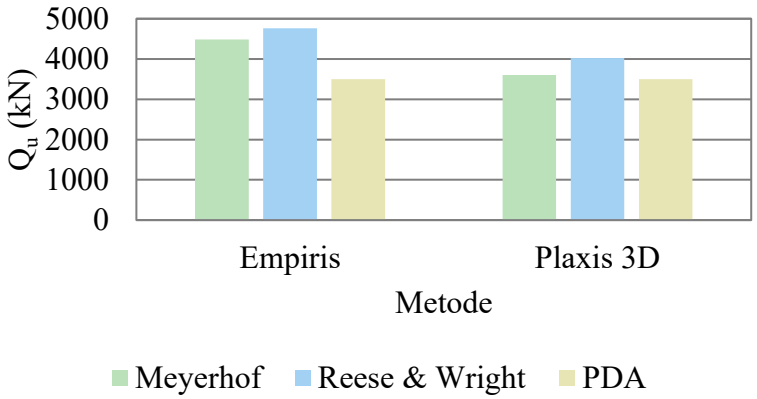
Metode	***Frame***	**Jumlah Tiang**	**Diameter**	**Panjang Tiang**	**Qu**	**Qu Plaxis 3D**
			m	**m**	**kN**	**kN**
Meyerhof	3148	8	0,5	17	3300,961	2474,400
		6	0,6	17	4483,428	3676,411
		4	0,8	17	7504,725	6997,405
	2357	5	0,6	17	4483,428	3601,090
Reese & Wright	3148	7	0,5	17	3829,283	2810,693
		6	0,6	17	4760,827	4202,858
		5	0,8	17	6789,603	7419,678
	2357	5	0,6	17	4760,827	4021,946
PDA	2357	4	0,6	17	3502,170	-



Gambar 5.44 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.45 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.46 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357

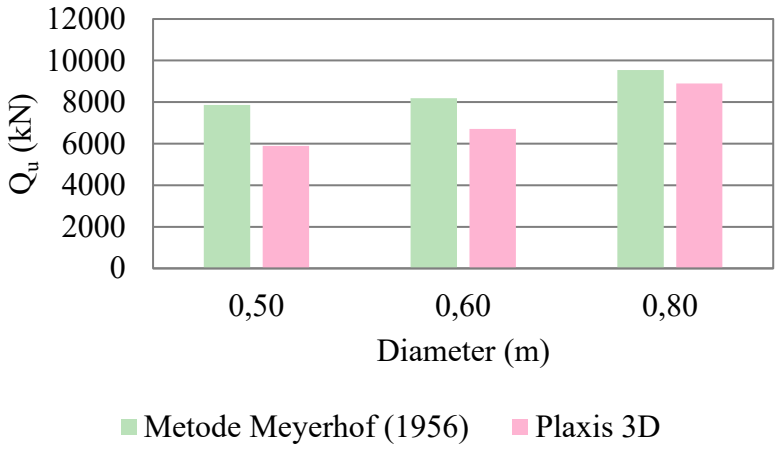
Berdasarkan Tabel 5.33, kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor metode Meyerhof dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 3300,961 kN, 4483,428 kN, dan 7504,725 kN. Untuk metode Reese & Wright dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 2810,693 kN, 4202,858 kN, dan 7419,678 kN. Kapasitas dukung ultimit eksisting fondasi dapat dilihat pada hasil PDA yang menunjukkan hasilnya lebih kecil jika dibandingkan dengan hasil metode Meyerhof dan Reese & Wright yaitu sebesar 3502,170 kN. Kapasitas dukung ultimit menggunakan program Plaxis 3D diperoleh hasil yang lebih kecil dibandingkan dengan perhitungan menggunakan metode empiris, kecuali pada tiang diameter 0,8 m metode Reese & Wright (1977).

5.8.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok

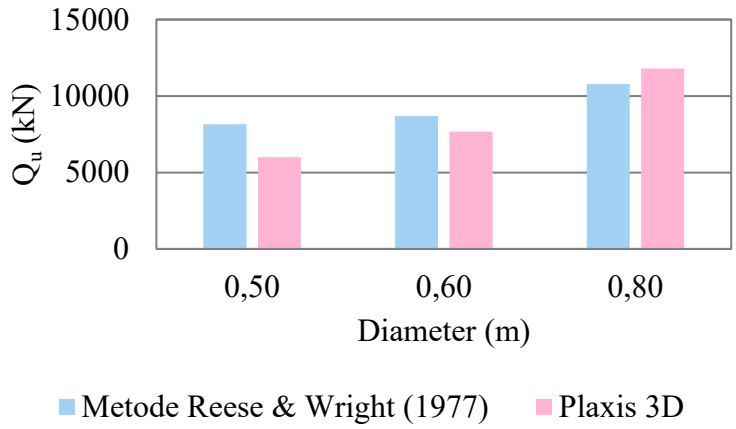
Analisis kapasitas dukung tiang kelompok pada penelitian ini menggunakan dua metode, yaitu metode Meyerhof (1956) dan metode Reese & Wright (1977). Rekapitulasi kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.34 berikut.

