TUGAS AKHIR

EVALUASI PERUBAHAN FONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG PASCASARJANA UNIVERSITAS SANATA DHARMA

(EVALUATION OF FOUNDATION CHANGES FOR THE SANATA DHARMA UNIVERSITY POSTGRADUATE BUILDING PROJECT)

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

Muhammad Nuzul Shalahuddin
21511219

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

2025

TUGAS AKHIR

EVALUASI PERUBAHAN FONDASI PADA PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG PASCASARJANA UNIVERSITAS SANATA DHARMA

(EVALUATION OF FOUNDATION CHANGES FOR THE SANATA DHARMA UNIVERSITY POSTGRADUATE BUILDING PROJECT)

Disusun oleh

Muhammad Nuzul Shalahuddin
21511219

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

Diuji pada tanggal 4 November 2025

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing	Penguji I	Penguji II
isa Nur Amalina, S.T., M.Eng.	**Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T.**	**Astriana Hardawati, S.T., M.Eng.**
P : 215111305	**NIP : 045110407**	**NIP : 165111301**

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

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

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Dengan ini, saya menyatakan bahwa laporan Tugas Akhir yang saya buat sebagai syarat untuk menyelesaikan program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia adalah hasil karya saya sendiri. Bagian-bagian tertentu yang saya kutip dari karya orang lain telah saya cantumkan sumbernya dengan jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan bahwa sebagian atau seluruh laporan ini bukan merupakan hasil karya saya sendiri atau terdapat plagiasi, saya siap menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya peroleh, sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, 4 November 2025

Yang membuat pernyataan,



Muhammad Nuzul Shalahuddin

(21511219)

KATA PENGANTAR

Alhamdullillah puji syukur selalu tercurahkan atas kehadiran Allah SWT yang telah melimpahkan hidayahnya dan memberi saya kesempatan dalam menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Evaluasi Perubahan Fondasi Dalam menjadi Fondasi Dangkal Pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang saya buat ini. Laporan ini disusun untuk memenuhi syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta..

Di kesempatan ini saya mengucapkan terima kasih kepada pihak-pihak yang telah memberi bantuan dan juga bimbingannya kepada saya, semoga Allah SWT selalu memberikan pertolongan, petunjuk, kelancaran, kemudahan, dan keberkahan lainnya dalam setiap perjalanan hidup Saudara/Bapak/Ibu sekalian. Ucapan terima kasih ini saya tunjukkan kepada:

1. Ibunda terkasih, tersayang, dan tercantik Zulfaidhah, Bapak Rasman, Adik Amilah Nurfaizah, serta keluarga besar atas cinta, dukungan, motivasi, dan do'a yang selalu diberikan dalam menyelesaikan Studi Sarjana ini.
2. Ibu Anisa Nur Amalia S.T., M.Eng. selaku Dosen Pembimbing yang telah membimbing, mengarahkan, dan membantu saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Dr. Hanindya Kusuma Artati, S.T., M. T. selaku Dosen Penguji I dalam sidang Tugas Akhir ini.
4. Astriana Hardawati, S.T., M.Eng. selaku Dosen Penguji II dalam sidang Tugas Akhir ini.
5. Ibu Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.(Eng).,IPM selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

6. Seluruh dosen Universitas Islam Indonesia terutama dosen program studi Teknik Sipil yang telah berbagi dan memberikan ilmunya kepada saya selama berkuliah di sini.
7. Rekan - rekan seperjuangan saya Rany Wijayanti, Yafi Dzakia Muttaqin, Muhammad Firdaus Sani Wijaya Kusuma, Ghina Hanifah Farza, dan Alfina Alflah Aribah yang telah banyak membantu dan menemani saya dalam bertukar ilmu, permasalahan, dan penyelasain selama berkuliah.
8. Yayasan Sanata Dharma, PT. Arsigraphi, dan PT. Rahayu *Trade and Conctractors* yang telah mengizinkan saya melakukan praktik kerja dan pengambilan data untuk mendukung pengerjaan Tugas Akhir ini.
9. Manchester United yang telah menemani saya dalam kehidupan selama berkuliah, Manchester *is red, Glory – Glory Man United.*

Saya menyadari bahwa Tugas Akhir ini masih belum sempurna dan terdapat kesalahan, oleh karenanya penulis mengharapkan krtitik dan saran dalam menyempurnakan Tugas Akhir ini. Saya mengharapkan laporan ini dapat diterima sebagai ketentuan yang disyaratkan, serta dapat bermanfaat bagi pembacanya.

Yogyakarta, 4 November 2025

Penulis,



Muhammad Nuzul Shalahuddin

(21511219)

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI iii
KATA PENGANTAR iv
DAFTAR ISI vi
DAFTAR TABEL x
DAFTAR GAMBAR xiv
DAFTAR LAMPIRAN xvii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN xviii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 5
1.3 Tujuan Penelitian 5
1.4 Manfaat Penelitian 5
1.5 Batasan Penelitian 5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 7
2.1 Perbandingan Kapasitas daan Penurunan pada Fondasi Dangkal dan Fondasi Dalam 7
2.2.1 Penurunan dan Daya Dukung Fondasi Dangkal 8
2.2.2 Penurunan dan Daya Dukung Fondasi Dalam 8
2.2.3 Perbandingan Kapasitas dan Penurunan pada Fondasi Dangkal dan Fondasi Dalam 11
2.2 Perbandingan Penelitian Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Dangkal dan Dalam 14
BAB III LANDASAN TEORI 21
3.1 Definisi Tanah 21

3.2 Klasifikasi Tanah 22
3.3 Parameter Tanah 23
3.3.1 Angka Pori 25
3.3.2 Porositas 25
3.3.3 Kadar Air 25
3.3.4 Derajat Kejenuhan 26
3.3.5 Berat Jenis Tanah Basah 26
3.3.6 Berat Jenis Tanah Kering 26
3.3.7 Kohesi 27
3.4 Konsistensi Tanah 30
3.5 Pembebanan Struktur 30
3.5.1 Beban Hidup 30
3.5.2 Beban Mati 31
3.5.3 Beban Gempa 31
3.6 Definisi Fondasi 43
3.7 Definisi Fondasi Dangkal 44
3.8 Daya Dukung Tanah pada Fondasi Dangkal 44
3.8.1 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak 45
3.8.2 Analisis Kontrol Tegangan yang Terjadi 48
3.9 Analisis Penurunan Fondasi Tapak 48
3.10 Definisi Fondasi Dalam 51
3.11 Kapasitas Dukung Tiang 52
3.11.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Uji SPT 53
3.11.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Uji CPT 57
3.11.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 62
3.12 Konsolidasi dan Penurunan 66
3.12.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal 68
3.12.2 Penurunan Fondasi Kelompok Tiang 73
3.12.3 Penurunan yang Diizinkan 74
3.13 Pemodelan *Software* 74
3.13.1 SAP2000 V.22 74

3.13.2 PLAXIS 2D V.21 75
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN 78
4.1 Tinjauan Umum 78
4.2 Lokasi Penelitian 78
4.3 Data Penelitian 79
4.3.1 Data Umum Proyek 79
4.3.2 Spesifikasi Umum Material 80
4.4 Tahapan Penelitian 80
4.5 Bagan Alir Penelitian 81
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN 85
5.1 Tinjauan Umum 85
5.2 Pembebanan Struktur 86
5.2.1 Peraturan Pembebanan 86
5.2.2 Kombinasi Pembebanan 86
5.2.3 Beban Mati 87
5.2.4 Beban Hidup 88
5.2.5 Beban Gempa 89
5.3 Pemodelan SAP2000 94
5.4 Data tanah 96
5.5 Analisis Kapasitas Dukung *Bored pile* 99
5.5.1 Kapasitas Dukung Fondasi *Bored pile* Berdasarkan Data SPT 99
5.5.2 Kapasitas Dukung Fondasi *Bored pile* Berdasarkan Data CPT 106
5.6 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Fondasi Tiang *Bored pile* 122
5.6.1 Kapsitas Dukung Kelompok Tiang *Bored pile* pada P2 123
5.6.2 Kapsitas Dukung Kelompok Tiang *Bored pile* pada P3 129
5.7 Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile* 136
5.7.1 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Tunggal 136
5.7.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok 137

5.7.3 Penurunan yang diizinkan 138
5.7.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile* Dengan Program Plaxis 2D 138
5.8 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus 142
5.8.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus 144
5.8.2 Kontrol Tegangan Maksimum yang Terjadi 145
5.9 Analisis Penurunan Fondasi Tapak 152
5.9.1 Perhitungan Penurunan Fondasi Tapak 152
5.9.2 Hasil Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile* Dengan Program Plaxis 2D 153
5.10 Pembahasan 156
5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal 157
5.10.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal 158
5.10.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang 161
5.10.4 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus 161
5.10.5 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tapak Menerus 162
5.10.6 Hasil Analisis Kapasitas Fondasi Dengan Program Plaxis 2D 163
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 165
5.1 Kesimpulan 165
5.2 Saran 167
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang 15
Tabel 3.1 Konsistensi Tanah Kohesi (Terzaghi dan peck, 1967) 28
Tabel 3.2 Konsistensi Tanah Non Kohesi (Terzaghi dan peck, 1967) 28
Tabel 3.3 Koefisien Permeabilitas Tanah (Casagrande dan Fadun, 1993) 29
Tabel 3.4 Berat Volume Tanah Kondisi Jenuh (Bowles, 1997) 30
Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa 31
Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa 34
Tabel 3.7 Klasifikasi Situs 35
Tabel 3.8 Koefisien Situs, F_a 37
Tabel 3.9 Koefisien Situs, F_v 37
Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode Pendek 39
Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik 39
Tabel 3.12 Faktor R, C_d, dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik 40
Tabel 3.13 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung 41
Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x 42
Tabel 3.15 Nilai Angka Poisson (μ) 49
Tabel 3.16 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E_s) 50
Tabel 3.17 Nilai Koefisien Jenis Tanah 56
Tabel 3.18 Faktor ω 58
Tabel 3.19 K_c 60
Tabel 3.20 Nilai Angka Poisson (μ) 69
Tabel 3.21 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E_s) 70
Tabel 3.22 Korelasi Nilai Dr Dengan γ_{sat} 75

Tabel 3.23 Korelasi Nilai N-SPT Dengan Sudut Geser Dalam (ϕ) 76
Tabel 3.24 Korelasi Jenis Tanah Dengan Modulus Elastisitas Tanah (E) 76
Tabel 3.25 Korelasi Nilai Indeks Plastisitas Dengan Poisson Ratio (μ) 77
Tabel 3.26 Korelasi Jenis Tanah Dengan Koefisien Permeabilitas Tanah 77
Tabel 5.1 Beban Mati Lantai 87
Tabel 5.2 Beban Mati Atap 88
Tabel 5.3 Respons Spektrum Percepatan Gempa MCER 89
Tabel 5.4 Parameter Percepatan Spektrum Desain 90
Tabel 5.5 Koefisien Risiko Seismik 90
Tabel 5.6 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen 94
Tabel 5.7 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dalam Bangunan pada Frame 95
Tabel 5.8 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m 110
Tabel 5.9 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m 118
Tabel 5.10 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Meyerhof SPT) 127
Tabel 5.11 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Lucaino Decourt SPT) 127
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Nottingham *and* Schertman CPT) 128
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Meyerhof CPT) 128
Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Meyerhof SPT) 134
Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Luciano Decourt SPT) 134

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Nottingham *and* Schertman CPT) 135
Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Meyerhof CPT) 135
Tabel 5.18 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D 139
Tabel 5.19 Rekapitulasi Qult Berdasarkan Hasil ΣM_{SF} 142
Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi 147
Tabel 5.21 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D 154
Tabel 5.22 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*) 157
Tabel 5.23 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok 159
Tabel 5.24 Penurunan Fondasi Tiang 161
Tabel 5.25 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tapak 162
Tabel 5.26 Rekapitulasi Perbandingan Penurunan Fondasi Dengan Perhitungan Manual dan Plaxis 2D 163
Tabel 5.27 Rekapitulasi Perbandingan Perhitungan Manual dan Pemerograman Plaxis 2D 163

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Lokasi Proyek 2
Gambar 1.2 Denah Fondasi Awal 3
Gambar 1.3 Denah Fondasi Setelah Dilakukan Perubahan 4
Gambar 3.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai qc dan Rf (Robertson & Campanella,1983) 23
Gambar 3.2 Tiga Fase Elemen Tanah (Das, 1995) 24
Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah Ss, Gempa Maksium yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2-Detik (Redaman Kritis 5 %) 34
Gambar 3.4 Parameter Gerak Tanah, S_1 , Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 Detik (Redaman Kritis 5 %) 35
Gambar 3.5 Spektrum Respons Desain 39
Gambar 3.6 Contoh Bentuk Fondasi Dangkal 46
Gambar 3.7 Keruntuhan Geser Global dan Lokal (Das, 1993) 47
Gambar 3.8 Nilai Koefisien F_1 dan F_2 Steinbrenner 50
Gambar 3.9 Tiang Ditinjau Dari Cara Mendukung Bebannya (Hardiyatmo,2002) 53
Gambar 3.10 Contoh Pengelompokan Tiang (Hardiyatmo, 2003) 62
Gambar 3.11 Hubungan Angka Pori Dan Tekanan 67
Gambar 3.12 Faktor Penurunan I_0 (Poulos & Davis, 1980) 71
Gambar 3.13 Faktor Koreksi Kompresi, R_k (Poulos & Davis, 1980) 71
Gambar 3.14 Koreksi Kedalaman, R_h (Poulos & Davis, 1980) 72
Gambar 3.15 Koreksi angka Poisson, R_μ (Poulos & Davis, 1980) 72

Gambar 3.16 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos & Davis, 1980) 73
Gambar 4.1 Lokasi Proyek 79
Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian 82
Gambar 4.3 Bagan Alir Analisis Struktur Memakai SAP2000 83
Gambar 4.4 Bagan Alir Analisis Penurunan Menggunakan PLAXIS 2D 84
Gambar 5.1 Tampak Samping Gedung 85
Gambar 5.2 Respon Spektrum Desain Daerah Yogyakarta 91
Gambar 5.3 Output Gaya Geser SAP2000 94
Gambar 5.4 Hasil Pemodelan Tiga Dimensi dengan SAP2000 94
Gambar 5.5 Hasil Pemodelan Tampak Atas dengan SAP2000 95
Gambar 5.6 Denah SPT dan CPT 97
Gambar 5.7 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai qc dan Rf Pada SB2 97
Gambar 5.8 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai qc dan Rf Pada SB3 98
Gambar 5.9 Klasifikasi Jenis Tanah 98
Gambar 5.10 Nilai N_{SPT} di BH2 Untuk Perhitungan Metode Meyerhof 99
Gambar 5.11 Nilai N_{SPT} di BH2 Untuk Perhitungan Metode Luciano Decourt 103
Gambar 5.12 Klasifikasi dan Nilai q_p pakai BH2 Menurut Nottingham & Schmertman 107
Gambar 5.13 Klasifikasi dan Nilai q_p pakai BH2 Menurut Meyerhof 115
Gambar 5.14 *Pilecap* P2 Dalam Satuan Milimeter (mm) 123
Gambar 5.15 Panjang x_i dan y_i Pada P2 125
Gambar 5.16 *Pilecap* P3 Dalam Satuan Milimeter (mm) 129
Gambar 5.17 Panjang x_i dan y_i Pada P3 132
Gambar 5.18 Hasil Penurunan Fondasi *Bored pile* P2 Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D 141
Gambar 5.19 Hasil Penurunan Fondasi *Bored pile* P3 Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D 141
Gambar 5.20 Denah Rencana Pembagian Segmen Fondasi 143

Gambar 5.21 Potongan Fondasi Menerus 143
Gambar 5.22 Hasil Penurunan Fondasi Tapak Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D 156
Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*) Berdasarkan Data SPT 158
Gambar 5.24 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*) Berdasarkan Data CPT 158
Gambar 5.25 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P2 Berdasarkan Data SPT 160
Gambar 5.26 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P2 Berdasarkan Data CPT 160
Gambar 5.27 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P3 Berdasarkan Data SPT 160
Gambar 5.28 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P3 Berdasarkan Data CPT 161

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah 172

Lampiran 2 Denah Bangunan 175

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

D = Beban mati (kN/m²)

L = Beban hidup (kN/m²)

E_x = Beban gempa arah X (kN/m²)

E_y = Beban gempa arah Y (kN/m²)

V_v = Volume pori (m³)

V_w = Volume air (m³)

V_a = Volume udara (m³)

V_s = Volume butir padat (m³)

W_s = Berat butir padat (m³)

w = Berat air (kN)

n = porositas

e = Angka Pori

S = Derajat kejenuhan (%)

γ_w = Berat jenis tanah basah (kN/m³)

γ_d = Berat jenis tanah kering (kN/m³)

c = kohesi (kN/m²)

I_e = Faktor keutamaan gempa

S_1 = Percepatan gempa pada periode 1 detik (m/s²)

S_s = Percepatan gempa pada periode pendek (m/s²)

V_s = Kecepatan gelombang geser (m/s)

F_a = Koefisien situs Ss

F_v = Koefisien situs S1

S_{MS} = Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek

S_{M1} = Parameter respons spektral percepatan pada periode 1 detik

S_{DS} = Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek

S_{D1} = Parameter percepatan spektral desain untuk periode 1 detik

R = Koefisien modifikasi respons

Ω_0 = Faktor kuat lebih system

C_D = Faktor pembesaran defleksi

C_U = Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

T_a = Periode fundamental pendekatan (s)

V = Gaya geser dasar seismik (kN)

τ = Tahanan geser tanah (kN/m²)

σ = Tegangan normal (kN/m²)

φ = Sudut geser dalam (°)

q_u = Kapasitas daya dukung ultimit (kN/m²)

P_u = Beban ultimit (kN)

A = Luas Beban (m²)

q_c = Kapasitas dukung ujung tiang sondir (kg/cm² atau kN/m²)

q_a = Kapasitas dukung yang diizinkan (kN/m²)

I = Momen inersia yang terjadi (m⁴)

V = Gaya geser (kN)

M = Momen bangunan (kNm)

z_o = Panjang fondasi (m)

x_o = Lebar fondasi (m)

Q_{all} = Kapasitas izin fondasi (T)

I = Faktor pengaruh

μ = Angka poisson

F = Koefisien Steinbrenner

q_n = Tekanan fondasi netto (kN/m²)

h = Kedalaman fondasi (m)

S_g = Penurunan segera (mm)

B = Lebar fondasi (m)

E = Modulus elastisitas (kN/m²)

L = Panjang tiang (m)

σ_r = Tegangan refrensi = 100 kPa

N_{SPT} = Nilai N-SPT rata-rata dari 8D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang

fs = Tahanan geser per satuan luas (kN/m²)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Tahanan dukung selimut tiang (kN)

Q_{ult} = Kapasitas ultimit (kN)

SF = Faktor keamanan

α = Faktor adhesi gesek sisi tiang bor menurut Skempton (0,45) dan Reese & Wright (0,55)

N_c = Faktor kapasitas dukung Skempton (9)

R_f = Faktor Koreksi Begemann

n = Jumlah tiang (buah)

P = Beban yang bekerja (kN)

S = Jarak pusat ke pusat antar tiang (m)

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

θ = Sudut tan dalam radian (°)

Q_g = Kapsitas maksimum kelompok tiang (kN).