Tabel 5.34 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok

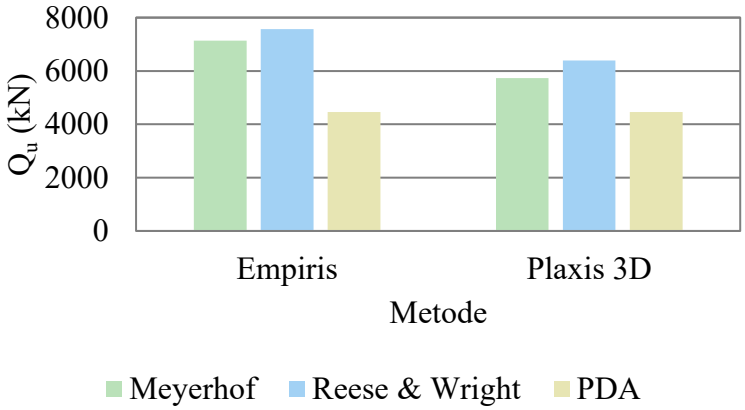
Metode	Meyerhof (1956)				Reese & Wright (1977)			
Frame	3148			2357	3148			2357
Diameter (m)	0,5	0,6	0,8	0,6	0,5	0,6	0,8	0,6
P (kN)	7830,05	7830,05	7830,05	7017,39	7830,05	7830,05	7830,05	7017,39
n (tiang)	8	6	4	5	7	6	5	5
Eg	0,744	0,761	0,795	0,795	0,761	0,761	0,795	0,795
Qg (kN)	7858,49	8188,84	9548,02	7130,15	8159,74	8695,50	10797,74	7571,31
Qg Plaxis 3D (kN)	5890,73	6714,85	8902,57	5726,94	5989,25	7676,39	11799,77	6396,24
Cek (Qg > P)	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5.47 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.48 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.49 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357

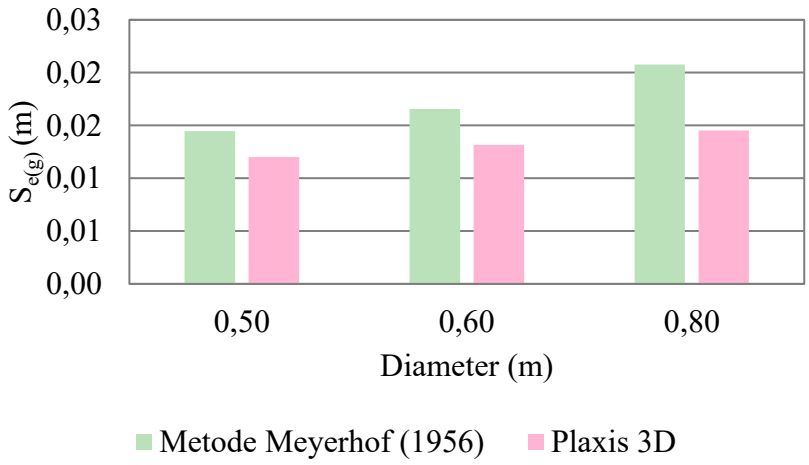
Berdasarkan Tabel 5.34, kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) metode Meyerhof dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 7858,495 kN, 8188,839 kN, dan 9548,018 kN. Untuk metode Reese & Wright dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 8159,740 kN, 8695,499 kN, dan 10797,739. Seluruh hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok dengan metode empiris maupun dengan Plaxis 3D didapatkan lebih besar dari beban aksial (P), yaitu sebesar 7830,050 kN untuk *frame* 3148 dan sebesar 7017,394 kN untuk *frame* 2357. Oleh karena itu, fondasi dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m disimpulkan aman untuk digunakan dalam pembangunan Rumah Sakit Akademik Universitas Kristen Duta Wacana.

5.8.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang Bor

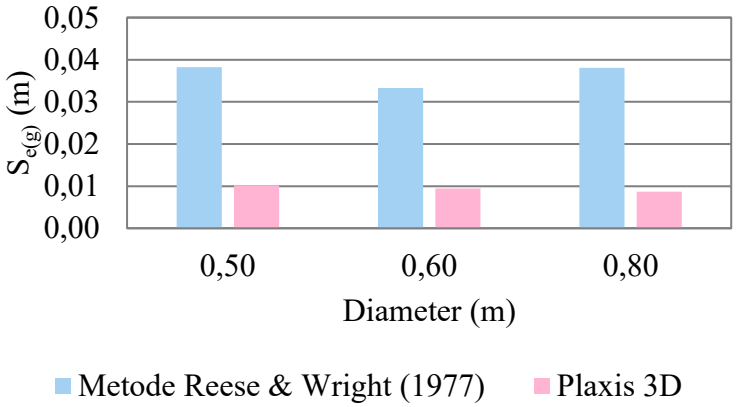
Penurunan fondasi pada suatu bangunan umumnya dipengaruhi oleh kondisi tanah, dimensi *pilecap*, dimensi fondasi, dan besar beban yang bekerja pada fondasi serta distribusi beban tersebut. Hasil analisis penurunan fondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.35 berikut.