L_g = Panjang bersih pilecap (m)

B_g = Lebar bersih pilecap (m)

Q_{us} = Kapasitas selimut tiang dalam kesatuan blok (kN)

Q_{up} = Kapasitas ujung tiang dalam kesatuan blok (kN)

Q_{ug} = Kapasitas ultimate tiang dalam kesatuan blok (kN)

x_i = Jarak horizontal tiang dari titik berat (m)

y_i = Jarak vertikal tiang dari titik berat (m)

S = Penurunan tiang tunggal (mm)

R_k = Faktor koreksi kemudah-mampatan tiang

R_h = Faktor koreksi ketebalan lapisan pada tanah keras

R_{μ} = Faktor koreksi angka Poisson

R_b = Faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung

S_g = Penurunan segera (mm)

S_{izin} = Penurunan tiang yang diizinkan (mm)

ABSTRAK

Fondasi merupakan elemen struktur bawah yang memiliki peran penting dalam konstruksi karena berfungsi menahan serta menyalurkan beban bangunan ke tanah. Pada proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta, desain awal yang digunakan berupa fondasi tiang bor berdiameter 0,8 meter dengan kedalaman 8 meter, dan kemudian diganti dengan fondasi tapak menerus dengan lebar 4,4 m dengan kedalaman 1 m . Dalam penelitian ini, dilakukan pengecekan terhadap kapasitas dukung dan penurunan kedua fondasi tersebut. Tujuannya adalah untuk menganalisis kinerja desain awal fondasi berupa tiang bor dan perubahan setelahnya berupa fondasi tapak

Fondasi tiang bor direncanakan memiliki dua variasi *pilecap,* yaitu P2 dengan lebar 1,4 m, panjang 3 m, dan tinggi 1,1 m serta terdapat 2 tiang bor yang mendukungnya, sedangkan P3 digunakan lebar/panjang 2,8 m dan tinggi 1,1 m serta terdapat 3 tiang bor yang mendukungnya. Data yang digunakan dalam penelitian meliputi Detail Engineering Design (DED), data uji *Standard Penetration Test* (SPT), Data *Cone Penetration Test* (CPT) serta data fondasi yang akan dianalasis. Analisis gaya dan momen struktur gedung dilakukan menggunakan program SAP2000 versi 22. Kapasitas dukung tiang bor dihitung berdasarkan data SPT dengan menggunakan metode Meyerhof dan Luciano Decourt, selain itu kapasitas dukung tiang bor juga dihitung berdasarkan data CPT dengan menggunakan metode Nottingham & Schmertmann dan Meyerhof. Sedangkan kapasitas dukung fondasi tapak menerus dihitung berdasarkan data CPT dengan metode Meyerhof. Tegangan pada kedua fondasi tersebut juga dipastikan tidak melebihi tegangan izin yang tersedia. Penurunan pada tiang tunggal dianalisis menggunakan metode Poulus dan Davis, sementara kelompok tiang dihitung dengan metode Vesic. Sedangkan penurunan fondasi tapak dianalisis menggunakan metode Meyerhof. Analisis dengan Plaxis 2D juga dilakukan untuk melihat perbandingan kapasitas dukung yang tersedia dan penurunan yang terjadi.

Berdasarkan hasil analisis terhadap kedua jenis fondasi tersebut, diperoleh bahwa kapasitas dukung, tegangan, dan penurunan yang terjadi aman terhadap gaya dan momen bangunan yang bekerja. Dari analisis tersebut, fondasi tapak menerus memiliki kapasitas dukung yang lebih besar dan penurunan yang lebih kecil dibandingkan fondasi tiang bor.

Kata kunci : Kapasitas dukung , Tegangan, Penurunan.

ABSTRACT

Foundation is a substructure element that plays an important role in construction, as it serves to resist and transfer building loads to the ground. In the construction project of the Postgraduate Building at Sanata Dharma University, Yogyakarta, the initial foundation design utilized bored piles with a diameter of 0.8 meters and a depth of 8 meters, which was later replaced with a continuous footing foundation measuring 4.4 meters in width and 1 meter in depth. This study was conducted to evaluate the bearing capacity and settlement of both foundation types. The objective is to analyze the performance of the initial bored pile foundation design and the subsequent modification to a continuous footing foundation.

The bored pile foundation was designed with two types of pile caps: P2, which has a width of 1.4 m, a length of 3 m, and a height of 1.1 m, supported by two bored piles; and P3, which has a width/length of 2.8 m, a height of 1.1 m, and is supported by three bored piles. The data used in this study include the Detail Engineering Design (DED), Standard Penetration Test (SPT) data, Cone Penetration Test (CPT) data, and the foundation data to be analyzed. Structural load and moment analyses were performed using SAP2000 version 22. The bearing capacity of the bored pile foundation was calculated using SPT data with the Meyerhof and Luciano Decourt methods, and also using CPT data with the Nottingham & Schmertmann and Meyerhof methods. Meanwhile, the bearing capacity of the continuous footing foundation was calculated using CPT data and the Meyerhof method. The stresses on both foundations were also verified to ensure that they did not exceed the allowable limits. The settlement of single piles was analyzed using the Poulos and Davis method, while pile group settlement was determined using the Vesic method. The settlement of the continuous footing foundation was analyzed using the Meyerhof method. In addition, Plaxis 2D analysis was conducted to compare the available bearing capacity and the resulting settlement.

Based on the analysis of both foundation types, it was found that the bearing capacity, stress, and settlement were all within safe limits under the applied loads and moments. From the analysis, the continuous footing foundation was found to have a higher bearing capacity and smaller settlement compared to the bored pile foundation.

***Keywords**: Bearing capacity, Stress, Settlement.*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Seiring perkembangan zaman, terdapat berbagai jenis fondasi yang dapat digunakan dalam konstruksi bangunan. Fondasi berfungsi sebagai struktur bawah yang mentransfer beban dari bangunan di atas ke lapisan tanah. Kapasitas daya dukung fondasi perlu diperhatikan saat melakukan perencanaan supaya dapat menopang beban struktur di atasnya dan tidak terjadi penurunan yang melebihi batas yang diizinkan, daya dukung fondasi harus lebih besar dari beban yang ditopang. Penurunan fondasi memiliki dampak signifikan terhadap konstruksi di atasnya (Harisan, 2021). Dari segi struktur bangunan, penurunan ini dapat menyebabkan perubahan bentuk, dan jika penurunannya tidak merata, bangunan bisa menjadi miring. Pemilihan jenis fondasi juga merupakan hal penting dalam perencanaan konstruksi untuk mencegah kegagalan atau keruntuhan bangunan tersebut. Beberapa faktor yang menjadi patokan dalam pemilihan jenis fondasi diantaranya adalah kondisi tanah, beban total bangunan, waktu, dan biaya proyek. Salah satu jenis fondasi yang umum digunakan dalam konstruksi adalah fondasi *bored pile,* fondasi tapak, dan fondasi menerus.

Fondasi *bored pile* adalah jenis fondasi tiang yang dipasang dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan rangka tulangan baja dan dicor dengan campuran beton. Jika tanah mengandung air, diperlukan pipa besi yang disebut *temporary casing* untuk menjaga dinding lubang agar tidak mengalami kelongsoran, dan pipa ini akan diangkat saat proses pengecoran beton dilakukan (Hardiyatmo, 2010). Fondasi tapak adalah jenis fondasi yang umumnya digunakan untuk menopang kolom bangunan. Fondasi ini biasanya dibuat dengan ukuran yang lebih besar dibandingkan kolom di atasnya, dengan tujuan untuk mendistribusikan beban ke area tanah yang lebih luas di bawahnya. Dengan ukuran

fondasi yang lebih besar daripada kolom, secara fisik fondasi ini tampak seperti alas kaki atau sepatu bagi kolom, sehingga sering disebut juga sebagai fondasi kaki pelat atau foot plate. Fondasi menerus merupakan elemen struktural horizontal dalam bangunan yang dirancang untuk menyalurkan beban dari struktur ke tanah secara merata dan aman. Fondasi ini digunakan di lokasi di mana tanah tidak mampu menyalurkan beban berat secara langsung dari fondasi kolom atau dinding. Biasanya, fondasi kontinu terhubung dengan elemen struktural vertikal, seperti pilar atau dinding, yang mendistribusikan beban ke area tanah yang lebih luas. Fondasi ini dibuat dari beton bertulang dan sering kali menjadi bagian penting dari sistem fondasi dalam suatu konstruksi.

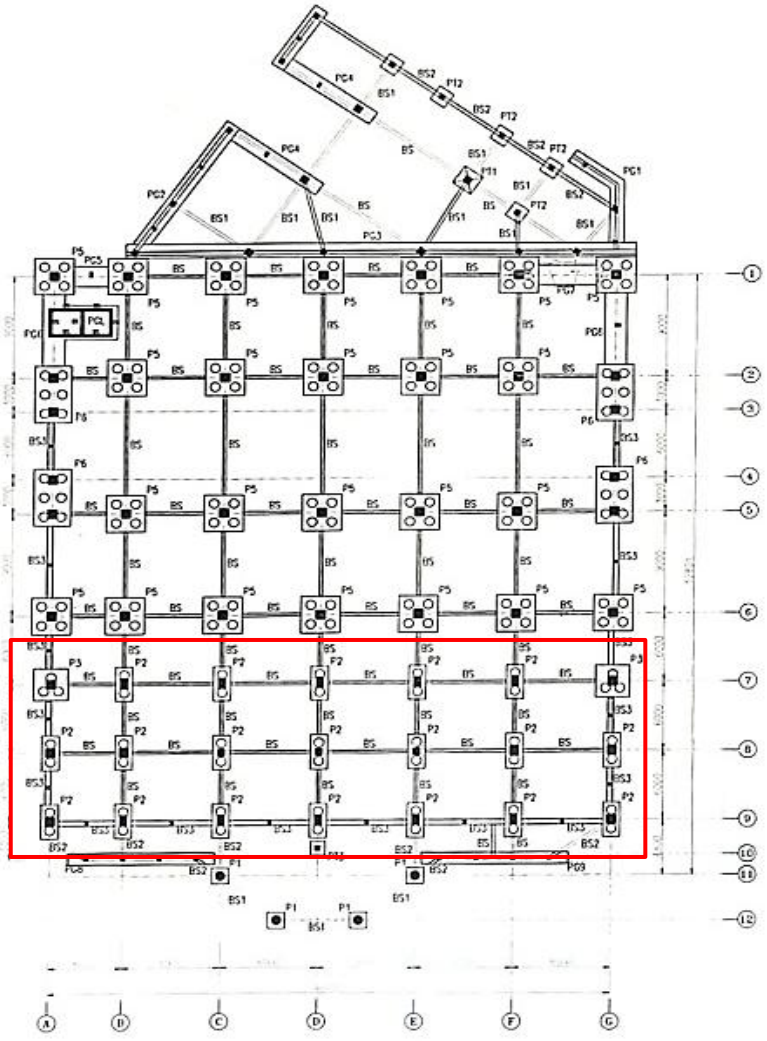
Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta terletak di Jalan STM Pembangunan, Padukuhan Mrican, Caturtunggal, Kecamatan Depok, Kabupaten Sleman, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dipindahkan dari gedung lama ke gedung baru dengan tujuan menjadikan tempat tersebut sebagai pusat kampus untuk pendidikan pascasarjana Universitas Sanata Dharma. Pemindahan ini disebabkan oleh kebutuhan perkuliahan dan lokasinya yang strategis dengan ruang luas. Lokasi gedung baru tersebut dapat dilihat pada Gambar 1.1 berikut.



Gambar 1.1 Lokasi Proyek

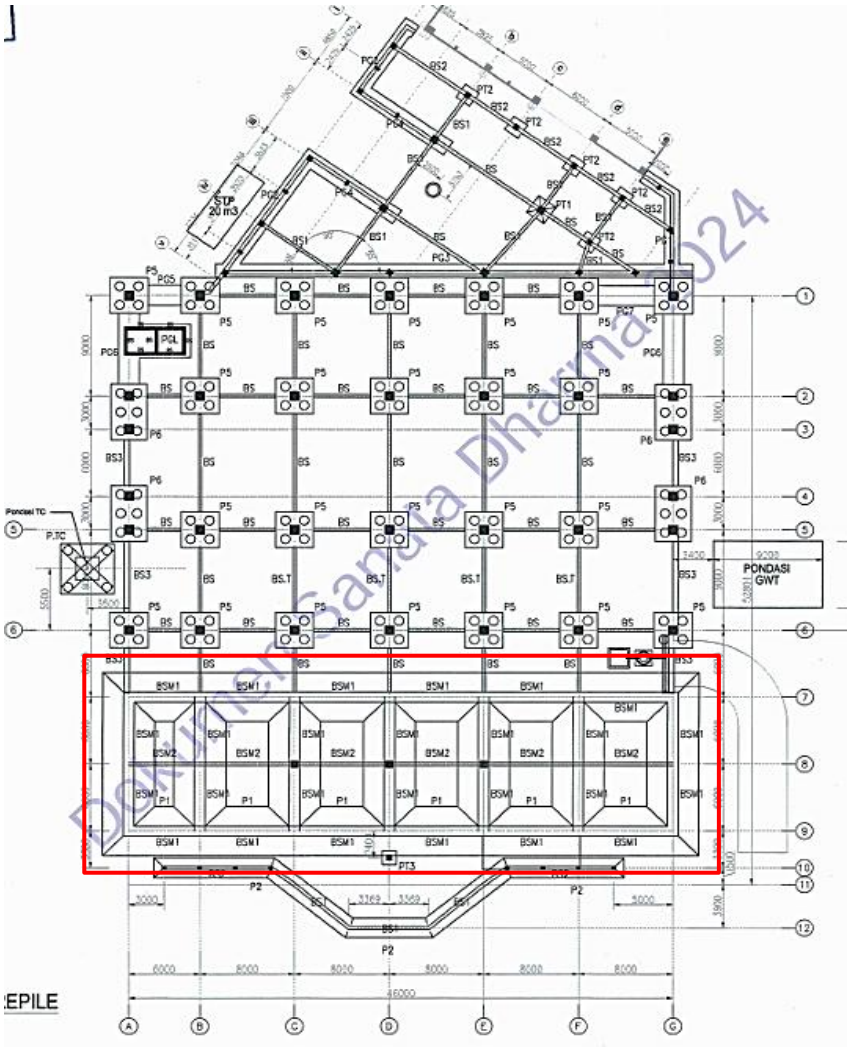
(Sumber: Google Earth)

Dalam proses pembangunan gedung ini,terdapat perubahan desain fondasi yang dilakukan oleh perencana, hal ini disebabkan karena terdapat perbedaan kedalaman tanah keras yang berbeda pada lokasi yang berdekatan. Berikut adalah foto desain awal denah fondasi dan foto denah fondasi setelah dilakukan perencanaan ulang oleh perencana yang dapat dilihat pada Gambar 1.2 dan Gambar 1.3 berikut.



Gambar 1.2 Denah Fondasi Awal

(Sumber: Data Proyek,2024)



Gambar 1.3 Denah Fondasi Setelah Dilakukan Perubahan

(Sumber: Data Proyek,2024)

Keterangan :

= Letak perubahan fondasi dari *pilecap* menjadi fondasi menerus.

Berdasarkan adanya permasalahan yang sudah dibahas di atas maka akan dilakukan analisis dan evaluasi terkait dengan kapasitas fondasi dan konsolidasi tanah yang terjadi pada kasus tersebut. Analisis data pada penelitian ini dilakukan dengan menggunakan perhitungan manual dan SAP2000 untuk menghitung beban bangunan serta penggunaan PLAXIS 2D untuk memperhitungkan penurunan tanah yang terjadi.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang penelitian di atas, dapat dirumuskan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana klasifikasi tanah berdasarkan data CPT dan SPT di proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta?
2. Berapa daya dukung fondasi dan penurunan tanah yang terjadi dengan penggunaan fondasi *bored pile*?
3. Berapa daya dukung fondasi dan penurunan tanah yang terjadi dengan penggunaan fondasi fondasi menerus?
4. Bagaimana perbandingan kinerja yang dihasilkan dari fondasi *bored pile* dan fondasi menerus?

1.3 Tujuan Penelitian

Adapun tujuan penelitian ini adalah sebagai berikut.

1. Mengetahui klasifikasi tanah berdasarkan data CPT dan SPT di proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.
2. Mengetahui daya dukung fondasi dan penurunan tanah yang terjadi dengan penggunaan fondasi *bored pile*.
3. Mengetahui daya dukung fondasi dan penurunan tanah yang terjadi dengan penggunaan fondasi fondasi menerus.
4. Mengetahui perbandingan kinerja yang dihasilkan dari fondasi *bored pile* dan fondasi menerus.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian tugas akhir ini akan menjadi sumber literatur dan refrensi mengenai penggunaan fondasi yang tepat untuk kondisi tanah dengan perbedaan tanah keras pada lokasi yang berdekatan.

1.5 Batasan Penelitian

Untuk memastikan kelancaran jalannya penelitian ini, beberapa batasan perlu ditetapkan sebagai berikut.

1. Data bangunan didapatkan dari data Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma.
2. Data dan parameter tanah yang digunakan berdasarkan laporan penyelidikan tanah dilokasi proyek.
3. Uji CPT pada kedalaman 8 m kebawah dianggap konstan.
4. Parameter tanah yang tidak tersedia dikorelalsikan berdasarkan data lapangan.
5. Analisis data dilakukan dengan perhitungan manual dan pemodelan menggunakan perangkat lunak SAP2000 dan PLAXIS 2D.
6. Jenis fondasi yang akan di evaluasi adalah fondasi *bored pile* dan fondasi tapak menerus.
7. Gaya lateral pada fondasi tiang tidak diperhitungkan
8. Aspek struktural tidak diperhitungkan
9. Biaya fondasi tidak menjadi bagian dari penelitian ini.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Perbandingan Kapasitas dan Penurunan pada Fondasi Dangkal dan Fondasi Dalam

Perbandingan kapasitas dukung dan penurunan antara fondasi dangkal dan fondasi dalam telah banyak dibahas dalam literatur teknik sipil. Penelitian oleh Nawi (2015) menunjukkan bahwa fondasi dalam lebih unggul dalam hal daya dukung dan penurunan, terutama pada tanah yang kurang mendukung di permukaan. Hal ini disebabkan fondasi dalam dapat memanfaatkan lapisan tanah yang lebih keras di kedalaman untuk menahan beban. Meskipun fondasi dalam menawarkan keuntungan pada kapasitas dukung dan penurunan yang lebih kecil, biaya dan kesulitan dalam konstruksinya cenderung lebih tinggi. Di sisi lain, fondasi dangkal lebih efisien secara biaya dan lebih mudah diterapkan pada tanah yang memiliki daya dukung cukup di lapisan permukaan (Bowles, 1984). Beberapa faktor yang memengaruhi kapasitas dan penurunan pada fondasi dangkal dan dalam adalah karakteristik tanah, tanah lempung atau pasir dapat mempengaruhi daya dukung dan penurunan fondasi, tanah yang lebih keras umumnya memberikan kapasitas dukung yang lebih tinggi, kedalaman yang lebih besar biasanya meningkatkan kapasitas dukung, meskipun hal ini juga meningkatkan biaya konstruksi, serta lebar dan dimensi fondasi juga memengaruhi distribusi beban dan kapasitas dukungnya (Das, 2010).

Daya dukung dan penurunan fondasi adalah dua aspek penting yang harus dipertimbangkan dalam perencanaan dan pembangunan struktur. Daya dukung fondasi mengacu pada kemampuan tanah untuk menahan beban struktur tanpa mengalami kegagalan. Hal ini mencakup daya dukung ultimit, yaitu beban maksimum sebelum tanah mengalami keruntuhan geser, serta daya dukung izin, yaitu batas beban maksimum yang diperbolehkan dengan mempertimbangkan faktor keamanan. Sementara itu, penurunan fondasi terjadi ketika beban struktur

menyebabkan perpindahan vertikal pada tanah. Penurunan ini bisa bersifat elastis dan terjadi segera setelah beban diterapkan, konsolidasi yang berlangsung perlahan akibat pengeluaran air dari tanah, atau penurunan sekunder yang terjadi setelah proses konsolidasi selesai. Keseimbangan antara daya dukung dan penurunan sangat penting untuk memastikan stabilitas struktur. Penurunan yang berlebihan atau tidak merata dapat menimbulkan masalah seperti retakan, kemiringan, hingga kegagalan struktur. Oleh karena itu, desain fondasi yang baik harus memastikan bahwa tanah mampu menahan beban tanpa menghasilkan penurunan yang melebihi batas toleransi. Terdapat beberapa penelitian-penelitian serupa yang dilakukan pada tahun-tahun sebelumnya baik itu fondasi dangkal ataupun fondasi dalam, beberapa penelitian yang menjadi tinjauan diantaranya adalah penelitian Kristayanto (2022), Nugroho dan Mutohar (2024), Gunawan (2012), Rumbyarso (2024), Hafidzi (2021), Kurniawan dan Akhda (2024).

2.1.1 Penurunan dan Daya Dukung Fondasi Dangkal

Kristyanto (2022), melakukan penelitian dengan tujuan untuk mengevaluasi ketepatan dan efektivitas penggunaan data SPT dan CPT dalam memperkirakan daya dukung tanah serta penurunan yang mungkin terjadi pada fondasi dangkal. SPT dan CPT merupakan dua metode yang sering digunakan untuk memeriksa kondisi tanah, namun masing-masing memiliki cara dan aplikasi yang berbeda. SPT dilakukan dengan menumbukkan alat berat ke dalam tanah, yang menghasilkan data mengenai ketahanan tanah berdasarkan jumlah pukulan yang diperlukan untuk menembus tanah. Sementara itu, CPT menggunakan konus yang didorong ke dalam tanah untuk menghasilkan data yang lebih kontinu dan lebih terperinci tentang karakteristik tanah di sepanjang kedalaman. Kedua metode ini memiliki kelebihan dan kekurangannya dalam mengukur daya dukung tanah, yang mempengaruhi desain dan konstruksi fondasi. Penelitian ini menemukan bahwa hasil daya dukung yang diperoleh dari SPT dan CPT sering kali berbeda. SPT, yang mengandalkan teknik penumbukan, sering memberikan hasil yang lebih konservatif dan bisa dipengaruhi oleh variasi dalam cara pengujian dan peralatan yang digunakan. Di sisi lain, CPT menghasilkan data yang lebih akurat dan konsisten karena pengukurannya lebih terkontrol dan tidak tergantung pada jumlah pukulan atau alat

yang digunakan. Meskipun demikian, kedua metode ini saling melengkapi dan memberikan informasi yang lebih komprehensif tentang kapasitas dukung tanah. Penelitian ini juga menekankan pentingnya mempertimbangkan faktor-faktor lain yang memengaruhi daya dukung tanah, seperti jenis tanah, kelembaban, dan kepadatan. Data dari SPT dan CPT digunakan untuk menghitung kapasitas dukung fondasi dangkal serta untuk memprediksi penurunan yang mungkin terjadi selama penggunaan fondasi. Penurunan ini sangat dipengaruhi oleh sifat tanah di bawahnya serta beban yang diteruskan dari struktur bangunan. Kesimpulan dari penelitian ini menyarankan bahwa meskipun terdapat perbedaan hasil antara kedua metode, SPT dan CPT tetap memiliki peranan penting dalam perancangan fondasi dangkal yang aman dan efisien. Oleh karena itu, penggunaan keduanya secara bersamaan dapat meningkatkan akurasi dalam perencanaan dan desain fondasi, terutama pada kondisi tanah yang kompleks.

Nugroho dan Mutohar (2024), melakukan penelitian dengan tujuan untuk membandingkan daya dukung dan penurunan fondasi dangkal pada dua jenis tanah yang berbeda, yaitu tanah lempung dan pasir, dengan memperhatikan variasi konsistensi tanah yang mempengaruhi kinerja fondasi. Penelitian ini mengkaji pengaruh perubahan konsistensi tanah terhadap daya dukung dan penurunan fondasi dangkal yang diterapkan pada kedua jenis tanah tersebut. Fondasi dangkal digunakan untuk mendukung beban struktur bangunan pada tanah yang memiliki kapasitas dukung cukup pada kedalaman yang tidak terlalu dalam. Penurunan pada fondasi dangkal sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah di bawahnya. Tanah lempung dan pasir memiliki sifat yang sangat berbeda, yang memengaruhi kemampuan tanah menahan beban dan tingkat penurunan yang terjadi. Tanah lempung lebih mudah mengalami kompresi, sedangkan tanah pasir lebih stabil dan memiliki daya dukung yang lebih tinggi, namun bisa mengalami pergeseran lateral jika desain fondasi tidak tepat. Hasil penelitian ini menunjukkan bahwa pada tanah lempung, peningkatan konsistensi tanah (misalnya dari lunak menjadi keras) meningkatkan kapasitas dukung fondasi, namun juga berisiko menyebabkan penurunan yang lebih besar. Sebaliknya, pada tanah pasir, peningkatan konsistensi (misalnya dari lembek menjadi keras) cenderung meningkatkan daya dukung

dengan penurunan yang lebih rendah. Dengan kat a lain, penurunan pada tanah lempung lebih besar dibandingkan dengan tanah pasir, meskipun keduanya memiliki kapasitas dukung yang tinggi pada konsistensi tertentu. Metode yang digunakan dalam penelitian ini meliputi pengujian tanah di laboratorium untuk mengukur konsistensi tanah, seperti uji plastisitas, serta pengujian daya dukung menggunakan beban pada sampel tanah. Penulis melakukan perbandingan daya dukung dan penurunan antara kedua jenis tanah berdasarkan pengujian ini. Temuan penelitian menunjukkan bahwa meskipun kapasitas dukung pada tanah lempung meningkat dengan konsistensi yang lebih tinggi, penurunan pada fondasi tetap lebih besar. Sementara itu, tanah pasir lebih stabil dalam menahan beban dengan penurunan yang lebih kecil, meskipun harus diperhatikan kestabilan terhadap pergeseran horizontal. Berdasarkan temuan tersebut, penelitian ini menyarankan agar desain fondasi dangkal disesuaikan dengan kondisi tanah dan variasi konsistensi yang ada. Pada tanah lempung dengan konsistensi tinggi, desain fondasi dangkal harus dirancang untuk mengurangi penurunan yang terjadi, sedangkan pada tanah pasir, fondasi dangkal lebih efisien dan stabil meskipun pada konsistensi yang lebih keras.

Gunawan (2012) melakukan penelitian dengan tujuan untuk merencanakan fondasi telapak menerus yang akan digunakan dalam pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari Resort di Beji, Batu, Malang. Tujuan utamanya adalah memastikan bahwa fondasi yang direncanakan mampu mendukung beban struktur bangunan secara efektif dan efisien, sesuai dengan kondisi tanah setempat. Metode penelitian yang digunakan dalam penelitian ini meliputi pengumpulan data dilapangan dengan melakukan investigasi tanah untuk memperoleh data karakteristik tanah di lokasi pembangunan, termasuk uji sondir dan bor log, menghitung kapasitas dukung tanah berdasarkan data lapangan untuk menentukan ukuran dan kedalaman fondasi yang sesuai, menentukan dimensi fondasi telapak menerus berdasarkan beban yang akan diterima dari struktur atas dan daya dukung tanah, memastikan bahwa desain fondasi memenuhi persyaratan stabilitas terhadap geser dan guling, menentukan kebutuhan tulangan pada fondasi untuk memastikan kekuatan dan kestabilan struktur. Hasil analisis menunjukkan bahwa fondasi

telapak menerus dengan kedalaman tertentu mampu mendukung beban struktur gedung convention hall yang direncanakan. Perhitungan dimensi fondasi didasarkan pada kapasitas dukung tanah dan beban yang diterima, dengan mempertimbangkan faktor keamanan yang sesuai standar. Selain itu, analisis stabilitas menunjukkan bahwa desain fondasi memenuhi kriteria stabilitas terhadap geser dan guling. Perhitungan penulangan juga dilakukan untuk memastikan bahwa fondasi memiliki kekuatan yang cukup untuk menahan beban yang bekerja. Penelitian ini menyimpulkan bahwa fondasi telapak menerus yang direncanakan sesuai dengan kondisi tanah di lokasi pembangunan mampu mendukung beban struktur gedung convention hall secara efektif. Desain fondasi memenuhi persyaratan stabilitas dan kekuatan sesuai dengan standar yang berlaku, sehingga dapat diimplementasikan dalam pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari Resort.

2.1.2 Penurunan dan Daya Dukung Fondasi Dalam

Rumbyarso (2024), melakukan penelitian dengan tujuan untuk menganalisis kemampuan *bored pile* dalam menahan beban pada proyek Gedung Fakultas Hukum Unisulla Semarang , serta memberikan informasi mengenai penerapan *bored pile* di area dengan kondisi tanah tertentu. *Bored pil*e merupakan jenis fondasi dalam yang banyak digunakan pada proyek besar yang memerlukan kapasitas dukung tinggi, terutama pada tanah yang memiliki daya dukung permukaan rendah. *Bored pile* memiliki keunggulan dalam mentransfer beban ke lapisan tanah yang lebih dalam dan lebih keras, sehingga sering digunakan pada proyek-proyek yang membutuhkan fondasi kuat. Penelitian ini menemukan bahwa *bored pile* merupakan solusi yang tepat untuk kondisi tanah di lokasi proyek Gedung Fakultas Hukum yang terdiri dari lapisan lempung berkerut, dengan lapisan tanah keras yang terletak cukup dalam. Dalam analisisnya, penulis menggunakan berbagai metode pengujian tanah seperti SPT (*Standard Penetration Test*) dan CPT (*Cone Penetration Test*) untuk menentukan kapasitas daya dukung *bored pile*. Kedua metode ini digunakan untuk memperoleh parameter geoteknik yang diperlukan dalam perhitungan kapasitas dukung *bored pile*. Hasil penelitian menunjukkan bahwa *bored pile* yang dipasang pada kedalaman tertentu dapat menyalurkan beban

ke lapisan tanah yang lebih kuat, sehingga memberikan kapasitas dukung yang cukup untuk mendukung beban struktur Gedung Fakultas Hukum tersebut. Selain itu, penelitian ini juga membahas berbagai faktor yang mempengaruhi kapasitas daya dukung *bored pile*, seperti kedalaman pemasangan, diameter *bored pile*, dan kondisi tanah di sekitar lokasi pemasangan. Rumbyarso menyimpulkan bahwa semakin dalam *bored pile* dipasang, semakin besar kapasitas daya dukung yang dihasilkan, terutama jika lapisan tanah keras berada pada kedalaman yang lebih dalam. Namun, semakin dalam *bored pile* dipasang, semakin tinggi juga biaya yang dibutuhkan untuk pelaksanaannya.

Menurut Hafidzi (2021),melakukan Penelitian dengan tujuan untuk mengevaluasi perbedaan daya dukung tiang pancang yang dihitung berdasarkan data pengujian sondir (CPT) yang dilakukan di lokasi proyek. Pengujian sondir atau *Cone Penetration Test* (CPT) digunakan untuk memperoleh data tentang ketahanan tanah pada berbagai kedalaman, yang kemudian digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang. Salah satu keunggulan dari metode sondir adalah kemampuannya untuk memberikan data yang lebih kontinu dan mendetail mengenai kondisi tanah, yang sangat penting dalam menentukan daya dukung fondasi dengan lebih tepat. Penelitian ini menunjukkan bahwa terdapat perbedaan yang cukup signifikan dalam hasil perhitungan daya dukung tiang pancang yang menggunakan data sondir dibandingkan dengan metode pengujian tanah lainnya, seperti uji SPT (*Standard Penetration Test*). Data yang diperoleh dari sondir lebih konsisten dan dapat memberikan gambaran yang lebih akurat tentang kondisi tanah di lokasi proyek. Oleh karena itu, metode ini memungkinkan perhitungan daya dukung tiang pancang yang lebih presisi dan mengurangi risiko kesalahan dalam perancangan fondasi. Hafidzi (2021) juga menyoroti berbagai faktor yang mempengaruhi daya dukung tiang pancang, seperti jenis tanah, kedalaman lapisan tanah yang keras, serta faktor lingkungan yang ada di sekitar lokasi pembangunan. Dalam penelitian ini, data sondir menunjukkan bahwa tanah pada kedalaman yang lebih dalam memiliki daya dukung yang lebih tinggi, sehingga memungkinkan penggunaan tiang pancang yang lebih dalam untuk mendapatkan kapasitas dukung yang optimal. Penulis menekankan pentingnya melakukan pengujian tanah secara

menyeluruh untuk memperoleh data yang akurat dan valid dalam merancang fondasi yang aman dan kuat. Kesimpulannya, penelitian ini menyatakan bahwa pengujian sondir memberikan hasil yang lebih akurat dalam menentukan daya dukung ultimate tiang pancang, terutama pada tanah dengan karakteristik yang bervariasi. Oleh karena itu, penggunaan data sondir dalam desain fondasi tiang pancang dapat meningkatkan akurasi perancangan dan keselamatan struktur bangunan, seperti pada proyek pembangunan Gedung Uniska Handil Bakti.

Kurniawan dan Akhada (2023) melakukan peneilitan dengan tujuan untuk menganalisis daya dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dan pada pembangunan Jembatan Pelangi Sungai Bringin. Secara spesifik, penelitian ini ingin mengevaluasi kemampuan kedua jenis fondasi dalam menahan beban dan mengidentifikasi faktor-faktor yang mempengaruhi penurunan fondasi di lokasi tersebut. Metode yang digunakan dalam penelitian ini adalah kombinasi antara analisis lapangan dan perhitungan geoteknik. Pada tahap awal, dilakukan uji tanah dan pengumpulan data geoteknik untuk mengetahui kondisi tanah di lokasi pembangunan. Analisis daya dukung dilakukan dengan menggunakan metode *static load test* untuk tiang pancang dan *bored pile test* untuk *bored pile.* Penurunan fondasi dihitung dengan menggunakan metode teoritis, yang didasarkan pada rumus-rumus geoteknik yang ada, serta didukung oleh data lapangan yang telah dikumpulkan. Selanjutnya, data tersebut dianalisis untuk menentukan hubungan antara gaya dan deformasi yang terjadi pada kedua jenis fondasi. Hasil analisis menunjukkan bahwa daya dukung tiang pancang lebih tinggi dibandingkan dengan bored pile, fondasi tiang pancang berkelompok didapat kapasitas sebesar 608,146 ton dan 468,71 ton untuk *bored pile* berkelompok dihitung menggunkan metode *converse-labarre.* Namun, penurunan fondasi untuk *bored pile* cenderung lebih kecil dibandingkan tiang pancang, karena distribusi beban yang lebih merata hasil serta penurunan yang didapat sebesar 5,933 cm untuk *bored pile* berkelompok dan 9,171 cm untuk tiang pancang berkelompok. Pembahasan juga meliputi perbandingan antara kedua fondasi dalam hal kecepatan pemasangan, biaya, serta pengaruh kondisi tanah terhadap performa fondasi. Faktor-faktor yang mempengaruhi penurunan fondasi, seperti jenis tanah, kedalaman fondasi, dan

beban yang diterima oleh tiang pancang dan bored pile, dibahas secara rinci dalam bagian ini.

2.2 Perbandingan Penelitian Analisis Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Dangkal dan Dalam

Ringkasan perbandingan penelitian kinerja fondasi akan disajikan dalam Tabel 2.1 yang dapat dilihat pada halaman selanjutnya.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Judul	Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Tanah Pada Fondasi Dangkal Berdasarkan Data SPT dan CPT	Analisis Perbandingan Penurunan Dan Daya Dukung Fondasi Dangkal Pada Tanah Lempung Dan Pasir Dengan Variasi Konsistensi Tanah	Analisis Kapasitas Daya Dukung *Bored Pile* Pada Proyek Gedung Fakultas Hukum Unisulla Semarang Jawa Tengah	Perbandingan Daya Dukung Ultimit Tiang Pancang Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Baru Uniska Handil Bakti Kabupaten Barito Kuala	Analisis Kapasitas Daya Dukung *Bored Pile* Pada Proyek Gedung Fakultas Hukum Unisulla Semarang Jawa Tengah	Studi Perencanaan Fondasi Telapak Menerus Pada Pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari Resort Beji Batu Malang	Evaluasi Perubahan Fondasi Pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Tujuan Penelitian	Mengevaluasi ketepatan dan efektivitas penggunaan data SPT dan CPT dalam memperkirakan daya dukung tanah serta penurunan yang mungkin terjadi pada fondasi dangkal.	Membandingkan daya dukung dan penurunan fondasi dangkal pada dua jenis tanah yang berbeda, yaitu tanah lempung dan pasir, dengan memperhatikan variasi konsistensi tanah yang	Menganalisis kemampuan *bored pile* dalam menahan beban pada proyek Gedung Fakultas Hukum Unisulla Semarang , serta memberikan informasi mengenai penerapan *bored pile* di area	Mengevaluasi perbedaan daya dukung tiang pancang yang dihitung berdasarkan data pengujian sondir (CPT) yang dilakukan di lokasi proyek.	Menganalisis daya dukung dan penurunan fondasi tiang pancang dan bored pile pada pembangunan Jembatan Pelangi Sungai Bringin	Merencanakan dan memastikan bahwa fondasi yang direncanakan mampu mendukung beban struktur bangunan secara efektif dan efisien, fondasi telapak menerus yang akan	Meninjau dan membandingkan daya dukung fondasi dan penurunan tanah yang terjadi pada desain awal menggunakan fondasi *bored pile* dan desain perubahan menggunakan fondasi menerus

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Tujuan Penelitian		mempengaruhi kinerja fondasi.	dengan kondisi tanah tertentu.			digunakan dalam pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari	
Kesimpulan	Meskipun terdapat perbedaan hasil antara metode SPT dan CPT, metode ini tetap memiliki	Berdasarkan temuan tersebut, penelitian ini menyarankan agar desain fondasi dangkal disesuaikan dengan kondisi	Semakin dalam *bored pile* dipasang, semakin besar kapasitas daya dukung yang dihasilkan,	Pengujian sondir memberikan hasil yang lebih akurat dalam menentukan daya dukung	Daya dukung tiang pancang lebih tinggi dibandingkan dengan bored pile, fondasi tiang pancang berkelompok	Fondasi telapak menerus yang direncanakan sesuai dengan kondisi tanah di lokasi pembangunan	Berdasarkan hasil analisis perhitungan kedua fondasi tersebut, kedua fondasi tersebut dinyatakan aman terhadap

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Kesimpulan	peranan penting dalam perancangan fondasi dangkal yang aman dan efisien. Oleh karena itu, penggunaan keduanya secara bersamaan dapat meningkatkan	tanah dan variasi konsistensi yang ada. Pada tanah lempung dengan konsistensi tinggi desain fondasi dangkal harus dirancang untuk mengurangi penurunan yang terjadi,.	terutama jika lapisan tanah keras berada pada kedalaman yang lebih dalam. Namun, semakin dalam *bored pile* dipasang, semakin tinggi juga biaya yang dibutuhkan untuk pelaksanaannya.	ultimate tiang pancang, terutama pada tanah dengan karakteristik yang bervariasi. Oleh karena itu, penggunaan data sondir dalam desain fondasi tiang pancang dapat	didapat kapasitas sebesar 608,146 ton dan 468,71 ton untuk *bored pile* berkelompok dihitung menggunkan metode *converse-labarre.* Namun,	yang mampu mendukung beban struktur gedung convention hall secara efektif. Desain fondasi memenuhi persyaratan stabilitas dan kekuatan sesuai dengan standar yang berlaku, sehingga dapat diimplementasikan	kapasitas dukung, kontrol tegangan, dan penurunan yang terjadi. Fondasi tapak menerus menghasilkan kapasitas dukung yang lebih besar, dan penurunan yang lebih

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Kesimpulan	akurasi dalam perencanaan dan desain fondasi, terutama pada kondisi tanah yang kompleks	sedangkan pada tanah pasir, fondasi dangkal lebih efisien dan stabil meskipun pada konsistensi yang lebih keras.		meningkatkan akurasi perancangan dan keselamatan struktur bangunan, seperti pada proyek pembangunan	penurunan fondasi untuk bored pile cenderung lebih kecil dibandingkan tiang pancang, karena distribusi beban yang lebih merata hasil serta penurunan yang didapat.	dalam pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari	kecil dibandingkan dengan fondasi *bored pile*

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu							**Penelitian yang Dilakukan**
Peneliti	Kristyanto (2022)	Nugroho dan Mutohar (2024)	Rumbyarso (2024)	Hafidzi (2021)	Kurniawan, dkk. (2023)	Gunawan (2012)	Shalahuddin (2025)
Kesimpulan					sebesar 5,933 cm untuk *bored pile* berkelompok dan 9,171 cm untuk tiang pancang.		

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Definisi Tanah

Pada dunia teknik sipil, tanah didefinisikan sebagai kumpulan berbagai jenis mineral, bahan alami, serta endapan lepas yang terletak di atas lapisan batuan dasar atau bedrock (Hardiyatmo, 1992). Secara umum, tanah dapat diartikan sebagai persatuan material padat yang tidak saling melekat (termasuk bahan alami), dengan rongga di antaranya yang berisi udara dan air (Verhoef, 1994). Ikatan antar partikel di dalam tanah relatif lemah, dengan rongga yang dapat terisi oleh air, udara, atau bahan lainnya (Hardiyatmo, 1992). Menurut Bowles (1984), tanah terdiri atas partikel-partikel dengan berbagai ukuran dan jenis sebagai berikut:

1. Berangkal (*boulders*), adalah fragmen batuan besar berukuran dari 250 hingga 300 mm, sementara fragmen berukuran 150 hingga 250 mm disebut kerakal (*cobbles/pebbles*).
2. Kerikil (*gravel*), bebatuan berukuran dari 5 mm hingga 150 mm.
3. Pasir (*sand*) terdiri dari partikel bebatuan berkisar dari 0,074 mm hingga 5 mm, yang bervariasi kasar (3 mm hingga 5 mm) hingga halus (kurang dari 1 mm).
4. Lanau (*silt*) memiliki ukuran partikel antara 0,002 mm hingga 0,0074 mm.
5. Lempung (*clay*) adalah partikel mineral dengan ukuran lebih kecil dari 0,002 mm dan menjadi sumber utama kohesi pada tanah kohesif.
6. Koloid (*colloids*) terdiri atas partikel mineral berukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

Tanah memegang peranan penting dalam konstruksi bangunan, terutama sebagai elemen penopang fondasi. Untuk memastikan bangunan dapat berdiri kokoh, diperlukan tanah dengan kondisi yang stabil agar mampu mendukung beban struktur secara efektif.