Tabel 5.35 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor

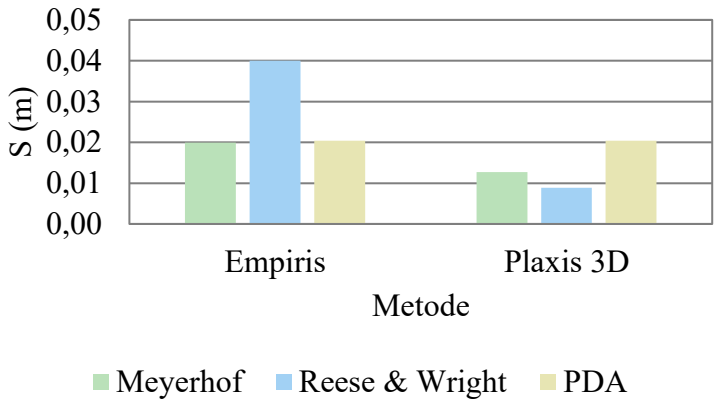
Metode	***Frame***	**Diameter**	**S_e**	**$S_{e(g)}$**	**S Plaxis 3D**
		m	**m**	**m**	**m**
Meyerhof	3148	0,5	0,00634	0,01446	0,01201
		0,6	0,00740	0,01656	0,01316
		0,8	0,00952	0,02076	0,01453
	2357	0,6	0,00796	0,01990	0,01271
Reese & Wright	3148	0,5	0,01407	0,03827	0,01023
		0,6	0,01490	0,03332	0,00942
		0,8	0,01557	0,03810	0,00868
	2357	0,6	0,01603	0,04004	0,00883



Gambar 5.50 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Meyerhof (1956) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.51 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Reese & Wright (1977) dengan Plaxis 3D pada *Frame* 3148



Gambar 5.52 Perbandingan Penurunan Fondasi Metode Empiris dan PDA pada *Frame* 2357

Berdasarkan Tabel 5.35, untuk *frame* 3148, penurunan fondasi metode Meyerhof dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 0,01446 m, 0,01656 m, dan 0,02076 m. Untuk metode Reese & Wright dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m didapatkan secara berurutan sebesar 0,03827 m, 0,03332 m, dan 0,03810 m. Pada *frame* 2357, penurunan fondasi metode Meyerhof dan Reese & Wright adalah sebesar 0,01990 m dan 0,04004 m. Berdasarkan hasil perhitungan, penurunan fondasi dengan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright menunjukkan hasil yang lebih besar jika dibandingkan dengan hasil penurunan dari Plaxis 3D. Penurunan fondasi tiang tunggal ataupun tiang kelompok dengan metode Meyerhof dan metode Reese & Wright masih

dinilai aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan dengan penurunan izin tiang tunggal dan penurunan izin tiang kelompok.

Berdasarkan hasil analisis dengan variasi diameter tiang 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m, diperoleh bahwa pada diameter 0,5 m kapasitas dukung kelompok memenuhi syarat karena kapasitas dukung kelompoknya lebih besar daripada beban rencana. Oleh karena itu, diameter 0,5 m dapat digunakan meskipun kondisi di lapangan menggunakan diameter 0,6 m. Namun, diameter tidak dapat diperkecil lagi karena selisih antara kapasitas dukung kelompok dan beban rencana pada diameter 0,5 m relatif kecil. Jika diameter dikurangi lebih lanjut, kapasitas dukung kelompok berpotensi berada di bawah beban rencana, sehingga dengan kondisi tersebut fondasi tidak aman untuk digunakan.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, kesimpulan dari penelitian pada proyek pembangunan Rumah Sakit Universitas Kristen Duta Wacana adalah sebagai berikut.

1. Fondasi aman terhadap beban aksial rencana sebesar 7830,050 kN karena kapasitas dukung tiang kelompok baik menggunakan metode Meyerhof (1956) maupun Reese & Wright (1977) dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m hasilnya lebih besar dari beban aksial rencana.
2. Hasil analisis kapasitas dukung tiang bor pada kondisi eksisting dengan diameter tiang 0,6 m dan panjang tiang 17 m menggunakan metode Meyerhof (1956) dan Reese & Wright (1977) pada *frame* 2357 untuk tiang tunggal masing-masing adalah sebesar 4483,428 kN dan 4760,827 kN, sedangkan untuk tiang kelompok masing-masing adalah sebesar 7130,151 kN dan 7571,307 kN. Kapasitas dukung tiang bor dari hasil analisis PDA lanjutan dengan CAPWAP adalah sebesar 3502,170 kN. Perbedaan hasil CAPWAP dengan perhitungan Meyerhof dan Reese & Wright masing-masing adalah 21,886% dan 26,438%.
3. Hasil analisis kapasitas dukung tiang bor menggunakan program Plaxis 3D berdasarkan metode Meyerhof (1956) dan metode Reese & Wright (1977) dengan diameter tiang 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m menunjukkan hasil yang lebih kecil jika dibandingkan dengan hasil dari perhitungan empiris, tetapi masih memenuhi syarat kapasitas dukung tiang kelompok, yaitu lebih besar dari beban aksial rencana.
4. Hasil analisis penurunan fondasi tiang tunggal dan tiang kelompok berdasarkan metode Meyerhof (1956) dan metode Reese & Wright (1977) dengan diameter tiang 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m dinilai aman karena penurunan

yang terjadi lebih kecil dibandingkan dengan penurunan izin tiang tunggal dan penurunan izin tiang kelompok.

5. Hasil analisis penurunan fondasi dengan Plaxis 3D berdasarkan metode Meyerhof (1956) dan metode Reese & Wright (1977) dengan diameter tiang 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m dinilai aman karena penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan dengan penurunan izin tiang tunggal dan penurunan izin tiang kelompok.
6. Berdasarkan hasil analisis tiang bor dengan variasi diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,8 m, diperoleh bahwa tiang bor dengan diameter 0,5 m sudah memenuhi syarat karena kapasitas dukung kelompok lebih besar dari beban rencana, meskipun selisihnya relatif kecil. Dengan demikian, diameter 0,5 m dapat digunakan meskipun di lapangan dipakai 0,6 m. Penggunaan diameter lebih kecil juga memberikan keuntungan efisiensi material dan biaya, namun tidak disarankan untuk dikurangi lagi karena berisiko membuat kapasitas dukung berada di bawah beban rencana.

6.2 Saran

Berdasarkan hasil analisis yang telah dilakukan, penelitian ini dapat dikembangkan lebih lanjut melalui beberapa saran sebagai berikut.

1. Perhitungan dapat menggunakan metode lain agar hasil perbandingan lebih beragam.
2. Penggunaan data tanah yang lebih lengkap agar hasil analisis lebih akurat.
3. Variasi tiang yang dianalisis tidak hanya pada diameter, tetapi juga pada panjang tiang.
4. Analisis dapat dilakukan dengan *software* lain selain Plaxis 3D seperti Midas GTS NX untuk mendapatkan hasil pembanding.

DAFTAR PUSTAKA

Athazalni, D. I. 2024. Bearing Capacity Analysis of Bored Pile Foundation and Settlement on Clay Soil. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2008. *SNI 4153:2008 Cara uji penetrasi lapangan dengan SPT*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2017. *SNI 8459:2017 Metode Uji Fondasi Dalam dengan High-Strain Dynamic Pile (HSDP)*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2019a. *SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2019b. *SNI 2847:2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Jakarta.

Badan Standardisasi Nasional. 2020. *SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum dan Kriteria Terkait untuk Bangunan Gedung dan Struktur Lain*. Jakarta.

Bowles, J. E. 1997. *Analisa dan Desain Pondasi*, 4th ed. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Das, B. M. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Terjemahan oleh Noor Endah Mochtar dan lndrasurya B. Mochtar. Penerbit Erlangga. Jakarta.

Fajri Nurul Hakim, M., & Abdul Hadi, M. 2023. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Berdasarkan Data N-SPT Diverifikasi dengan Nilai PDA dan CAPWAP. *Proceeding Civil Engineering Research Forum*. Yogyakarta. Juli:236–247.

Hardiyatmo, H. C. 1996. *Teknik Fondasi 1*. PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 1*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah 2*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Fondasi 2*. Beta Offset. Yogyakarta.

Khairunnisa, J. 2025. Analisis Daya Dukung Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data SPT pada Proyek Pembangunan RSUD Kota Yogyakarta. *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Rahardjo, P. P. 2000. *Manual Pondasi Tiang*. Program Pasca Sarjana Teknik Sipil Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.

Sari, U. C., Pratama, M. M. A., Atpriyanti, D. N., & Negoro, N. A. 2023. The Bearing Capacity Analysis of Deep Foundation based on In-situ Dynamic Penetration Test Compared to Pile Driving Analyzer (PDA). *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, *1203*(1). https://doi.org/10.1088/1755-1315/1203/1/012017

Sosrodarsono, S., & Nakazawa, K. 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. PT Pradnya Paramita. Jakarta.

Tamimi, F. 2020. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Pondasi Bored Pile (Studi Kasus Gedung IAIN Purwokerto, Jawa Tengah). *Tugas Akhir*. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Yelvi, Habibie, M. F., & Agung, P. A. M. 2022. Perbandingan Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Menggunakan Metode Reese & Wright dan Meyerhof. *Construction and Material Journal*. Vol.4 No.3:191-198. Jakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek



Lampiran 2 Data Bor Log

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

Boring Number:
BH - 1

BOR LOG

CLIENT: YAYASAN PERGURUAN TINGGI KRISTEN DUTA WACANA
PROJECT CONTRACT NUMBER: 031/LMKT/FT.UAJY/05/2023

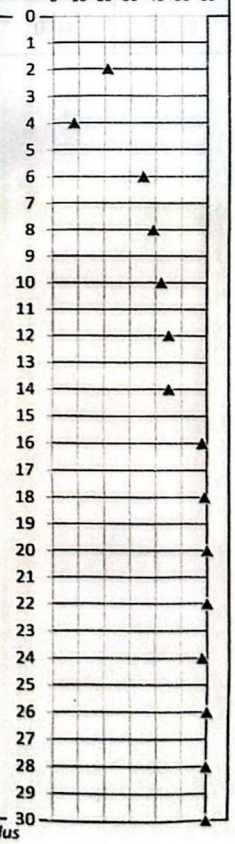
PROJECT TITLE : Rumah Sakit Pendidikan Duta Wacana Yogyakarta
PROJECT LOCATION : Jalan Wates KM 13,5 Desa Argorejo, Kecamatan Sedayu, Bantul, D.I. Yogyakarta

DATE STARTED: 21 Agustus 2023
DATE COMPLETED : 21 Agustus 2023
DRILLING CONTRACTOR: SOIL MECH. LAB. UAJY
DRILLING METHOD: ROTARY SPINDLE, SKID MOUNTED TYPE
LOGGED BY: RIYANTO, CS.
CHECKED BY: SOIL MECH. LAB, UAJY