3.2 Klasifikasi Tanah

Sistem klasifikasi tanah adalah metode untuk mengelompokkan berbagai jenis tanah yang memiliki sifat serupa ke dalam kelompok dan subkelompok tertentu berdasarkan penggunaannya (Das, 1993). Klasifikasi ini bertujuan untuk memberikan gambaran singkat tentang sifat umum tanah yang relevan, sehingga dapat membantu dalam perencanaan konstruksi. Sistem klasifikasi tanah yang diperkenalkan oleh Robertson dan Campanella (1983) merupakan metode yang cukup populer dalam menganalisis data dari *Cone Penetration Test* (CPT). Konsep utama dari pendekatan ini adalah menghubungkan tahanan ujung konus (qc) serta hambatan lekat selubung (fs) dengan sifat dan jenis tanah. Ada dua parameter utama yang dijadikan acuan, yaitu:

1. Tahanan ujung konus (q_c)

   Menggambarkan daya dukung tanah terhadap penetrasi. Nilai q_c rendah biasanya berhubungan dengan tanah berbutir halus (lanau dan lempung), sedangkan qc tinggi identik dengan tanah berbutir kasar (pasir hingga kerikil).
2. Rasio gesekan ($R_f = (fs/q_c) \times 100\%$)

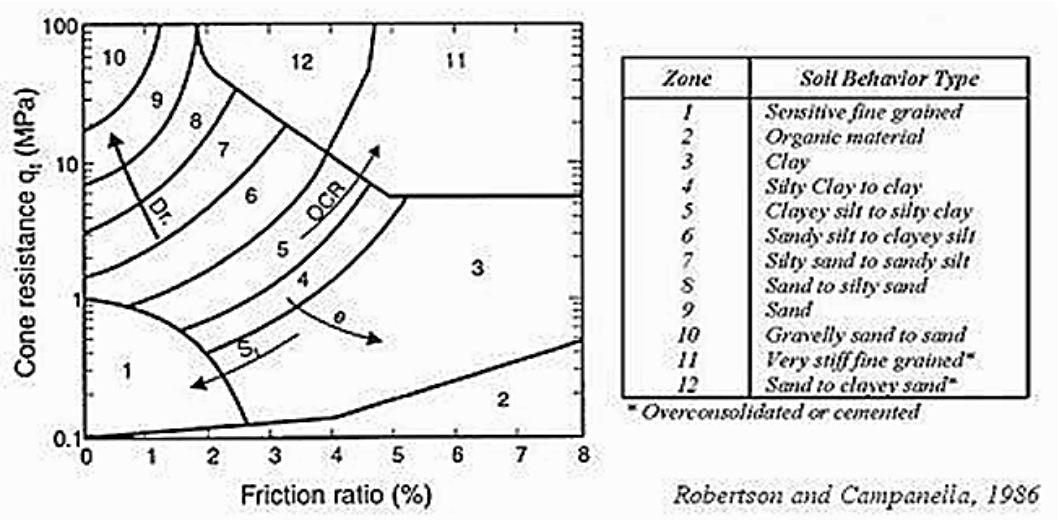
   Parameter dipakai untuk membedakan material dengan nilai qc serupa, terutama untuk memisahkan tanah berbutir halus dan kasar.

Melalui grafik hubungan qc dan Rf, Robertson & Campanella membagi tanah menjadi beberapa zona utama, yaitu:

1. Lempung (*clay*), q_c rendah dengan Rf tinggi, menunjukkan sifat plastis dan kohesif.
2. Lanau berlempung hingga lempung berlanau, berada di antara zona lempung dan lanau.
3. Campuran lanau (*silty sand/sandy silt*), menunjukkan q_c menengah dengan Rf moderat.
4. Pasir (*sand*), q_c tinggi dengan Rf rendah, semakin padat maka qc semakin besar.
5. Pasir berkerikil (*sand to gravel*), q_c yang sangat tinggi dan Rf sangat rendah.

6. Tanah organik (*organic soils*), biasanya q_c rendah dengan karakteristik friksi yang bervariasi.

Grafik hubungan q_c dan Rf dalam menentukan jenis tanah dapat dilihat pada Gambar 3.1 sebagai berikut.



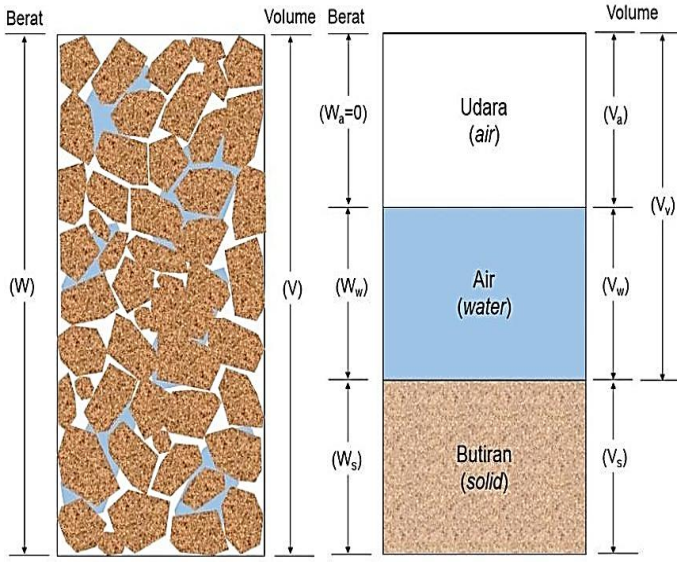
Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand
10	Gravelly sand to sand
11	Very stiff fine grained*
12	Sand to clayey sand*

* Overconsolidated or cemented

Gambar 3.1 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai q_c dan Rf (Robertson & Campanella,1983)

3.3 Parameter Tanah

Tanah terdiri dari tiga fase utama, yaitu butiran padat, air, dan udara. Memahami komposisi tanah sangat penting untuk menentukan parameter-parameter tanah serta hubungan antara volume dan beratnya. Faktor-faktor yang memengaruhi daya dukung tanah meliputi jenis tanah, tingkat kepadatan, kadar air, dan sebagainya. Tingkat kepadatan tanah biasanya dinyatakan dalam persentase berat volume tanah (γ_d) terhadap berat volume kering maksimum ($\gamma_{d\ maks}$) (Alferia, 2014). Tanah terdiri dari 3 unsur yaitu butiran padat, udara, dan air seperti Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3.2 Tiga Fase Elemen Tanah (Das, 1995)

Pada gambar di atas terlihat bahwa tanah memiliki volume (V) dan berat total (W), hubungan berat dan volume dapat dilihat pada Persamaan 3.1 dan Persamaan 3.2 sebagai berikut:

$$V_V = V_W + V_a \tag{3.1}$$

$$V = V_S + V_W + V_a \tag{3.2}$$

Di mana:

V_V = Volume pori,

V_W = Volume air,

V_a = Volume udara,

V_S = Volume butir padat.

Jika udara dianggap tidak memiliki berat, maka berat total dari suatu tanah dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.3 berikut.

$$W = W_S + W_W \tag{3.3}$$

Di mana:

W_S = Berat butir padat,

W_W = Berat air.

Data parameter tanah yang didapat dari hasil pengujian laboratorium ataupun pengujian lapangan akan dianalisa lebih lanjut.

3.3.1 Angka Pori

Angka pori menggambarkan seberapa besar ruang kosong (pori-pori) dalam tanah dibandingkan dengan ruang padatnya. Pori-pori ini dapat terisi air atau butiran tanah yang lebih kecil, sehingga memengaruhi sifat tanah. Nilai angka pori merupakan salah satu hubungan volume tanah yang umum digunakan, didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori (*Vv*) dan volume butiran padat (*Vs*), yang dikenal sebagai angka pori (*e*). Angka pori (*e*) dapat dicari dengan Persamaan 3.4 sebagai berikut.

$$e = \frac{V_V}{V_S} \tag{3.4}$$

3.3.2 Porositas

Porositas didefinisikan sebagai perbandingan antara volume pori dengan volume total tanah. Angka ini menunjukkan seberapa besar proporsi volume pori dalam tanah, biasanya dinyatakan dalam persentase, dengan simbol *n*. Porositas dapat dicari dengan Persamaan 3.5 sebagai berikut.

$$n = \frac{V_V}{V} \tag{3.5}$$

3.3.3 Kadar Air

Kadar air, atau water content *(w*), adalah perbandingan antara berat air dan berat butiran padat dalam volume tanah yang diuji. Pemeriksaan kadar air dapat dilakukan melalui pengujian laboratorium, yang juga memungkinkan pengukuran angka pori, porositas, derajat kejenuhan, dan berat jenis tanah. Kadar air dapat dicari dengan Persamaan 3.6 sebagai berikut.

$$w = \frac{W_W}{V_V} \quad (3.6)$$

3.3.4 Derajat Kejenuhan

Derajat kejenuhan (S) adalah perbandingan antara volume air dengan volume pori dalam tanah. Nilai ini biasanya dinyatakan dalam persentase dan dirumuskan dalam Persamaan 3.7 berikut.

$$S = \frac{V_W}{V_V} \quad (3.7)$$

Keterangan:

S = Derajat kejenuhan (%).

3.3.5 Berat Jenis Tanah Basah

Berat jenis tanah basah (*moist unit weight*) adalah perbandingan antara berat total tanah dengan volume tanah. Nilai ini dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.8 berikut.

$$\gamma w = \frac{W}{V} = \frac{W_S + W_W}{V} \quad (3.8)$$

Selain itu, berat jenis tanah basah juga dapat dinyatakan dalam bentuk berat butiran padat, kadar air, dan volume total dengan Persamaan 3.9 berikut.

$$\gamma w = \frac{W_S}{V} = \frac{1+W}{V} \quad (3.9)$$

3.3.6 Berat Jenis Tanah Kering

Berat jenis tanah kering (*dry unit weight*) adalah rasio antara berat kering tanah dengan volume tanah. Besaran ini diperoleh dari pengujian laboratorium pada

kondisi kering dan dicari dengan Persamaan 3.10 atau Persamaan 3.11 sebagai berikut.

$$\gamma_S = \frac{W_S}{V} \tag{3.10}$$

atau

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \tag{3.11}$$

Persamaan ini menunjukkan hubungan antara berat volume tanah, berat volume kering, dan kadar air.

3.3.7 Kohesi

Kohesi merupakan gaya tarik menarik antar partikel tanah yang memberikan kontribusi pada kuat geser tanah. Bersama sudut geser dalam, kohesi menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi yang disebabkan oleh tegangan, khususnya gerakan lateral tanah. Deformasi ini terjadi akibat kombinasi tegangan normal dan tegangan geser yang melebihi batas aman. Nilai kohesi diperoleh melalui pengujian seperti *Triaxial Test* dan *Direct Shear Test*, serta dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.12 berikut.

$$c = \frac{qc}{20} \tag{3.12}$$

Dimana:

qc = Data dari uji sondir.

Konsistensi tanah kohesi dan non-kohesi dalam penggunaan dasar bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.1 dan Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.1 Konsistensi Tanah Kohesi (Terzaghi dan peck, 1967)

Tanah Kohesi		
Nilai SPT	**Jenis Tanah**	**Catatan**
0-2	*Very soft*	Tidak dianjurkan sebagai dasar bangunan struktur
2-4	*Soft*	
4-8	*Medium*	Baik sebagai dasar bangunan struktur ringan dengan pertimbangan metode kerja yang bagus
8-15	*Stiff*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial ringan
15-30	*Very stiff*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial menengah
>30	*Hard*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial berat

Tabel 3.2 Konsistensi Tanah Non Kohesi (Terzaghi dan Peck, 1967)

Tanah Non Kohesi		
Nilai SPT	**Jenis Tanah**	**Catatan**
0-4	*Very loose*	Hanya cocok untuk taman dan sejenisnya
4-10	*Loose*	Baik sebagai dasar bangunan struktur ringan dengan pertimbangan metode kerja yang bagus
10-30	*Medium*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial ringan
30-50	*Dense*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial menengah
>50	*Very Dense*	Baik sebagai dasar bangunan struktur dengan pembebanan aksial berat

Koefisien permeabilitas tanah atau konduktivitas hidraulik adalah ukuran kemampuan tanah untuk mengalirkan air melalui pori-porinya akibat perbedaan tekanan. Nilai ini dipengaruhi oleh jenis tanah, kepadatan, ukuran dan struktur pori,

viskositas air, serta kandungan air di dalam tanah. Misalnya, tanah berbutir kasar seperti pasir memiliki permeabilitas yang lebih tinggi dibandingkan tanah berbutir halus seperti lempung. Parameter ini biasanya dinyatakan dalam satuan panjang per waktu, seperti cm/detik, dan digunakan dalam analisis aliran air tanah, misalnya pada hukum Darcy. Koefisien permeabilitas tanah menurut Casagrande dan Fadun pada tahun 1993 dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Koefisien Permeabilitas Tanah (Casagrande dan Fadun, 1993)

K (cm/detik)	Tipe Tanah	Kondisi Drainase
10^{1}-10^{2}	*Clean gravel*	Baik
10^{-1}	*Clean sand*	Baik
10^{-1}-10^{-4}	*Clean sand and gravel mixtures*	Baik
10^{-5}	*Very fine sand*	Buruk
10^{-6}	*Silt*	Buruk
10^{-7}-10^{-9}	*Clay Soils*	Secara praktis menahan air

Berat volume tanah jenuh adalah ukuran yang menunjukkan berat tanah per satuan volume ketika semua pori-porinya sepenuhnya terisi air. Nilai berat volume jenis tanah jenuh (γ_{sat}) dapat diperoleh melalui pengujian laboratorium dengan menggunakan sampel tanah yang dijenuhkan, kemudian dikeringkan dan ditimbang untuk mendapatkan berat keringnya. Berat volume air (γ_w) merupakan konstanta yang merepresentasikan berat volume air murni. Berat volume tanah jenuh dapat dihitung dengan Persamaan 3.13 sebagai berikut.

$$\gamma = \frac{\gamma_{sat} \, x \, \gamma_w}{(1+w)} \tag{3.13}$$

Dimana:

γ = Berat volume tanah jenuh (kN/m³),

γ_{sat} = Berat volume jenis tanah jenuh (kN/m³),

γ_w = Berat volume air (kN/m³),

w = Kadar air tanah jenuh (%).

Tabel 3.4 Berat Volume Tanah Kondisi Jenuh (Bowles, 1997)

Nilai N-SPT	Konsistensi	Berat Jenis Jenuh (kN/m^2)
0-2	*Very soft*	<15,7
2-4	*Soft*	15,7-18,8
4-8	*Medium*	17,3-19,6
8-16	*Stiff*	18,1-20,4
16-32	*Very stiff*	18,8-22
>32	*Hard*	>20.4

3.4 Konsistensi Tanah

Konsistensi tanah mengacu pada kadar air yang memengaruhi perubahan keadaan tanah dari satu kondisi ke kondisi lainnya (Das, 1985). Ketika tanah lempung kering secara bertahap mendapatkan kelembapan, sifatnya akan berubah secara bertahap, mulai dari kondisi padat, semi-padat, plastis, hingga cair. Sebaliknya, jika campuran tanah lempung yang berada dalam kondisi cair dipanaskan secara perlahan, tanah tersebut akan kembali berubah dari cair menjadi plastis, kemudian semi-padat, dan akhirnya menjadi padat sepenuhnya.

3.5 Pembebanan Struktur

Analisis pembebanan struktur bangunan berpedoman pada SNI 2847 tahun 2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan dan SNI 1726 tahun 2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

3.5.1 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang tidak permanen dan dapat berubah seiring waktu, meliputi aktivitas penghuni, pergerakan barang, serta penggunaan peralatan yang dapat berpindah atau berganti lokasi di dalam bangunan.

3.5.2 Beban Mati

Beban mati adalah beban yang bersifat tetap atau permanen, seperti material bangunan yang telah terpasang pada gedung seperti berupa lantai, dinding, plafon, atap, tangga, serta elemen arsitektural dan struktural lainnya. Selain itu, beban mati juga mencakup beban tambahan, seperti peralatan dan mesin yang bersifat tetap dan tidak dapat dipisahkan dari struktur bangunan.

3.5.3 Beban Gempa

Beban gempa merupakan beban yang timbul akibat gempa bumi, yang menyebabkan pergerakan atau getaran pada tanah. Getaran ini dianggap sebagai beban horizontal yang bersifat statis. Dalam menganalisis distribusi beban gempa, terdapat beberapa tahapan yang perlu dilakukan, yaitu:

1. Kategori risiko bangunan gedung atau non gedung

   Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi atau penggunaan bangunan yang berpengaruh terhadap tingkat risiko korban jiwa apabila terjadi gempa. Kategori risiko bangunan gedung dan non-gedung terhadap beban gempa berdasarkan jenis pemanfaatannya dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 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

Lanjutan Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
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 industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
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	III

Lanjutan Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
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

2. Faktor keutamaan gempa (I_e)

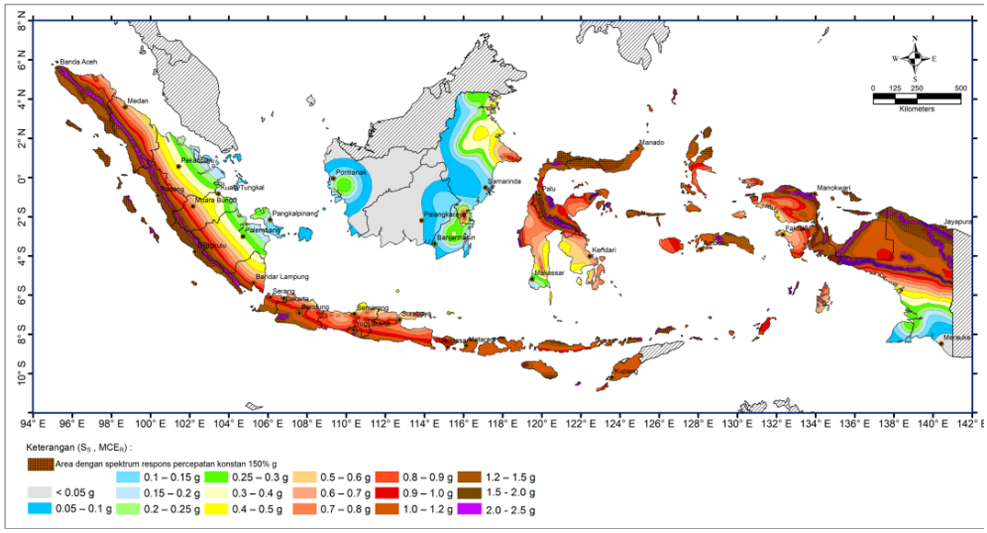
Faktor keutamaan gempa diperoleh berdasarkan kategori risiko bangunan dan digunakan sebagai parameter dalam analisis distribusi beban gempa. Nilai faktor keutamaan gempa dapat ditemukan pada Tabel 3.6 berikut.

Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa

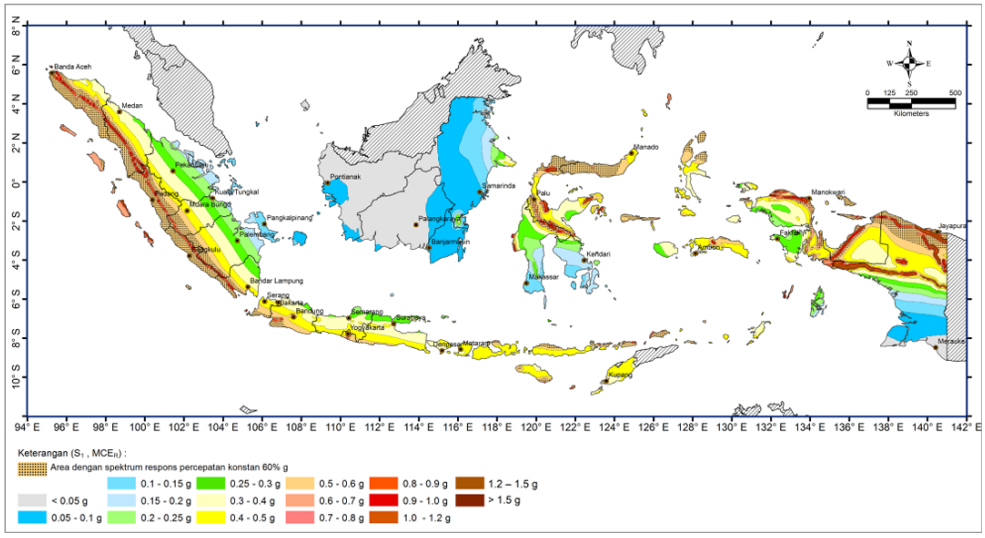
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,5

3. Parameter percepatan gempa terpetakan

Parameter percepatan gempa yang digunakan untuk periode pendek (S_s) dan periode 1 detik (S_1) ditentukan berdasarkan lokasi yang dianalisis, dengan merujuk pada peta percepatan batuan dasar untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) serta periode 1 detik (S_1) yang tercantum dalam SNI 1726-2019. Peta percepatan S_s dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 3.3 dan Gambar 3.4 berikut.



Gambar 3.3 Parameter Gerak Tanah S_s, Gempa Maksium yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2-Detik (Redaman Kritis 5 %)



Gambar 3.4 Parameter Gerak Tanah, S_1, Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Wilayah Indonesia untuk Spektrum Respons 0,2 Detik (Redaman Kritis 5 %)

4. Kelas situs

Kelas situs adalah klasifikasi yang dilakukan berdasarkan kondisi tanah di lapangan yang berfungsi untuk menilai respons tanah terhadap beban gempa. Klasifikasi ini biasanya ditentukan berdasarkan kecepatan rata-rata gelombang geser (Vs_{30}). Pembagian kelas tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\overline{V}_S$ **(m/detik)**	$\overline{N}$ **atau** $\overline{N}_{ch}$	$\overline{S}_U$ **(kPa)**
S_A (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
S_B (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
S_C (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥100
S_D (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100

Lanjutan Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas Situs	$\bar{V}_S$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{S}_U$ (kPa)
S_E (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 , $\bar{S}u < 25$ kPa.		
S_F (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan $H > 7,5$ m dengan indeks plasitisitas $PI > 75$) Lapisan lempung lunak/setengah teguh dengan ketebalan $H > 35$ m dengan $\bar{S}u < 50$ kPa.		

5. Koefisien situs F_a dan F_v

F_v dan F_a merupakan faktor koreksi yang digunakan untuk menyesuaikan percepatan batuan dasar berdasarkan karakteristik tanah di suatu lokasi. F_a adalah faktor amplifikasi untuk periode pendek (S_s), yang nilainya bergantung pada jenis tanah serta percepatan batuan dasar dengan periode sekitar 0,2 detik. Tanah lunak cenderung memiliki nilai F_a yang lebih besar karena dapat memperkuat percepatan gempa dalam rentang periode pendek. Sementara itu, F_v merupakan faktor amplifikasi untuk periode panjang (S_1), yang digunakan untuk menyesuaikan respons gempa pada periode 1 detik. Nilai F_v juga dipengaruhi oleh klasifikasi tanah dan percepatan batuan dasar pada periode

panjang, di mana tanah lunak umumnya memiliki nilai F_v yang lebih tinggi karena memperkuat efek gempa dalam rentang periode panjang. Penentuan nilai F_a dan $F_v$dapat dilihat pada Tabel 3.8 dan Tabel 3.9 sebagai berikut.

Tabel 3.8 Koefisien Situs, F_a

Kelas Situs	**Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Terpetakan Pada Periode Pendek, T = 0,2 Detik, S_s**					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
S_A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_B	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
S_C	1,3	1,3	1,2	1,2	1,2	1,2
S_D	1,6	1,4	1,2	1,1	1	1
S_E	2,4	1,7	1,3	1,1	0,9	0,8
S_F	$S_s^{(a)}$					

Tabel 3.9 Koefisien Situs, F_v

Kelas Situs	**Parameter Respons Spektral Percepatan Gempa Maksimum yang Dipertimbangkan Risiko-Tertarget (MCER) Terpetakan Pada Periode 1 Detik, S_1**					
	$S_s \leq 0{,}25$	$S_s = 0{,}5$	$S_s = 0{,}75$	$S_s = 1$	$S_s = 1{,}25$	$S_s \geq 1{,}5$
S_A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_B	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
S_C	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
S_D	2,4	2,2	2	1,9	1,8	1,7
S_E	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2
S_F	$S_s^{(a)}$					

6. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1})

   S_{MS} dan S_{M1} merupakan parameter respons spektral percepatan yang telah dikoreksi berdasarkan kondisi tanah di suatu lokasi untuk mempertimbangkan efek amplifikasi tanah terhadap percepatan batuan dasar. Untuk mencari nilai S_{MS} dan S_{M1} dapat digunakan Persamaan 3.14 dan 3.15 sebagai berikut.

$$S_{MS} = F_a \, x \, S_S \tag{3.14}$$

$$S_{M1} = F_v \text{ x } S_1 \tag{3.15}$$

7. Parameter percepatan spektral desain

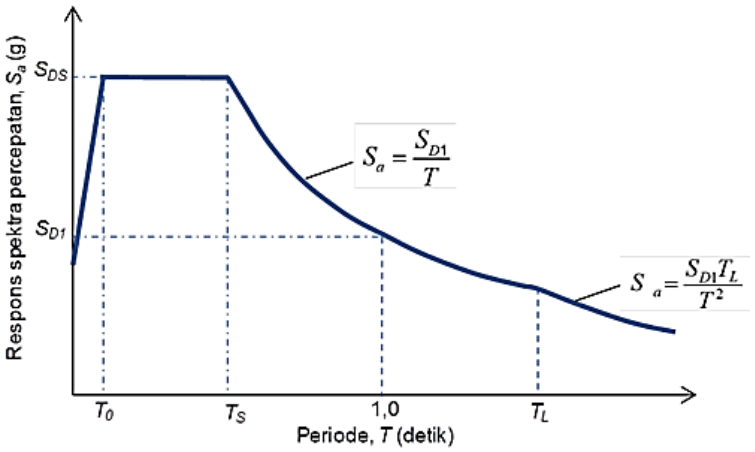
   Parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek (S_{DS}) dan pada periode 1 detik (S_{D1}) dapat ditentukan melalui Persamaan 3.16 dan 3.17 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} x \, S_{MS} \tag{3.16}$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} x \, S_{M1} \tag{3.17}$$

8. Spektrum respons desain

   Spektrum respons desain merupakan representasi grafis dari percepatan spektral yang telah disesuaikan dengan faktor reduksi desain untuk digunakan dalam perencanaan struktur tahan gempa. Spektrum ini diperoleh dari spektrum respons percepatan gempa yang telah dikoreksi dengan faktor keutamaan serta faktor reduksi respons struktur, sehingga mencerminkan beban gempa yang perlu diperhitungkan dalam desain bangunan. Grafik spektrum respons desain dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut.



Gambar 3.5 Spektrum Respons Desain

9. Kategori desain seismik berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek dan 1 detik

Tabel 3.10 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
$0{,}33 \leq S_{DS} < 0{,}5$	C	D
$0{,}5 \leq S_{DS}$	D	D

Tabel 3.11 Kategori Desain Seismik Berdasarkan Parameter Respons Percepatan Pada Periode 1 detik

Nilai S_{D1}	**Kategori Risiko**	
	I atau II atau III	**IV**
$S_{D1} < 0{,}167$	A	A
$0{,}167 \leq S_{D1} < 0{,}33$	B	C
$0{,}33 \leq S_{D1} < 0{,}5$	C	D
$0{,}5 \leq SDS$	D	D

10. Faktor *R* (koefisien modifikasi respons), C_d (faktor pembesaran defleksi), dan Ω_0 (faktor kuat lebih sistem) untuk sistem pemikul gaya seismik

Tabel 3.12 Faktor *R*, C_d, dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	***R***	Ω_0	C_d	**Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, *hn* (*m*)[d]**				
				Kategori Desain Seismik				
				B	***C***	D^e	E^e	F^f
Sistem rangka pemikul momen								
Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5,5	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*
Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5,5	*TB*	*TB*	48	30	*TI*
Rangka baja pemikul momen menengah	4,5	3	4	*TB*	*TB*	10^k	TI^k	TI^k
Rangka baja pemikul momen biasa	3,5	3	3	*TB*	*TB*	*TI'*	*TI'*	*TI'*
Rangka beton bertulang pemikul momen khusus	8	3	5,5	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*
Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4,5	*TB*	*TB*	*TI*	*TI*	*TI*
Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2,5	*TB*	*TI*	*TI*	*TI*	*TI*
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5,5	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*	*TB*

Lanjutan Tabel 3.12 Faktor *R*, C_d, dan Ω_0 untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik

Sistem Pemikul Gaya Seismik	*R*	Ω_0	C_d	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, $hn\ (m)^d$				
				Kategori Desain Seismik				
				B	*C*	D^e	E^e	F^f
Sistem rangka pemikul momen								
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4,5	*TB*	*TB*	*TI*	*TI*	*TI*
Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5,5	48	48	30	*TI*	*TI*
Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2,5	*TB*	*TI*	*TI*	*TI*	*TI*
.Rangka baja canai dingin pemikul momen khusus dengan pembautan	3,5	3	3,5	10	10	10	10	10

11. Koefisien C_u

Tabel 3.13 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Periode yang Dihitung

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

12. Periode fundamental pendekatan

Periode fundamental pendekatan (T_a) dalam detik bisa ditentukan dari Persamaan 3.18 sebagai berikut.

$$T_a = C_t \, x \, h_n^x \tag{3.18}$$

Koefisen nilai C_t dan x diperoleh melalui Tabel 3.14 berikut ini.

Tabel 3.14 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

13. Gaya geser dasar seismik

Gaya dasar seismik merupakan gaya horizontal maksimum yang bekerja pada struktur akibat pengaruh gempa bumi. Besarnya gaya ini dihitung berdasarkan respons bangunan terhadap beban gempa. Gaya gerser seismik dapat diperoleh melalui Persamaan 3.19, 3.20, 3.21, dan 3.22 berikut.

$$V = C_s \, x \, W \tag{3.19}$$

Untuk $T \leq T_L$, digunakan:

$$C_s = \frac{SD1}{T \, x \, \frac{R}{Ie}} \tag{3.20}$$

Untuk $T > T_L$, digunkan:

$$C_s = \frac{SD1 \, x T_L}{T^2 \, x \, \frac{R}{Ie}} \tag{3.21}$$

C_s pakai tidak boleh kurang dari C_s minimum yang dapat dicari dengan Persamaan 3.22 berikut.

$$C_s = 0{,}044 \, x \, S_{DS} \, x \, Ie \geq 0{,}01 \tag{3.22}$$

14. Koefisien K

    Untuk struktur bangunan dengan nilai $T \leq 0{,}5$ detik, maka nilai $K = 1$. Untuk struktur bangunan dengan nilai $T \geq 2{,}5$ detik, maka nilai $K = 2$. Sedangkan untuk struktur bangunan dengan nilai $0{,}5 < T < 2{,}5$ detik, maka nilai K ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

15. Jumlah gaya geser horizontal setiap lantai bangunan

    Besarnya gaya geser horizontal setiap lantai bangunan dapat dicari dengan Persamaan 3.23 berikut.

$$F = \frac{W \, x \, H^k}{\sum W \, x \, H^k} \, x \, V \tag{3.23}$$

3.6 Definisi Fondasi

Dalam konstruksi bangunan, fondasi adalah elemen krusial yang menjadi dasar bagi seluruh struktur. Fungsinya tidak hanya untuk menyalurkan beban bangunan ke tanah, tetapi juga untuk memastikan kestabilan dan keamanan struktur dalam jangka panjang. Tanpa fondasi yang tepat, sebuah bangunan berisiko mengalami penurunan (*settlement*), keretakan, atau bahkan keruntuhan. Oleh karena itu, pemilihan jenis fondasi harus mempertimbangkan banyak faktor, seperti

jenis bangunan, kondisi tanah, serta lingkungan sekitar. Dengan memahami berbagai jenis fondasi dan karakteristiknya, maka dapat dilakukan penentuan solusi yang paling sesuai untuk memastikan keamanan, efisiensi, dan daya tahan sebuah bangunan. Secara umum, fondasi dibagi menjadi dua kategori utama yaitu fondasi dangkal dan fondasi dalam.

3.7 Definisi Fondasi Dangkal

Fondasi dangkal merupakan jenis fondasi yang mendukung beban secara langsung, dengan kedalaman fondasi kurang dari atau sama dengan lebar fondasi ($D_f \leq$ B). Sebaliknya, fondasi dalam adalah fondasi yang menyalurkan beban struktur ke lapisan tanah keras atau batuan yang letaknya relatif jauh di bawah permukaan tanah, dengan kedalaman fondasi lebih dari atau sama dengan empat kali lebar fondasi ($D_f \geq$ 4B) (Hardiyatmo, 1996). Secara umum, fondasi dangkal memiliki rasio antara kedalaman dan lebar fondasi kurang dari empat. Jika rasio ini melebihi empat, fondasi tersebut dikategorikan sebagai fondasi dalam. fondasi dangkal aman digunakan jika memenuhi kriteria berikut:

1. Penurunan *(settlement*) tanah akibat beban berada dalam batas toleransi yang diperbolehkan.
2. Tidak terjadi keruntuhan geser pada tanah di sekitar fondasi.

3.8 Daya Dukung Tanah Pada Fondasi Dangkal

Kemampuan tanah untuk menahan beban fondasi, atau daya dukung batas (*ultimate*), terutama dipengaruhi oleh kekuatan geser tanah. Nilai daya dukung yang diperhitungkan untuk desain juga mempertimbangkan karakteristik deformasi tanah (Bowles, 1984). Karakteristik tanah yang memengaruhi daya dukung mencakup berat isi tanah (γ), kekuatan geser dalam (φ), dan kohesi tanah (c). Semakin besar nilai-nilai tersebut, semakin tinggi daya dukung tanah (Wesley, 1997).

Analisis daya dukung dilakukan menggunakan pendekatan yang menyederhanakan perhitungan. Persamaan yang digunakan biasanya mengacu pada sifat tanah dan bentuk bidang geser saat terjadi keruntuhan. Analisis ini

umumnya menganggap tanah sebagai material plastis, dan persamaan kapasitas dukung tanah yang digunakan didasarkan pada hukum Mohr-Coulomb (Hardiyatmo, 2002) pada Persamaan 3.24 berikut.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi \tag{3.24}$$

Di mana

τ = tahanan geser tanah,

c = kohesi tanah,

σ = tegangan normal,

φ = sudut geser dalam.

Kapassitas daya dukung ultimit didefinisikan sebagai batas kekuatan tanah dalam mendukung beban tanpa mengalami kegagalan atau keruntuhan. Kapasitas daya dukung ultimit dapat didefinisikan dalam Persamaan 3.25 sebagai berikut.

$$q_u = \frac{P_u}{A} \tag{3.25}$$

Di mana:

q_u = Kapasitas daya dukung ultimit (t/m^2),

P_u = Beban ultimit (t),

A = Luas beban (m^2).

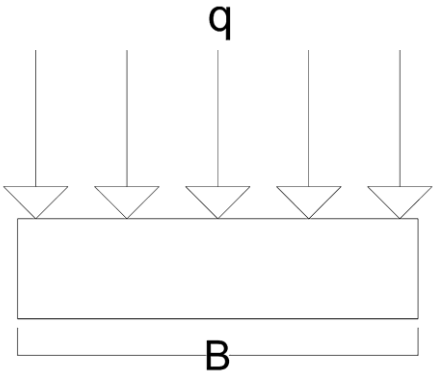
3.8.1 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak

Terzaghi (1943) mengembangkan analisis kapasitas dukung tanah dengan asumsi-asumsi sebagai berikut (Hardiyatmo, 2002):

1. Fondasi dianggap memiliki bentuk memanjang tanpa batas.
2. Tanah di bawah dasar Fondasi dianggap homogen.
3. Berat tanah di atas dasar Fondasi digantikan dengan beban merata sebesar $p_o = D_f \, x \, \gamma$, di mana D_f adalah kedalaman dasar fondasi dan merupakan berat volume tanah di atas dasar fondasi.
4. Tahanan geser tanah di atas dasar fondasi diabaikan.

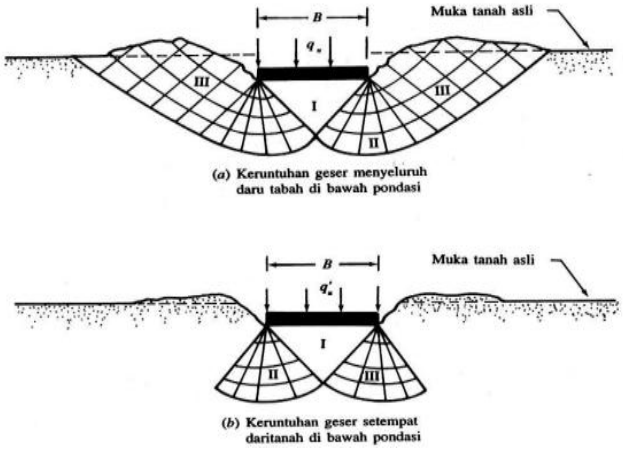
5. Dasar Fondasi diasumsikan kasar.

Seluruh analisis kapasitas dukung tanah ini didasarkan pada asumsi bahwa fondasi memiliki panjang tak terbatas dan mempertimbangkan kondisi keruntuhan geser umum (*general shear failure*) pada material yang bersifat plastis. Untuk memahami konsep daya dukung tanah dan mekanisme keruntuhan geser di dalam tanah, perhatikan model fondasi berbentuk persegi panjang dengan lebar *B*, yang diletakkan di atas permukaan lapisan tanah pasir padat (atau tanah kaku), seperti ditunjukkan pada Gambar 3.6 berikut.



Gambar 3.6 Contoh Bentuk Fondasi Dangkal

Jika beban merata *q* per satuan luas diterapkan pada model fondasi, fondasi akan mengalami penurunan. Namun, ketika nilai *q* mencapai q_u , keruntuhan daya dukung akan terjadi. Hal ini berarti fondasi akan mengalami penurunan yang sangat besar meskipun tidak ada penambahan beban lebih lanjut. Pada kondisi ini, tanah di sisi kanan dan kiri fondasi akan terdorong ke atas, dan bidang longsor akan mencapai permukaan tanah. Fenomena keruntuhan daya dukung ini disebut sebagai keruntuhan geser menyeluruh (*general shear failure*) dan dapat dijelaskan melalui Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Keruntuhan Geser Global dan Lokal (Das, 1993)

Rumus daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) untuk fondasi tapak menngunakan metode Meyerhof (1974) pada kondisi tanah lempung dengan dasar data CPT dapat dinyatakan pada Persamaan 3.26, Persamaan 3.27, dan Persamaan 3.28 berikut.

$$q_u = 28 - 0{,}0052\ x\ (300 - q_c)^{1{,}5}\ \textit{(strip footings)} \quad (3.26)$$

$$q_u = 48 - 0{,}009\ x\ (300 - q_c)^{1{,}5}\ \textit{(square footings)} \quad (3.27)$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} \quad (3.28)$$

Sedangkan rumus daya dukung ultimit (*ultimate bearing capacity*) untuk fondasi tapak menggunakan metode Meyerhof (1974) pada kondisi tanah pasir dengan dasar data CPT dapat dinyatakan pada Persamaan 3.29, Persamaan 3.30, dan Persamaan 3.31 berikut.

$$q_u = 2 + 0{,}28\ x\ q_c\ \textit{(strip footings)} \quad (3.29)$$

$$q_u = 5 + 0{,}34\ x\ q_c\ \textit{(square footings)} \quad (3.30)$$

$$q_a = \frac{q_u}{SF} \quad (3.31)$$

Di mana:

q_u = Kapasitas dukung ultimit (kg/cm²),

q_c = Kapasitas dukung ujung tiang sondir (kg/cm²),

q_a = Kapasitas dukung yang diizinkan (t/m²).

3.8.2 Analisis Kontrol Tegangan yang Terjadi

Tegangan maksimum yang terjadi harus diperhitungkan dan dipastikan tidak melebihi tegangan izin yang tersedia. Untuk menghitung tegangan yang terjadi dapat digunkan Persamaan 3.32, Persamaan 3.33, Persamaan 3.34, dan Persamaan 3.35 sebagai berikut.

$$I_x = \frac{1}{12} x\, z_o\, x\, x_o{}^3 \quad (3.32)$$

$$I_y = \frac{1}{12} x\, x_o\, x\, z_o{}^3 \quad (3.33)$$

$$\sigma_{ultimate} = - \frac{V}{A} \pm \frac{Mx\ x\ z_o}{I_x} \pm \frac{Mz\ x\ x_o}{I_y} \quad (3.34)$$

$$\sigma_{izin} = \frac{Q_{all}}{A} \quad (3.35)$$

Di mana :

I = Momen inersia yang terjadi (m^4),

σ = Tegangan (kN/m^2),

V = Gaya geser (kN),

M = Momen bangunan (kNm),

z_o = Panjang fondasi (m),

x_o = Lebar fondasi (m),

Q_{all} = Kapasitas izin fondasi (kN).

3.9 Analisis Penurunan Fondasi Tapak

Metode Steinbrenner digunakan untuk menghitung penurunan segera pada fondasi tapak dengan mengasumsikan tanah sebagai media elastis isotropik. Penurunan dihitung berdasarkan tekanan netto fondasi, modulus elastisitas tanah, dan faktor pengaruh dari tabel Steinbrenner yang bergantung pada bentuk serta

dimensi fondasi. Persamaan penurunan segera fondasi tapak menurut Steinbenner dapat menggunakan Persamaan 3.36, Persamaan 3.37, dan Persamaan 3.38 berikut.

$$I = (1 - \mu^2) \times F_1 + (1 - \mu - 2 \times \mu^2) \times F2 \quad (3.36)$$

$$q_n = \frac{P}{A} - \gamma \times h \quad (3.37)$$

$$S_g = \frac{q_n \times B}{E} \times I \quad (3.38)$$

Di mana :

I = Faktor pengaruh,

μ = Angka poisson,

F = Koefisien Steinbrenner,

q_n = Tekanan fondasi *netto* (kN/m²),

P = Beban total yang bekerja pada fondasi,

γ = Berat volume tanah di atas dasar fondasi (kN/ m³),

h = Kedalaman fondasi (m),

S_g = Penurunan segera (m),

E = Modulus elastisitas (kN/m²).

Tabel 3.15 Nilai Angka Poisson (μ)

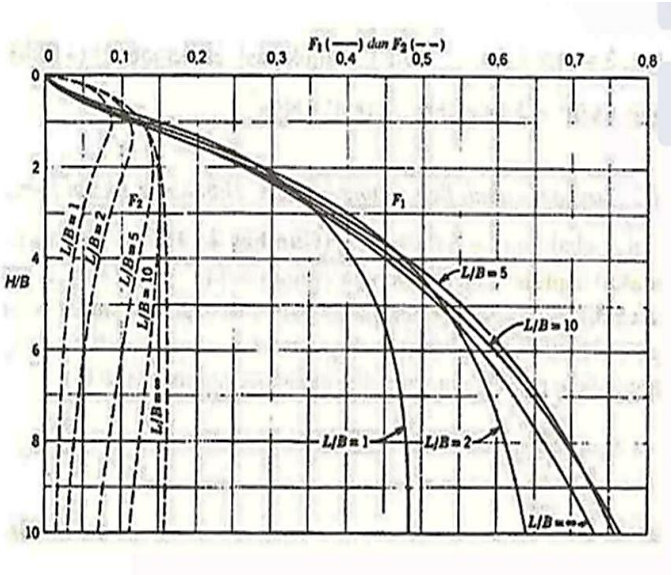
Jenis Tanah	Angka Poisson
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar (e = 0,4 – 0,7) 0,15	0,15
Pasir halus (e = 0,4 – 0,7) 0,25	0,25
Batu (bergantung jenisnya)	0,1 – 0,4
Loess	0,1 – 0,3

Sumber : Bowles (1967)

Tabel 3.16 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (Es)

Jenis Tanah	Es (kN/m²)
Lempung sangat lunak	300 – 3000
Lempung lunak	2000 – 4000
Lempung sedang	4500 – 9000
Lempung Keras	7000 – 20000
Lempung berpasir	30000 - 42500
Pasir berlanau	5000 – 20000
Pasir tidak padat	10000 – 25000
Pasir padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil padat	80000 – 200000
Pasir dan kerikil tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 - 60000
Cadas	140000 - 1400000

Sumber : Bowles (1967)



Gambar 3.8 Nilai Koefisien F_1 dan F_2 Steinbrenner

Sedangkan menurut metode distribusi tegangan secara umum, penurunan segera yang terjadi dapat dihitung dengan Persamaan 3.39 sebagai berikut.

$$S_g = \frac{q_c}{40} \quad (3.39)$$

Di mana :

S_g = Penurunan segera (cm)

q_c = Teknan ujung konus sondir (kg/cm²)

3.10 Definisi Fondasi Dalam

Fondasi dalam merupakan elemen struktur yang berfungsi untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke lapisan tanah dengan daya dukung tertentu pada kedalaman tertentu. Tiang pancang atau *bored pile* digunakan pada fondasi bangunan jika tanah dasar di bawah bangunan tidak memiliki daya dukung yang memadai untuk menahan beban struktur, atau jika lapisan tanah keras yang mampu mendukung beban tersebut berada pada kedalaman yang sangat dalam (Sardjono, 1988). Tiang pancang atau *bored pile* biasanya memiliki bentuk prisma atau silinder. Tiang pancang dicetak di lokasi tertentu dan kemudian dipindahkan ke lokasi konstruksi. Sedangkan *bored pile* dipasang dengan melakukan pengeboran langsung di lokasi konstruksi. Diameter tiang umumnya berkisar antara 300 mm - 600 mm untuk bangunan bertingkat rendah 800 mm - 1200 mm untuk bangunan bertingkat tinggi, dan 1500 mm - 2500 mm untuk proyek infrastruktur besar seperti jembatan dan bendungan. Keunggulan utama *bored pile* adalah minimnya getaran dan kebisingan selama proses pemasangan, sehingga cocok untuk proyek di area padat penduduk. Selain itu, *bored pile* mampu menembus tanah keras atau berbatu dan memiliki kapasitas beban yang besar karena dapat dibuat dengan diameter yang lebih lebar. Fondasi ini juga tidak menyebabkan pemadatan tanah di sekitar lokasi pengerjaan, memberikan fleksibilitas dalam desain sesuai kebutuhan struktur. Namun, proses pemasangannya membutuhkan waktu lebih lama dibandingkan tiang pancang karena melibatkan pengeboran,

pemasangan tulangan, dan pengecoran. Selain itu, kualitas beton dapat dipengaruhi oleh kondisi lingkungan, terutama jika terdapat air tanah yang berlebih. Dari segi biaya, penggunaan *bored pile* pada proyek kecil cenderung lebih mahal karena memerlukan peralatan khusus dan tenaga kerja terlatih. Sementara itu, tiang pancang merupakan fondasi yang ditanam dengan cara dipukul atau ditekan ke dalam tanah menggunakan *hammer* atau *hydraulic jack*. Salah satu keunggulan utama tiang pancang adalah proses pemasangannya yang lebih cepat dan efisien karena menggunakan material precast dengan kualitas beton yang lebih terjamin. Fondasi ini juga sangat efektif untuk menopang bangunan di atas tanah lunak atau labil karena mampu menyalurkan beban hingga ke lapisan tanah yang lebih keras. Namun, pemasangan tiang pancang menimbulkan getaran dan kebisingan yang cukup tinggi, sehingga kurang cocok untuk proyek yang berdekatan dengan bangunan lain. Selain itu, ukuran tiang pancang umumnya terbatas dan sulit digunakan pada tanah yang mengandung batu besar. Proses pemancangannya juga dapat menyebabkan pemadatan tanah di sekitar area proyek, yang berisiko mengganggu struktur lain di sekitarnya. Pemilihan antara *bored pile* dan tiang pancang harus disesuaikan dengan kondisi tanah, kebutuhan proyek, serta faktor biaya dan efisiensi. Jika proyek berada di lingkungan yang padat dan membutuhkan daya dukung besar dengan desain fleksibel, *bored pile* lebih direkomendasikan. Sebaliknya, jika proyek membutuhkan pengerjaan yang lebih cepat dan berada di area terbuka dengan tanah lunak, maka tiang pancang bisa menjadi pilihan yang lebih efisien.

3.11 Kapasitas Dukung Tiang

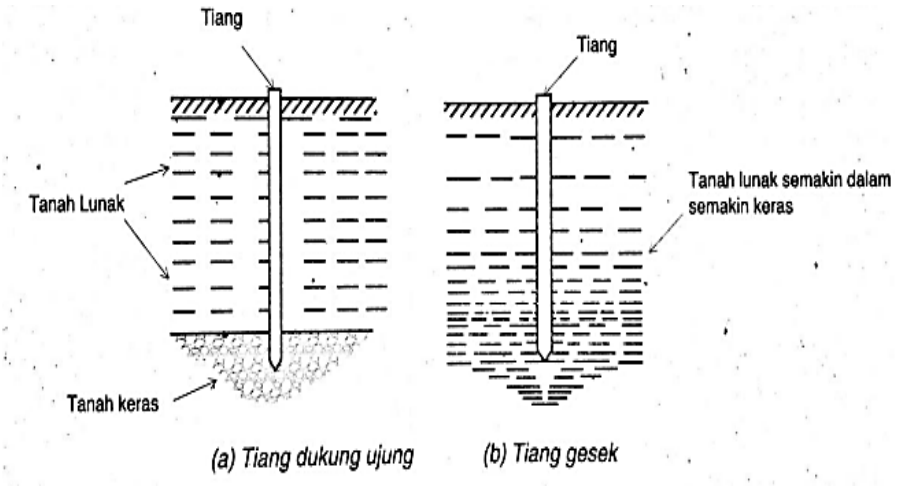
Kapasitas tiang mengacu pada kemampuan tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2010). Metode untuk menentukan kapasitas dukung tiang umumnya terbagi menjadi dua kategori, yaitu kapasitas tiang tunggal (*single pile*) dan kapasitas kelompok tiang (*pile group*). Berdasarkan cara tiang mendukung beban, tiang dapat dibagi menjadi dua jenis (Hardiyatmo, 2002):

1. Daya dukung ujung tiang (*end bearing pile*)

   Tiang dukung ujung adalah tiang yang kapasitas dukungnya terutama ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Biasanya, jenis tiang ini digunakan pada tanah lunak yang berada di atas lapisan tanah keras. Tiang-tiang ini dipancang hingga mencapai batuan dasar atau lapisan keras lainnya yang mampu menahan beban tanpa menyebabkan penurunan yang berlebihan. Kapasitas tiang sepenuhnya bergantung pada daya dukung lapisan keras di bawah ujung tiang.

2. Daya dukung geser tiang (*friction pile*)

   Tiang geser adalah tiang yang kapasitas dukungnya lebih banyak ditentukan oleh gaya gesek antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya. Ilustrasi tiang geser berdasarkan cara mendukung bebannya dapat dilihat pada Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3.9 Tiang Ditinjau Dari Cara Mendukung Bebannya (Hardiyatmo,2002)

3.11.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Uji SPT

Kapasitas dukung tiang tunggal adalah kemampuan daya dukung satu tiang pancang. Pada bagian ini, perhitungan didasarkan pada data hasil penyelidikan tanah menggunakan uji SPT.. Langkah perhitungan meliput menghitung kapasitas dukung ujung tiang, menghitung kapasitas dukung selimut tiang, menentukan

kapasitas dukung ultimit, dan menentukan kapasitas dukung yang diizinkan. Terdapat beberapa metode dalam menentukan daya dukung tiang tunggal.

1. Metode Meyerhof (1956)

   a. Tahanan ujung (Q_p)

   Kapasitas dukung ujung tiang dengan metode Meyerhof menggunakan data SPT dapat dihitung dengan Persamaan 3.40 dan Persamaan 3.41 berikut.

$$q_p = 0{,}4 \; x \; N_{SPT}, \; x \; \frac{L}{D} \; x \; \sigma_r \leq 4 \; x \; N_{SPT}, \; x \; \sigma_r \quad (3.40)$$

$$Q_p = A_p \; x \; q_p \quad (3.41)$$

   Di mana:

   Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

   A_p = Luas penampang ujung tiang (m²),

   q_p = Tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m²),

   D = Diameter tiang (m),

   L = Panjang tiang (m),

   σ_r = Tegangan refrensi = 100 kPa,

   N_{SPT}, = Nilai N-SPT rata-rata dari 8D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang.

   b. Gesekan Selimut Tiang (Q_s)

   Jika tiang bor terletak pada tanah berlapis, kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan metode Meyerhof dengan data SPT menggunakan Persamaan 3.42, Persamaan 3.43, dan Persamaan 3.44 berikut:

$$fs = 0{,}02 \; x \; \sigma_r \; x \; N_{SPT} \; x \; L \quad (3.42)$$

$$A_s = \pi \; x \; D \quad (3.43)$$

$$Q_s = \sum (fs \; x \; A_s) \quad (3.44)$$

Dengan:

C_u = Nilai kohesi di bawah ujung tiang (kN/m²),

fs = Tahanan geser per satuan luas (kN/m^2),

σ_r = Tegangan refrensi (100 kPa),

L = Panjang tiang (m),

A_s = Luas selimut tiang (m^2),

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN).

c. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_{ult}) dan Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

Perhitungan kapasitas dukung ultimit dan kapasitas dukung ijin tiang berdasarkan data uji SPT dapat dilakukan dengan Persamaan 3.45 dan Persamaan 3.46 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.45)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.46)$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Tahanan dukung selimut tiang (kN),

Q_{ult} = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN),

A_p = Luas penampang tiang (m^2),

L = Panjang tiang (m),

SF = Faktor keamanan.

2. Metode Luciano Decourt (1982)

a. Tahanan ujung (Q_p)

Kapasitas dukung ujung tiang dengan metode Luciano Deco menggunakan data SPT dapat dihitung dengan Persamaan 3.47 dan Persamaan 3.48 berikut.

$$q_p = N_P \; x \; K \; x \; \alpha \tag{3.47}$$

$$Q_p = A_p \; x \; q_p \tag{3.48}$$

Di mana:

q_p = Tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m²),

N_P = Nilai N-SPT rata-rata dari 4D di atas dasar tiang sampai 4D di bawah dasar tiang,

K = Koefisien terhadap jenis tanah,

α = Faktor koreksi pada ujung pada ujung tiang (1),

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

A_p = Luas penampang ujung tiang (m²).

Tabel 3.17 Nilai Koefisien Jenis Tanah

Jenis Tanah	K (t/m²)
Lempung	12
Lanau Berlempung	20
Lanau Berpasir	25
Pasir	40

Sumber : Dirgananta (2018)

b. Gesekan Selimut Tiang (Q_s)

Jika tiang bor terletak pada tanah berlapis, kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan metode Luciano Decourt dengan data SPT menggunakan Persamaan 3.49, Persamaan 3.50, dan Persamaan 3.51 berikut.

$$fs = (\frac{N_{SPT}}{3} + 1) \; x \; \beta \tag{3.49}$$

$$A_s = \pi \; x \; D \tag{3.50}$$

$$Q_s = \sum(fs \; x \; A_s \; x \; \Delta L) \tag{3.51}$$

Dengan:

fs = Tahanan geser per satuan luas (kN/m^2),

N_{SPT} = Nilai N-SPT pada setiap lapisan,

β = Faktor koreksi pada selimut tiang (1),

A_s = Luas selimut tiang (m^2),

D = Diameter tiang (m),

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN),

ΔL = Panjang segmen tiang (m).

c. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_{ult}) dan Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

Perhitungan kapasitas dukung ultimit dan kapasitas dukung ijin tiang berdasarkan data uji SPT dapat dilakukan dengan Persamaan 3.52 dan Persamaan 3.53 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.52)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.53)$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Tahanan dukung selimut tiang (kN),

Q_{ult} = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN),

A_p = Luas penampang tiang (m^2),

L = Panjang tiang (m).

SF = Faktor keamanan.

3.11.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Uji CPT

Kapasitas dukung tiang tunggal adalah kemampuan daya dukung satu tiang pancang/ *bored pile*. Pada bagian ini, perhitungan didasarkan pada data hasil penyelidikan tanah menggunakan uji CPT.. Langkah perhitungan meliput

menghitung kapasitas dukung ujung tiang, menghitung kapasitas dukung selimut tiang, menentukan kapasitas dukung ultimit, dan menentukan kapasitas dukung yang diizinkan. Terdapat beberapa metode dalam menentukan daya dukung tiang tunggal.

1. Metode Nottingham & Schmertman (1975)

   a. Tahanan ujung (Q_P)

      Kapasitas dukung ujung tiang dengan metode Nottingham and Schmertman menggunakan data CPT dapat dihitung dengan Persamaan 3.54, Persamaan 3.55, Persamaan 3.56, dan Persamaan 3.57 berikut.

$$q_{p1} = \textit{Rerata nilai } q_c \textit{ 4D ke bawah dasar tiang} \quad (3.54)$$

$$q_{p2} = \textit{Rerata nilai } q_c \textit{ 8D ke atas dasar tiang} \quad (3.55)$$

$$q_{pakai} = \frac{q_{p1} + q_{p2}}{2} \textit{ x } \omega \leq \textit{150 kg/cm² atau 14709,98 kN/m²} \quad (3.56)$$

$$Q_p = A_p \textit{ x } q_{pakai} \quad (3.57)$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

A_p = Luas penampang ujung tiang (m²),

q_p = Tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m²),

q_c = Tahanan ujung Tahanan ujung sondir (kN/m²),

D = Diameter tiang (m).

Tabel 3.18 Faktor *ω*

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

Sumber : Hardiyatmo (2008)

b. Gesekan Selimut Tiang (Q_s)

Jika tiang bor terletak pada tanah berlapis, kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan metode Nottingham & Schmertman dengan data CPT menggunakan Persamaan 3.58, Persamaan 3.59, dan Persamaan 3.60 berikut.

$$A_s = \pi \, x \, D \tag{3.58}$$

$$fs = K_c \, x \, q_c \leq 1{,}2 \; kg/cm^2 \; atau \; 117{,}6798 \; kN/m^2 \tag{3.59}$$

$$Q_s = \sum(fs \, x \, A_s \, x \, \Delta L) \tag{3.60}$$

Dengan:

fs = Tahanan geser per satuan luas (kN/m^2),

K_c = Koefisien berdimensi yang bergantung pada jenis tiang,

A_s = Luas selimut tiang (m^2),

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN),

ΔL = Panjang segmen tiang (m).

Tabel 3.19 K_c

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

Sumber : Hardiyatmo (2008)

c. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_{ult}) dan Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

Perhitungan kapasitas dukung ultimit dan kapasitas dukung ijin tiang berdasarkan data uji SPT dapat dilakukan dengan Persamaan 3.61 dan Persamaan 3.62 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.61)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.62)$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Tahanan dukung selimut tiang (kN),

Q_{ult} = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN),

A_p = Luas penampang tiang (m^2),

L = Panjang tiang (m),

SF = Faktor keamanan.

2. Metode Meyerhof (1974)

a. Tahanan ujung (Q_p)

Kapasitas dukung ujung tiang dengan metode Meyerhof menggunakan data CPT dapat dihitung dengan Persamaan 3.63, Persamaan 3.64, Persamaan 3.65, dan Persamaan 3.66 berikut.

$$q_{p1} = \textit{Rerata nilai } q_c \textit{ 1D ke bawah dasar tiang} \quad (3.63)$$

$$q_{p2} = \textit{Rerata nilai } q_c \textit{ 4D ke atas dasar tiang} \quad (3.64)$$

$$q_{pakai} = \frac{q_{p1} + q_{p2}}{2} \, x \, \omega_1 \, x \, \omega_2 \quad (3.65)$$

$$Q_p = A_p \, x \, q_{pakai} \quad (3.66)$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

A_p = Luas penampang ujung tiang (m²),

q_p = Tahanan ujung Tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m²),

q_c = Tahanan ujung sondir (kN/m²),

q_{pakai} = Tahanan ujung satuan tiang bor diambil 50% atau 70%-nya.