GROUND ELEVATION : -0,50 m from road level
HOLE SIZE : 7.295cm
GROUND WATER LEVEL : -2,00 from ground level
WEATHER CONDITION : FINE
ESTIMATED SEASONAL HIGH :

Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value) N1	N2	N3	Nv	Water Level Elevation (m)
1		Lempung pasir (abu-abu)	2						
2					4	8	13	21	2.00
3		Pasir sedang (coklat, merah)	1						
4		Pasir halus (coklat, abu-abu)	2		2	4	4	8	
5				I					
6		Pasir sedang (coklat, abu-abu)	9		8	15	20	35	
7									
8					10	17	22	39	
9									
10				II	12	18	24	42	
11									
12					12	18	27	45	
13									
14					12	16	29	45	
15		Pasir kasar (coklat, abu-abu)	6						
16					16	22	36	58	
17									
18					16	24	35	59	
19									
20					17	22	38	60	
21		Pasir kerikil (abu-abu)	10						
22					19	24	36	60	
23									
24					19	23	35	58	
25									
26					19	25	35	60	
27									
28					21	27	33	60	
29									
30					21	26	34	60	

SPT Value



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

Lampiran 3 Hasil Pengujian Laboratorium

Bored Hole		BH1	
Kedalaman z (m)		**-5,0**	**-10,0**
Jenis tanah	USCS	SP	SM/SP
Water Content	(%)	28,050	31,740
Specific Gravity	G	2,650	2,640
Moisture Unit Weight	gb (gr/cm^3)	1,840	1,860
Dry Unit Weight	gk (gr/cm^3)	1,437	1,412
Direct Shear Test	c (kg/cm^2)	0,032	0,042
	θ°	32,988	35,375
Degree of Saturation	-	0,881	0,963

Catatan,

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

Lampiran 4 Hasil Analisis Struktur SAP2000 *Frame* 3148

TABLE: Element Forces - Frames								
Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN-m	KN-m
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7830,05	-169,214	-604,6517	-68,2691
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7830,05	-169,214	-604,6517	-68,2691
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7830,05	-169,214	-604,6517	-68,2691
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7830,05	-169,214	-604,6517	-68,2691
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7794,036	-169,214	-395,9695	-266,9633
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7794,036	-169,214	-395,9695	-266,9633
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7794,036	-169,214	-395,9695	-266,9633
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7794,036	-169,214	-395,9695	-266,9633
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7758,022	-169,214	-199,8006	-492,1067
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7758,022	-169,214	-199,8006	-492,1067
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7758,022	-169,214	-199,8006	-492,1067
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7758,022	-169,214	-199,8006	-492,1067
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6722,52	-282,469	-398,3556	-54,2683
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6722,52	-282,469	-398,3556	-54,2683
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6722,52	-282,469	-398,3556	-54,2683
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6722,52	-282,469	-398,3556	-54,2683
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6686,506	-282,469	-277,3311	-442,2376
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6686,506	-282,469	-277,3311	-442,2376
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6686,506	-282,469	-277,3311	-442,2376
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6686,506	-282,469	-277,3311	-442,2376
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6650,492	-282,469	-188,4495	-847,1714
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6650,492	-282,469	-188,4495	-847,1714
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6650,492	-282,469	-188,4495	-847,1714
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6650,492	-282,469	-188,4495	-847,1714
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5273,962	-172,775	-584,2927	-67,2515
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5273,962	-172,775	-584,2927	-67,2515
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5273,962	-172,775	-584,2927	-67,2515
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5273,962	-172,775	-584,2927	-67,2515
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5253,863	-172,775	-399,8219	-260,3377
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5253,863	-172,775	-399,8219	-260,3377
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5253,863	-172,775	-399,8219	-260,3377
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5253,863	-172,775	-399,8219	-260,3377
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5233,764	-172,775	-227,8643	-479,873
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5233,764	-172,775	-227,8643	-479,873
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-5233,764	-172,775	-227,8643	-479,873
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-5233,764	-172,775	-227,8643	-479,873
3148	0	1,2 D + 1,6 L	Combination		-4849,211	0,442	-39,7465	-7,7892
3148	1,575	1,2 D + 1,6 L	Combination		-4817,147	0,442	7,2151	-8,4852
3148	3,15	1,2 D + 1,6 L	Combination		-4785,082	0,442	54,1767	-9,1812
3148	0	1,4 D	Combination		-4303,992	-29,782	-40,6447	-34,9156
3148	1,575	1,4 D	Combination		-4266,583	-29,782	5,9583	11,9908
3148	3,15	1,4 D	Combination		-4229,174	-29,782	52,5614	58,8972
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4166,432	-286,03	-377,9966	-53,2508
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4166,432	-286,03	-377,9966	-53,2508
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4166,432	-286,03	-377,9966	-53,2508
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4166,432	-286,03	-377,9966	-53,2508
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4146,332	-286,03	-281,1834	-435,612
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4146,332	-286,03	-281,1834	-435,612
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4146,332	-286,03	-281,1834	-435,612
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4146,332	-286,03	-281,1834	-435,612