ω_1 = Koefisien modifikasi pengaruh skala $(\frac{d+0,5}{2d})^2$, jika d > 0,5 maka ω_1 = 1,

ω_2 = Koefisien modifikasi untuk penetrasi tiang dalam lapisan pasir padat untuk L < 10d dipakai $(\frac{L}{10d})$, namun jika L > 10d maka ω_2 = 1,

D = Diameter tiang (m).

b. Gesekan Selimut Tiang (Q_s)

Jika tiang bor terletak pada tanah berlapis, kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan metode Meyerhof dengan data CPT menggunakan Persamaan 3.67, Persamaan 3.68, dan Persamaan 3.69 berikut.

$$A_s = \pi \, x \, D \tag{3.67}$$

$$fs = \frac{q_c}{2} \leq 107 \; kN/m^2 \tag{3.68}$$

$$Q_s = \sum(fs \; x \; A_s \; x \; \Delta L) \tag{3.69}$$

Dengan:

fs = Tahanan geser per satuan luas (kN/m^2),

A_s = Luas selimut tiang (m^2),

Q_s = Kapasitas dukung selimut tiang (kN),

ΔL = Panjang segmen tiang (m).

c. Kapasitas Dukung Ultimit (Q_{ult}) dan Kapasitas Dukung Ijin Tiang (Q_{all})

Perhitungan kapasitas dukung ultimit dan kapasitas dukung ijin tiang berdasarkan data uji SPT dapat dilakukan dengan Persamaan 3.70 dan Persamaan 3.71 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \tag{3.70}$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \tag{3.71}$$

Di mana:

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN),

Q_s = Tahanan dukung selimut tiang (kN),

Q_{ult} = Kapasitas dukung ultimit tiang (kN),

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang (kN),

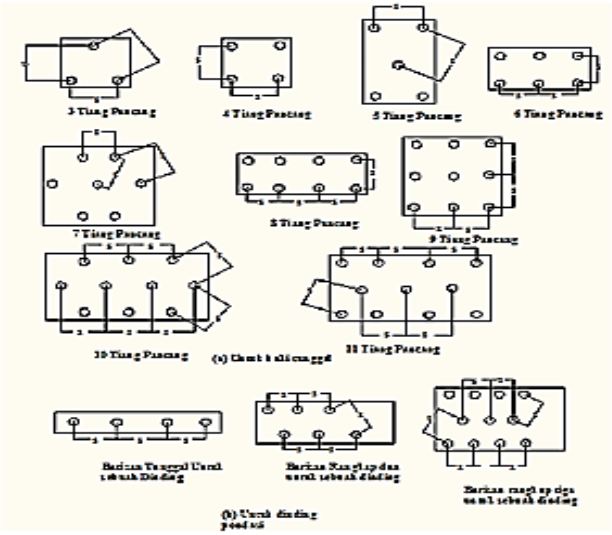
A_p = Luas penampang tiang (m^2),

L = Panjang tiang (m),

SF = Faktor keamanan.

3.11.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Fondasi tiang pancang umumnya dipasang dalam kelompok, di mana tiang-tiang dipancang berdekatan dan diikat menjadi satu kesatuan dengan *pile cap*. Dalam menghitung kapasitas kelompok tiang, beberapa faktor perlu diperhatikan, seperti jumlah tiang dalam kelompok, jarak antar tiang, pola susunan tiang, dan efisiensi kelompok tiang. Contoh tata letak tiang dalam kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.10 berikut.



Gambar 3.10 Contoh Pengelompokan Tiang (Hardiyatmo, 2003)

1. Jumlah tiang

   Penentuan jumlah tiang dalam fondasi didasarkan pada beban yang bekerja pada fondasi dan kapasitas dukung ijin tiang. Jumlah tiang dalam satu kelompok dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.72 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \tag{3.72}$$

   Di mana:

   n = Jumlah tiang dalam kelompok.

   P = Beban yang bekerja (kN),

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

2. Jarak antar tiang

   Menurut Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L, jarak antar pusat tiang (S) harus memenuhi ketentuan pada Persamaan 3.73 dan Persamaan 3.74 berikut.

$$S \geq 2{,}5 \; x \; D \tag{3.73}$$

$$S \leq 3 \; x \; D \tag{3.74}$$

   Di mana:

   S = Jarak pusat ke pusat antar tiang (m),

   D = Diameter tiang (m).

   Secara umum, jarak antar tiang dalam kelompok disarankan berada dalam rentang 0,6 m hingga 2 m, dengan pertimbangan berikut:

   a. Jika $S<2.5D$: Tanah di sekitar kelompok tiang dapat terangkat berlebihan akibat desakan tiang yang terlalu berdekatan, atau tiang yang sudah dipancang sebelumnya dapat terdorong ke atas.

   b. Jika $S>3D$: Tidak efisien secara ekonomis karena akan membuat dimensi *pile cap* menjadi lebih besar dari yang diperlukan.

3. Efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang (*Eg*) dihitung berdasarkan metode *Converse-Labbare*, sesuai dengan *Uniform Building Cod*e AASHTO, menggunakan Persamaan 3.75 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \, x \, \frac{(n-1) \, x \, m + (m-1) x \, n}{90 \, x \, m \, x \, n} \tag{3.75}$$

Dengan:

E_g = Efisiensi kelompok tiang,

θ = Sudut tan dalam radian,

D = Diameter tiang (m),

S = Jarak antar tiang dari pusat ke pusat (m),

n = Jumlah tiang dalam satu kolom,

m = Jumlah tiang dalam satu baris.

Untuk fondasi tiang pancang dengan tahanan gesek atau ujung dan jarak antar tiang $S \geq 3D$, efisiensi dianggap 1 ($E_g = 1$).

4. Kapasitas dukung kelompok tiang

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan mempertimbangkan faktor efisiensi dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.76 berikut.

$$Q_g = n \, x \, Q_{all} \, x \, E_g \tag{3.76}$$

Di mana:

Q_g = Beban maksimum kelompok tiang (kN),

n = Jumlah tiang dalam kelompok,

Q_{all} = Kapasitas dukung yang diizinkan (kN),

E_g = Efisiensi kelompok tiang.

5. Kapasitas dukung kelompok tiang dalam kesatuan blok

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan mempertimbangkan faktor efisiensi dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.77, Persamaan 3.78, Persamaan 3.79, dan Persamaan 3.80 berikut:

$$Q_{up} = B_g \; x \; L_g \; x \; q_p \tag{3.77}$$

$$fs = \frac{Q_s}{L \; x \; A_s} \tag{3.78}$$

$$Q_{us} = 2 \; x \; L \; x \; (B_g + L_g) \; x \; fs \tag{3.79}$$

$$Q_{ug} = Q_{up} + Q_{us} \tag{3.80}$$

Di mana:

Q_{up} = Kapasitas ujung tiang dalam kesatuan blok (kN),

q_p = Tahanan ujung Tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m²),

L_g = Panjang bersih *pilecap* (m),

B_g = Lebar bersih *pilecap* (m),

A_s = Keliling tiang (m),

L = Panjang tiang (m),

Q_{us} = Kapasitas selimut tiang dalam kesatuan blok (kN),

Q_{ug} = Kapasitas ultimate tiang dalam kesatuan blok (kN).

6. Kontrol gaya maksimum aksial tiang

Gaya yang terjadi harus lebih kecil dari Qall izin tiang, untuk perhitungan gaya maksimum aksial tiang dapat digunkan Persamaan 3.81 berikut.

$$P_i = \frac{P_{total}}{n_{total}} \pm \frac{M_y \; x \; x_i}{n_y \; x \; \sum x2} \pm \frac{M_x \; x \; y_i}{n_x \; x \; \sum y2} \tag{3.81}$$

Di mana:

P_i = Gaya maksimum aksial tiang yang terjadi (kN),

P_{total} = Penjumlahan beban vertikal, beban *pilecap,* dan beban tiang (kN),

n_{total} = Jumlah total tiang (buah),

M_x = Momen arah X (kN/m²),

M_y = Momen arah Y (kN/m²),

x_i = Jarak horizontal tiang dari titik berat (m),

y_i = Jarak vertikal tiang dari titik berat (m),

3.12 Konsolidasi dan Penurunan Fondasi Dalam

Konsolidasi adalah proses pengurangan volume atau rongga pori pada tanah jenuh dengan permeabilitas rendah akibat pembebanan. Proses ini dipengaruhi oleh kecepatan keluarnya air pori dari tanah dan perubahan rongga tanah (Hardiyatmo, 2002). Faktor-faktor yang memengaruhi konsolidasi meliputi:

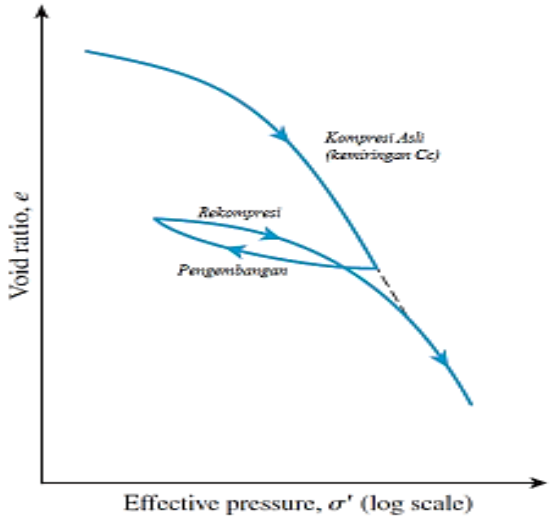
1. Kecepatan keluarnya air pori.
2. Beban yang diterapkan.
3. Permeabilitas tanah.

Penurunan konsolidasi biasanya terjadi pada tanah berbutir halus di bawah muka air. Beberapa penyebab penurunan akibat pembebanan meliputi:

1. Keruntuhan geser tanah.
2. Kerusakan atau defleksi yang signifikan pada fondasi.
3. Penurunan tanah akibat perubahan angka pori (*e*).

Dalam proses konsolidasi, terdapat dua istilah penting:

1. Over-consolidasi, kondisi tanah yang pernah menerima beban lebih besar dibandingkan beban saat ini.
2. Normally-consolidasi, kondisi tanah yang tidak atau belum pernah menerima beban yang lebih besar dari beban saat ini.



Gambar 3.11 Hubungan Angka Pori Dan Tekanan (Das, 1988)

Pada gambar tersebut, normally consolidated digambarkan oleh garis linear (atau hampir linear) yang dikenal sebagai garis kompresi asli (*virgin compression line*). Sementara itu, *over-consolidated* diwakili oleh garis rekompresi atau pengembangan, di mana kurva rekompresi akhirnya bertemu kembali dengan garis kompresi asli. Menurut Das (1988), secara umum, penurunan (*settlement*) tanah akibat pembebanan dapat diklasifikasikan menjadi dua kelompok utama:

1. Penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*), yaitu penurunan yang dihasilkan dari perubahan volume tanah jenuh air akibat keluarnya air dari pori-pori tanah. Penurunan ini terbagi menjadi dua jenis yaitu konsolidasi primer dan konsolidasi sekunder.
2. Penurunan segera (*immediate settlement*), yaitu penurunan yang terjadi akibat deformasi elastis tanah, baik tanah kering, tanah basah, maupun tanah jenuh air, tanpa adanya perubahan kadar air.

Penurunan konsolidasi dapat dibagi menjadi tiga tahap atau fase, yaitu:

1. Fase awal, penurunan terjadi segera setelah beban diterapkan. Penurunan ini disebabkan oleh proses keluarnya udara dari pori-pori tanah.
2. Fase konsolidasi primer (atau konsolidasi *hidrodinamis*), penurunan pada tahap ini dipengaruhi oleh kecepatan aliran air yang keluar dari tanah akibat adanya tekanan.

3. Fase konsolidasi sekunder, merupakan lanjutan dari konsolidasi primer, di mana proses penurunan berlangsung sangat lambat. Penurunan pada tahap ini jarang diperhitungkan karena pengaruhnya umumnya sangat kecil.

3.12.1 Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Menurut Poulos dan Davis (1980), penurunan pada tiang tunggal disebabkan oleh deformasi elastis tanah di sekitar dan di bawah tiang akibat beban aksial yang diterapkan. Besarnya penurunan bergantung pada interaksi antara tiang dan tanah, di mana beban disalurkan melalui tahanan ujung (end bearing) dan gesekan selimut (skin friction). Berdasarkan teori elastisitas, Poulos dan Davis menjelaskan bahwa faktor-faktor seperti kekakuan relatif antara tiang dan tanah, perbandingan panjang terhadap diameter tiang, kondisi ujung tiang (menumpu pada lapisan keras atau mengambang), serta sifat elastis tanah seperti modulus elastisitas (E) dan rasio Poisson (ν) berperan penting dalam menentukan besarnya penurunan. Mereka juga menegaskan bahwa penurunan tidak hanya dipengaruhi oleh besar beban, tetapi juga oleh kemampuan tanah di sekitar tiang dalam menahan deformasi. Semakin kaku tanah dan material tiang, semakin kecil penurunan yang terjadi, sedangkan tanah yang lunak atau tidak seragam cenderung menyebabkan penurunan yang lebih besar.Paulos & Davis (1980) menyatakan perkiraan penurunan tiang tunggal dapat ditentukan dengan Persamaan 3.82, Persamaan 3.83, Persamaan 3.84, dan Persamaan 3.85 berikut.

1. Untuk tiang apung atau tiang friksi

$$I = I_o \; x \; R_k \; x \; R_h \; x \; R_\mu \tag{3.82}$$

$$S = \frac{Q \text{ x } I}{E_s \text{ x } D} \tag{3.83}$$

2. Untuk tiang dukung ujung

$$I = I_o \; x \; R_k \; x \; R_b \; x \; R_\mu \tag{3.84}$$

$$S = \frac{Q \text{ x } I}{E_s \text{ x } D} \tag{3.85}$$

Di mana :

S = Penurunan untuk tiang tunggal (m),

Q = Beban yang bekerja (kN),

I_o = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat dengan massa semi tak hingga,

R_k = Faktor koreksi kemudah-mampatan tiang,

R_h = Faktor koreksi ketebalan lapisan pada tanah keras,

R_μ = Faktor koreksi angka Poisson,

R_b = Faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung,

h = Kedalaman tiang (m),

E_s = Modulus elastisitas tanah (kN/m),

D = Diameter tiang (m),

Nilai angka poisson didefinisikan sebagai perbandingan antara regangan lateral terhadap regangan aksial akibat pembebanan. Besarnya nilai ini dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah yang tersedia, angka poisson dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.20 berikut.

Tabel 3.20 Nilai Angka Poisson (μ)

Jenis Tanah	Angka Poisson
Lempung jenuh	0,4 - 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir Padat	0,2 – 0,4
Pasir Kasar (e = 0,4 – 0,7) 0,15	0,15
Pasir halus (e = 0,4 – 0,7) 0,25	0,25

Sumber : Bowles (1967)

Modulus elastisitas menggambarkan perbandingan antara tegangan yang dialami dengan regangan yang terjadi. Nilai Modulus Elastisitas (E_s) dapat

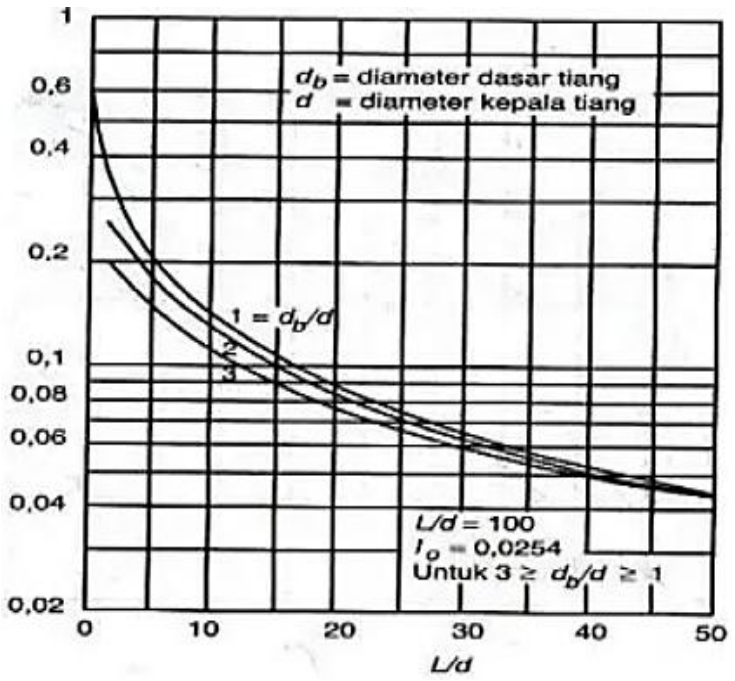
ditentukan berdasarkan jenis tanah, hasil uji sondir, maupun data nilai N SPT. Bowles (1997) menentukan nilai Es seperti pada Tabel 3.21 berikut.

Tabel 3.21 Nilai Modulus Elastisitas Tanah (E_s)

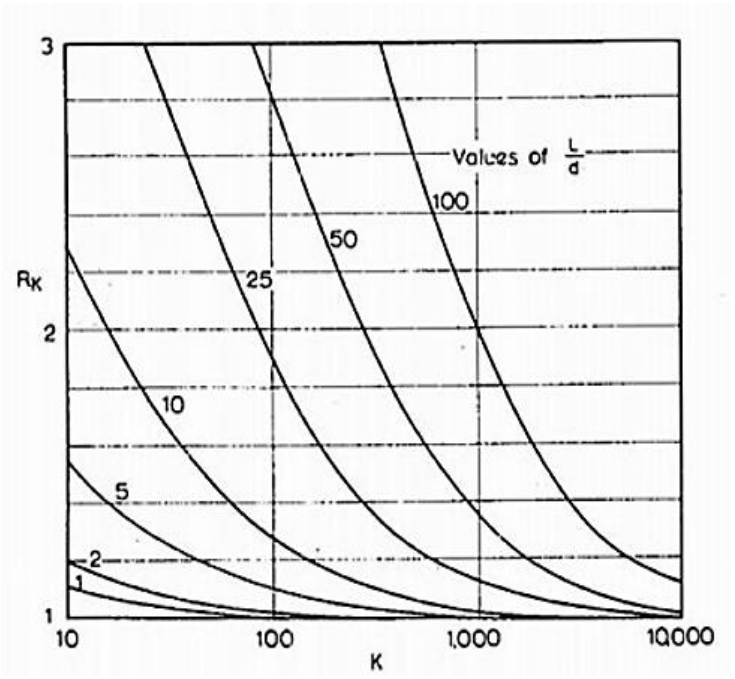
Jenis Tanah	Es (kN/m²)
Lempung sangat lunak	300 – 3000
Lempung lunak	2000 – 4000
Lempung sedang	4500 – 9000
Lempung Keras	7000 – 20000
Lempung berpasir	30000 - 42500
Pasir berlanau	5000 – 20000
Pasir tidak padat	10000 – 25000
Pasir padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil padat	80000 – 200000
Pasir dan kerikil tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 - 60000
Cadas	140000 - 1400000

Sumber : Bowles (1967)

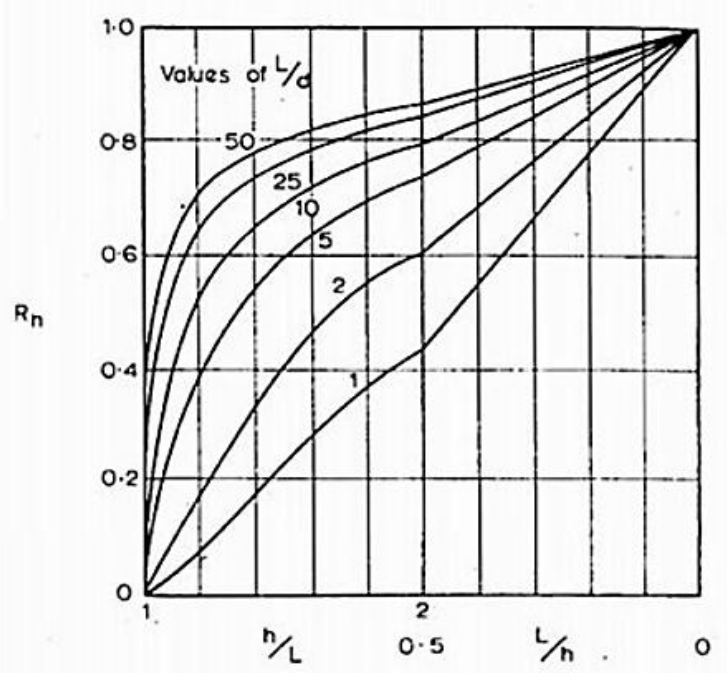
Beberapa faktor pendukung dalam menetukan nilai penurunan tiang tunggal dapat dilihat pada beberapa Gambar 3.12, Gambar 3.13, Gambar 3.14, Gambar 3.15, dan Gambar 3.16 berikut.