3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4126,233	-286,03	-216,5131	-834,9377
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4126,233	-286,03	-216,5131	-834,9377
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-4126,233	-286,03	-216,5131	-834,9377
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-4126,233	-286,03	-216,5131	-834,9377
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-3014,603	257,588	313,9619	14,7139
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-3014,603	257,588	313,9619	14,7139
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-3014,603	257,588	313,9619	14,7139
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-3014,603	257,588	313,9619	14,7139
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2978,589	257,588	291,4384	441,8713
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2978,589	257,588	291,4384	441,8713
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2978,589	257,588	291,4384	441,8713
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2978,589	257,588	291,4384	441,8713
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2942,575	257,588	301,0578	885,9932
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2942,575	257,588	301,0578	885,9932
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2942,575	257,588	301,0578	885,9932
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2942,575	257,588	301,0578	885,9932
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1907,073	144,333	520,258	28,7147
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1907,073	144,333	520,258	28,7147
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1907,073	144,333	520,258	28,7147
3148	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1907,073	144,333	520,258	28,7147
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1871,059	144,333	410,0768	266,597
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1871,059	144,333	410,0768	266,597
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1871,059	144,333	410,0768	266,597
3148	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1871,059	144,333	410,0768	266,597
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1835,045	144,333	312,4089	530,9285
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1835,045	144,333	312,4089	530,9285
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-1835,045	144,333	312,4089	530,9285
3148	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-1835,045	144,333	312,4089	530,9285
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-458,515	254,027	334,3209	15,7314
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-458,515	254,027	334,3209	15,7314
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-458,515	254,027	334,3209	15,7314
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-458,515	254,027	334,3209	15,7314
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-438,416	254,027	287,5861	448,497
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-438,416	254,027	287,5861	448,497
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-438,416	254,027	287,5861	448,497
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-438,416	254,027	287,5861	448,497
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-418,317	254,027	272,9941	898,2269
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-418,317	254,027	272,9941	898,2269
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-418,317	254,027	272,9941	898,2269
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-418,317	254,027	272,9941	898,2269
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	649,015	140,772	540,6171	29,7322
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	649,015	140,772	540,6171	29,7322
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	649,015	140,772	540,6171	29,7322
3148	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	649,015	140,772	540,6171	29,7322
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	669,114	140,772	406,2245	273,2226
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	669,114	140,772	406,2245	273,2226
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	669,114	140,772	406,2245	273,2226
3148	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	669,114	140,772	406,2245	273,2226
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	689,214	140,772	284,3453	543,1623
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	689,214	140,772	284,3453	543,1623
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	689,214	140,772	284,3453	543,1623
3148	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	689,214	140,772	284,3453	543,1623

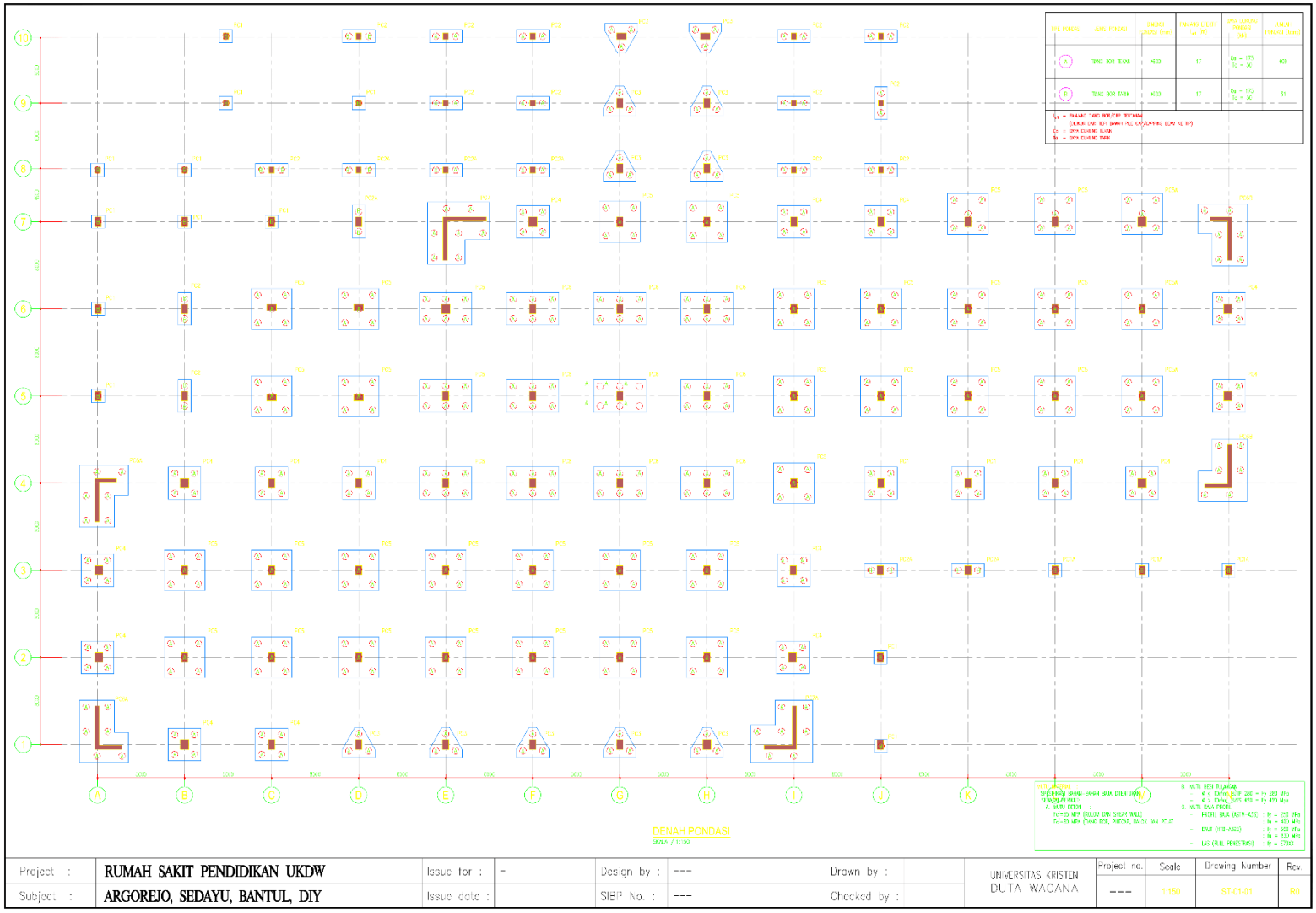
Lampiran 5 Hasil Analisis Struktur SAP2000 *Frame* 2357

TABLE: Element Forces - Frames

Frame	Station	OutputCase	CaseType	StepType	P	V2	V3	T	M2	M3
Text	m	Text	Text	Text	KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7017,394	-36,508	-25,343	-25,1109	-106,7479	-183,4898
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7017,394	-36,508	-25,343	-25,1109	-106,7479	-183,4898
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-7017,394	-36,508	-25,343	-25,1109	-106,7479	-183,4898
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-7017,394	-36,508	-25,343	-25,1109	-106,7479	-183,4898
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-6990,383	-36,508	-25,343	-25,1109	-105,1666	-219,1009
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-6990,383	-36,508	-25,343	-25,1109	-105,1666	-219,1009
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-6990,383	-36,508	-25,343	-25,1109	-105,1666	-219,1009
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-6990,383	-36,508	-25,343	-25,1109	-105,1666	-219,1009
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-6963,373	-36,508	-25,343	-25,1109	-115,5209	-269,9005
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-6963,373	-36,508	-25,343	-25,1109	-115,5209	-269,9005
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-6963,373	-36,508	-25,343	-25,1109	-115,5209	-269,9005
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-6963,373	-36,508	-25,343	-25,1109	-115,5209	-269,9005
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6952,433	-56,555	-37,074	-29,8323	-75,327	-270,34
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6952,433	-56,555	-37,074	-29,8323	-75,327	-270,34
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6952,433	-56,555	-37,074	-29,8323	-75,327	-270,34
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6952,433	-56,555	-37,074	-29,8323	-75,327	-270,34
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6925,423	-56,555	-37,074	-29,8323	-67,1533	-352,8161
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6925,423	-56,555	-37,074	-29,8323	-67,1533	-352,8161
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6925,423	-56,555	-37,074	-29,8323	-67,1533	-352,8161
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6925,423	-56,555	-37,074	-29,8323	-67,1533	-352,8161
2357	0	1,2 D + 1,6 L	Combination		-6902,751	4,926	-5,208	-15,9017	-5,1821	12,6671
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6898,412	-56,555	-37,074	-29,8323	-93,784	-445,0262
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6898,412	-56,555	-37,074	-29,8323	-93,784	-445,0262
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-6898,412	-56,555	-37,074	-29,8323	-93,784	-445,0262
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-6898,412	-56,555	-37,074	-29,8323	-93,784	-445,0262
2357	1,575	1,2 D + 1,6 L	Combination		-6878,703	4,926	-5,208	-15,9017	3,02	4,9092
2357	3,15	1,2 D + 1,6 L	Combination		-6854,654	4,926	-5,208	-15,9017	11,2221	-2,8487
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6474,266	61,857	26,424	0,8614	63,4932	288,8458
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6474,266	61,857	26,424	0,8614	63,4932	288,8458
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6474,266	61,857	26,424	0,8614	63,4932	288,8458
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6474,266	61,857	26,424	0,8614	63,4932	288,8458
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6447,256	61,857	26,424	0,8614	72,0943	362,9724
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6447,256	61,857	26,424	0,8614	72,0943	362,9724
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6447,256	61,857	26,424	0,8614	72,0943	362,9724
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6447,256	61,857	26,424	0,8614	72,0943	362,9724
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6420,245	61,857	26,424	0,8614	115,4998	446,833
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6420,245	61,857	26,424	0,8614	115,4998	446,833
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-6420,245	61,857	26,424	0,8614	115,4998	446,833
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-6420,245	61,857	26,424	0,8614	115,4998	446,833
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6409,306	41,809	14,692	-3,86	94,9141	201,9955
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6409,306	41,809	14,692	-3,86	94,9141	201,9955
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6409,306	41,809	14,692	-3,86	94,9141	201,9955
2357	0	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6409,306	41,809	14,692	-3,86	94,9141	201,9955
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6382,296	41,809	14,692	-3,86	110,1075	229,2571
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6382,296	41,809	14,692	-3,86	110,1075	229,2571
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6382,296	41,809	14,692	-3,86	110,1075	229,2571
2357	1,575	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6382,296	41,809	14,692	-3,86	110,1075	229,2571
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6355,285	41,809	14,692	-3,86	137,2366	271,7073
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6355,285	41,809	14,692	-3,86	137,2366	271,7073
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-6355,285	41,809	14,692	-3,86	137,2366	271,7073
2357	3,15	(1,2 + 0,2 SDS) D + 1,0 L - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-6355,285	41,809	14,692	-3,86	137,2366	271,7073
2357	0	1,4 D	Combination		-5618,572	-1,002	-4,849	-10,6484	-6,2719	3,1287
2357	1,575	1,4 D	Combination		-5590,516	-1,002	-4,849	-10,6484	1,3653	4,707
2357	3,15	1,4 D	Combination		-5562,459	-1,002	-4,849	-10,6484	9,0024	6,2853
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3322,822	-39,697	-22,623	-16,3467	-104,2008	-191,0617
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3322,822	-39,697	-22,623	-16,3467	-104,2008	-191,0617
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3322,822	-39,697	-22,623	-16,3467	-104,2008	-191,0617
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3322,822	-39,697	-22,623	-16,3467	-104,2008	-191,0617
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3307,748	-39,697	-22,623	-16,3467	-106,9035	-221,65
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3307,748	-39,697	-22,623	-16,3467	-106,9035	-221,65
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3307,748	-39,697	-22,623	-16,3467	-106,9035	-221,65
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3307,748	-39,697	-22,623	-16,3467	-106,9035	-221,65
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3292,673	-39,697	-22,623	-16,3467	-121,5419	-267,4269

2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3292,673	-39,697	-22,623	-16,3467	-121,5419	-267,4269
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Min	-3292,673	-39,697	-22,623	-16,3467	-121,5419	-267,4269
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Min	-3292,673	-39,697	-22,623	-16,3467	-121,5419	-267,4269
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3257,862	-59,744	-34,354	-21,0681	-72,7799	-277,9119
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3257,862	-59,744	-34,354	-21,0681	-72,7799	-277,9119
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3257,862	-59,744	-34,354	-21,0681	-72,7799	-277,9119
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3257,862	-59,744	-34,354	-21,0681	-72,7799	-277,9119
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3242,788	-59,744	-34,354	-21,0681	-68,8902	-355,3653
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3242,788	-59,744	-34,354	-21,0681	-68,8902	-355,3653
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3242,788	-59,744	-34,354	-21,0681	-68,8902	-355,3653
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3242,788	-59,744	-34,354	-21,0681	-68,8902	-355,3653
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3227,713	-59,744	-34,354	-21,0681	-99,805	-442,5526
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3227,713	-59,744	-34,354	-21,0681	-99,805	-442,5526
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Min	-3227,713	-59,744	-34,354	-21,0681	-99,805	-442,5526
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Min	-3227,713	-59,744	-34,354	-21,0681	-99,805	-442,5526
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2779,695	58,667	29,144	9,6256	66,0403	281,2739
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2779,695	58,667	29,144	9,6256	66,0403	281,2739
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2779,695	58,667	29,144	9,6256	66,0403	281,2739
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2779,695	58,667	29,144	9,6256	66,0403	281,2739
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2764,621	58,667	29,144	9,6256	70,3573	360,4233
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2764,621	58,667	29,144	9,6256	70,3573	360,4233
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2764,621	58,667	29,144	9,6256	70,3573	360,4233
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2764,621	58,667	29,144	9,6256	70,3573	360,4233
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2749,546	58,667	29,144	9,6256	109,4788	449,3066
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2749,546	58,667	29,144	9,6256	109,4788	449,3066
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX + 0,39 RSY	Combination	Max	-2749,546	58,667	29,144	9,6256	109,4788	449,3066
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 1,3 RSX - 0,39 RSY	Combination	Max	-2749,546	58,667	29,144	9,6256	109,4788	449,3066
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2714,735	38,62	17,412	4,9042	97,4612	194,4237
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2714,735	38,62	17,412	4,9042	97,4612	194,4237
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2714,735	38,62	17,412	4,9042	97,4612	194,4237
2357	0	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2714,735	38,62	17,412	4,9042	97,4612	194,4237
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2699,661	38,62	17,412	4,9042	108,3706	226,708
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2699,661	38,62	17,412	4,9042	108,3706	226,708
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2699,661	38,62	17,412	4,9042	108,3706	226,708
2357	1,575	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2699,661	38,62	17,412	4,9042	108,3706	226,708
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2684,586	38,62	17,412	4,9042	131,2156	274,1809
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D + 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2684,586	38,62	17,412	4,9042	131,2156	274,1809
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX + 1,3 RSY	Combination	Max	-2684,586	38,62	17,412	4,9042	131,2156	274,1809
2357	3,15	(0,9 - 0,2 SDS) D - 0,39 RSX - 1,3 RSY	Combination	Max	-2684,586	38,62	17,412	4,9042	131,2156	274,1809

Lampiran 6 Denah Fondasi



Project :	RUMAH SAKIT PENDIDIKAN UKDW	Issue for :	-	Design by :	---	Drawn by :	UNIVERSITAS KRISTEN DUTA WACANA
Subject :	ARGOREJO, SEDAYU, BANTUL, DIY	Issue date :		SIBP No. :	---	Checked by :	

Project no.	Scale	Drawing Number	Rev.
---	1:150	ST-01-01	R0

Lampiran 7 Detail Penulangan Tiang Bor