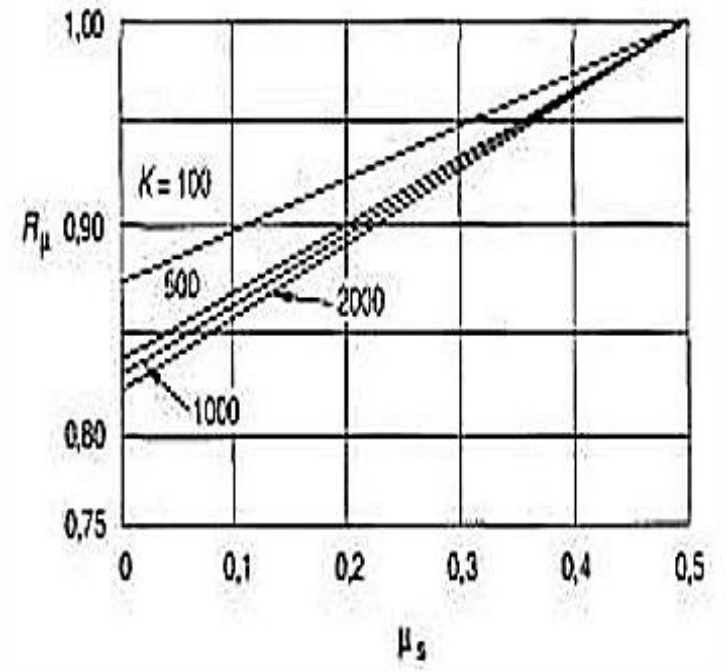
Gambar 3.12 Faktor Penurunan I_o (Poulos & Davis, 1980)



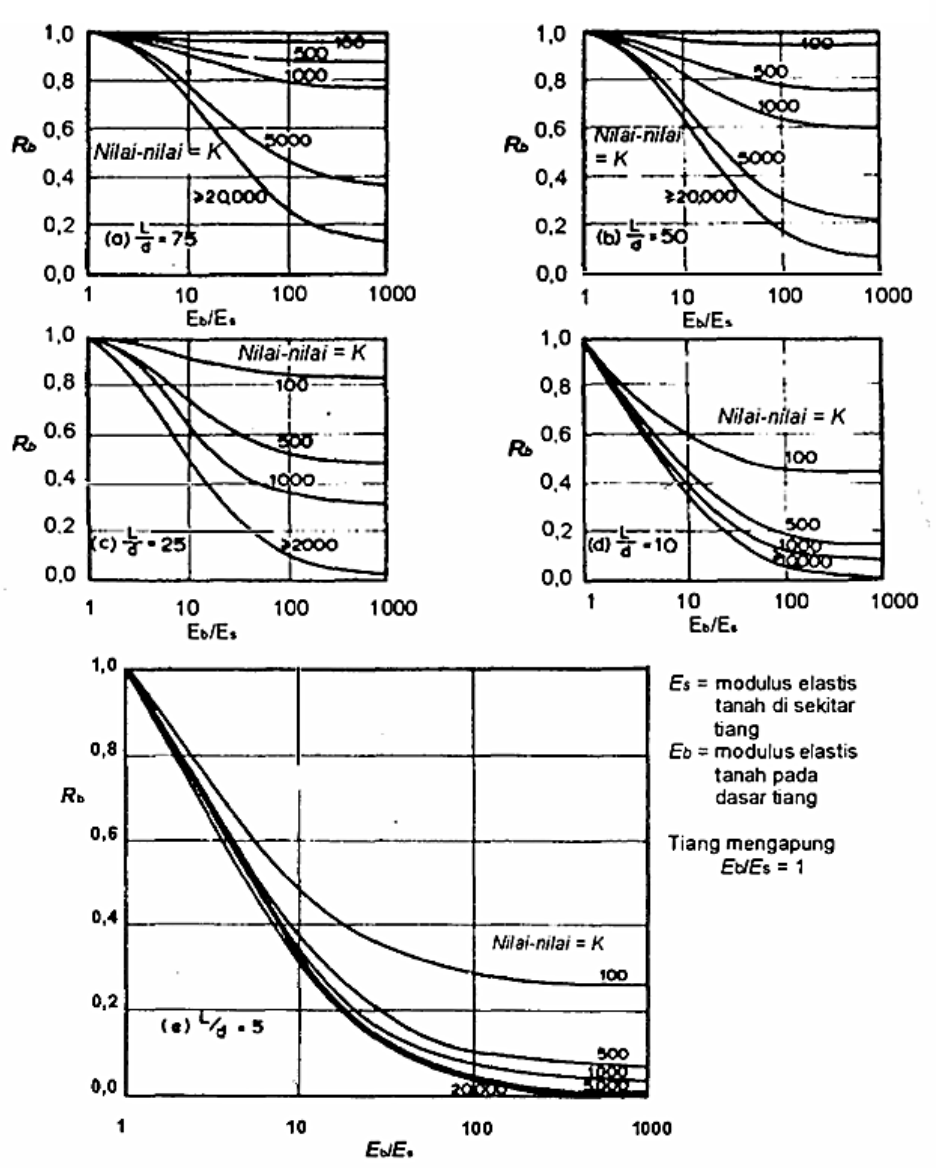
Gambar 3.13 Faktor Koreksi Kompresi, R_k (Poulos & Davis, 1980)



Gambar 3.14 Koreksi Kedalaman, R_h (Poulos & Davis, 1980)



Gambar 3.15 Koreksi angka Poisson, R_μ (Poulos & Davis, 1980)



Gambar 3.16 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b
(Poulos & Davis, 1980)

3.12.2 Penurunan Fondasi Kelompok Tiang

Penurunan pada kelompok tiang akibat pembebanan merupakan gabungan antara penurunan segera dan penurunan konsolidasi. Penurunan segera bersifat elastis dan terjadi seketika setelah beban diberikan pada tanah berbutir halus yang kering atau jenuh sebagian, tanpa perubahan kadar air. Sementara itu, pada tanah berbutir halus yang jenuh, tegangan yang diterapkan akan menimbulkan regangan

yang berkembang seiring waktu, yang dikenal sebagai penurunan konsolidasi. Secara umum, penurunan pada kelompok tiang lebih besar dibandingkan tiang tunggal karena zona pengaruh tegangannya lebih luas dan lebih dalam. Menurut Vesic (1977), besarnya penurunan kelompok tiang pada tanah homogen atau pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.86 berikut.

$$S_g = S\,x\,\sqrt{\frac{B_g}{D}} \tag{3.86}$$

Di mana :

S_g = Penrunan tiang kelompok (m),

S = Penurunan tiang tunggal (m),

B_g = Lebar kelompok tiang (m),

D = Diameter tiang (m).

3.12.3 Penurunan yang diizinkan

Menurut SNI 8640 : 2017 besarnya penurunan yang dibatasi dapat ditentukan dengan Persamaan 3.87 berikut

$$S_{izin} = 15 + \frac{D}{600} \tag{3.87}$$

Di mana :

S_{izin} = Penurunan tiang yang diizinkan,

D = Diameter tiang.

3.13 Pemodelan *Software*

Dalam penyelesaian tugas akhir ini, penulis akan menggunakan software SAP2000 V.22 dan PLAXIS V.21. Berikut penjelasan lebih detail tentang pemodelan aplikasi tersebut.

3.13.1 SAP2000 V.22

Analisis pembebanan pada Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dilakukan menggunakan *software*

SAP2000 V.22. Program ini digunakan untuk menghitung beban pada struktur atas bangunan yang direncanakan dalam perencanaan fondasi. SAP2000 V.22 merupakan aplikasi yang dirancang untuk merencanakan berbagai jenis struktur, seperti gedung, jembatan, dan menara, menggunakan material baja atau beton sesuai kebutuhan. Software ini memiliki fitur yang lengkap dan mudah digunakan, sehingga mempermudah proses perencanaan. Hasil analisis dari program ini meliputi momen, gaya geser, dan gaya normal, yang digunakan untuk menentukan beban terbesar dalam perencanaan fondasi jembatan.

3.13.2 PLAXIS 2D V.21

PLAXIS 2D adalah software yang digunakan untuk menganalisis kestabilan tanah menggunakan metode elemen hingga (*finite element method*), sehingga dapat mensimulasikan kondisi nyata di lapangan. Program ini menawarkan berbagai analisis geoteknik yang dapat dimanfaatkan. Meskipun PLAXIS 2D kurang dikenal di kalangan mahasiswa teknik sipil karena fokusnya pada geoteknik, software ini sangat penting dalam pekerjaan sipil yang melibatkan analisis tanah dan batuan. Pada perencanaan ini, penurunan fondasi dihitung secara manual dan juga menggunakan PLAXIS 2D V.21 sebagai pembanding. Program ini memungkinkan analisis penurunan tanah, galian, tanggul, dan timbunan. Dalam perencanaan fondasi ini, PLAXIS 2D V.21 digunakan untuk menghitung penurunan yang terjadi dan membandingkannya dengan hasil perhitungan manual. Tabel asumsi dan korelasi parameter tanah tambahan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 3.22, Tabel 3.23, Tabel 3.24, Tabel 3.25, dan Tabel 3.26 sebagai berikut.

Tabel 3.22 Korelasi Nilai Dr Dengan γ_{sat}

Kerapatan Relatif (Dr)	**γ_{sat} (kN/m^2)**
Very Loose	16,67 – 17,65
Loose	17,65 – 18,63
Medium Dense	18,63 – 20,59
Dense	20,59 – 21,57
Very Dense	21,57 – 22,55

Sumber : Carter & Bentley (1991)

Tabel 3.23 Korelasi Nilai N_{SPT} Dengan Sudut Geser Dalam (ϕ)

N - *value*	***Friction Angle***	
	Peck (°)	**Meyerhof (°)**
0 – 4	< 28,5	< 30
4 – 10	28,5 – 30	30 – 35
10 – 30	30 – 36	35 – 40
30 - 50	36 – 41	40 – 45
> 50	> 41	> 45

Sumber : Liu (2015)

Tabel 3.24 Korelasi Jenis Tanah Dengan Modulus Elastisitas Tanah (E)

Jenis Tanah	**E (kN/m²)**
Lempung sangat lunak	300 – 3000
Lempung lunak	2000 – 4000
Lempung sedang	4500 – 9000
Lempung Keras	7000 – 20000
Lempung berpasir	30000 - 42500
Pasir berlanau	5000 – 20000
Pasir tidak padat	10000 – 25000
Pasir padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil padat	80000 – 200000
Pasir dan kerikil tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 - 60000
Cadas	140000 - 1400000

Sumber : Bowles (1967)

Tabel 3.25 Korelasi Nilai Indeks Plastisitas Dengan *Poisson Ratio* (μ)

Material	*Short Term*	*Long Term*
Sands, gravels, and other cohesionless soils	0,3	0,3
Low PI (< 12%)	0,35	0,25
Medium PI (12% < *PI* < 22%)	0,4	0,3
High PI (22% < *PI* < 32%)	0,45	0,35
Extremly high PI (> 32%)	0,45	0,4

Sumber : *Industrial floors and pavements guidelines* (1999)

Tabel 3.26 Korelasi Jenis Tanah Dengan Koefisien Permeabilitas Tanah

Jenis Tanah	K_x (m/hari)	K_y (m/hari)
Kerikil	86,4 – 86400	86,4 – 86400
Pasir Kasar	8,64 – 864	8,64 – 864
Pasir Sedang	0,864 – 86,4	0,864 – 86,4
Pasir Halus	0,0864 – 8,64	0,0864 – 8,64
Lanau	8,64 x 10^{-3} – 0,864	8,64 x 10^{-3} – 0,864
Lempung Berlanau	8,64 x 10^{-4} – 0,0864	8,64 x 10^{-4} – 0,0864
Lempung Plastis	8,64 x 10^{-5} – 8,64 x 10^{-3}	8,64 x 10^{-5} – 8,64 x 10^{-3}
Tanah Organik	0,0864 – 8,64	0,0864 – 8,64

Sumber : Freeze & Chery (1979)

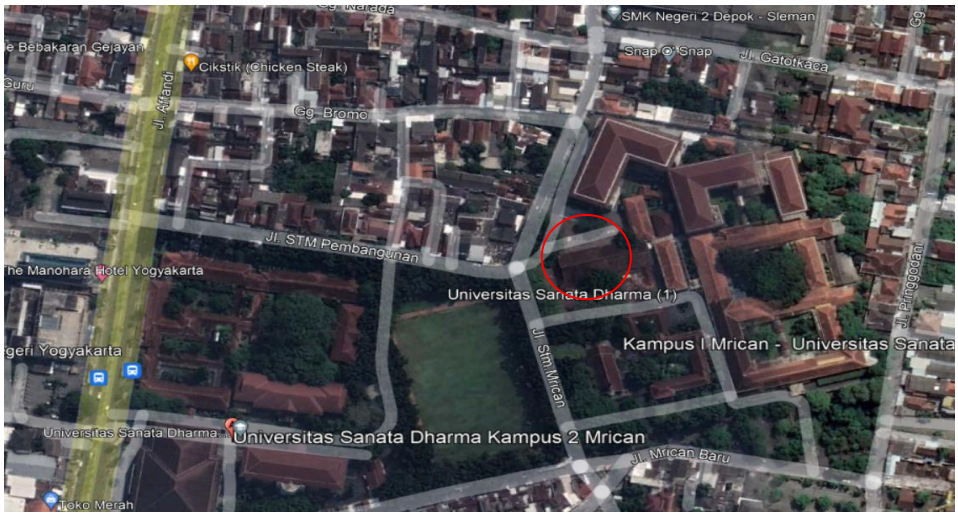
BAB IV
METODOLOGI PENELITIAN

4.1 Tinjauan Umum

Penelitian yang dilakukan pada proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta merupakan penelitian yang bertujuan menganalisis kapasitas dan penurunan yang terjadi pada perubahan desain fondasi yang dilakukan oleh perencana, hal ini disebabkan karena terdapat perbedaan kedalaman tanah keras yang berbeda pada lokasi yang berdekatan. Penelitian ini dilakukan terhadap data sekunder yaitu hasil penyelidikan tanah pengujian *Standard Penetration Test* (*SPT*) dan *DED* perencana sebelum dan sesudah perubahan desain. Hasil analisis tersebut akan ditinjau dan dibandingkan, apakah perubahan fondasi yang dilakukan lebih efektif dan efisien dibanding desain fondasi sebelumnya.

4.2 Lokasi Penelitian

Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta terletak di Jalan STM Pembangunan, Padukuhan Mrican, Caturtunggal, Kecamatan Depok, Kabupaten Sleman, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta. Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dipindahkan dari gedung lama ke gedung baru dengan tujuan menjadikan tempat tersebut sebagai pusat kampus untuk pendidikan pascasarjana universitas sanata dharma. Pemindahan ini disebabkan oleh kebutuhan perkuliahan dan lokasinya yang strategis dengan ruang luas. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



Gambar 4.1 Lokasi Proyek

(Sumber: Google Earth)

4.3 Data Penelitian

Dalam mencari kapasitas dan penurunan fondasi pada penelitian ini diperlukan data pendukung penelitian. Data penelitian yang digunakan dalam penelitian ini diantaranya adalah data hasil penyelidikan tanah di lapangan, data DED dan pembebanan bangunan, serta data gaya dan momen bangunan dari aplikasi SAP2000.

4.3.1 Data Umum Proyek

Data proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta adalah sebagai berikut.

1. Nama Proyek : Proyek Pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta.
2. Lokasi Proyek : Jalan STM Pembangunan, Padukuhan Mrican, Caturtunggal, Kecamatan Depok, Kabupaten Sleman, Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta.
3. Pemilik Proyek : Yayasan Sanata Dharma,
4. Kontraktor : PT. Wijaya Kusuma Contractors.
5. Perencana : PT. Rahayu Trade & Contractors.
6. Pengawas : PT. Arsigraphi.

7. Konstruksi Bagian Atas : Kolom, Balok, Plat lantai, Dinding Geser,Pelat Atap, Rangka Atap, dan Kubah.
8. Konstruksi Bagian Bawah : Fondasi *Bored Pile* ∅800 dan *tie beam.*
9. Biaya Proyek : 60 miliar.
10. Waktu Penyelesaian : 360 hari (10 Januari 2024 – 10 Januari 2025).

4.3.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan dalam pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta adalah sebagai berikut adalah sebagai berikut.

1. Beton dengan mutu f'c sebesar 25 MPa, 30 MPa, 40 MPa, dan 41,5 Mpa.
2. Baja dengan diameter ø 8 mm, ø 10 mm, ø 13 mm, ø 16 mm, ø 19 mm, ø 22 mm, ø 25 mm dengan merek master steel.

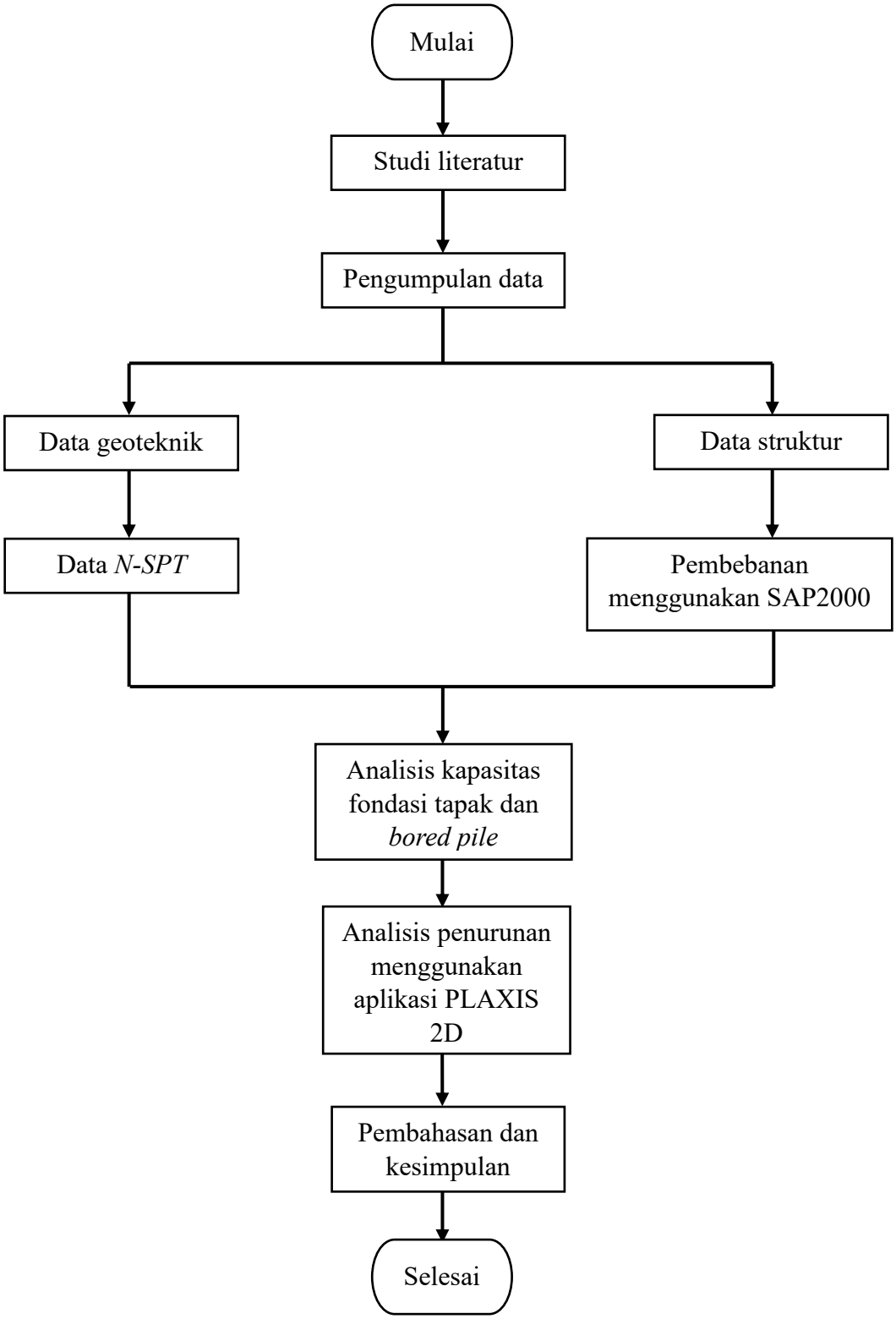
4.4 Tahapan Penelitian

Adapun tahapan yang dilakukan dalam proses penelitian ini diantaranya sebagai berikut.

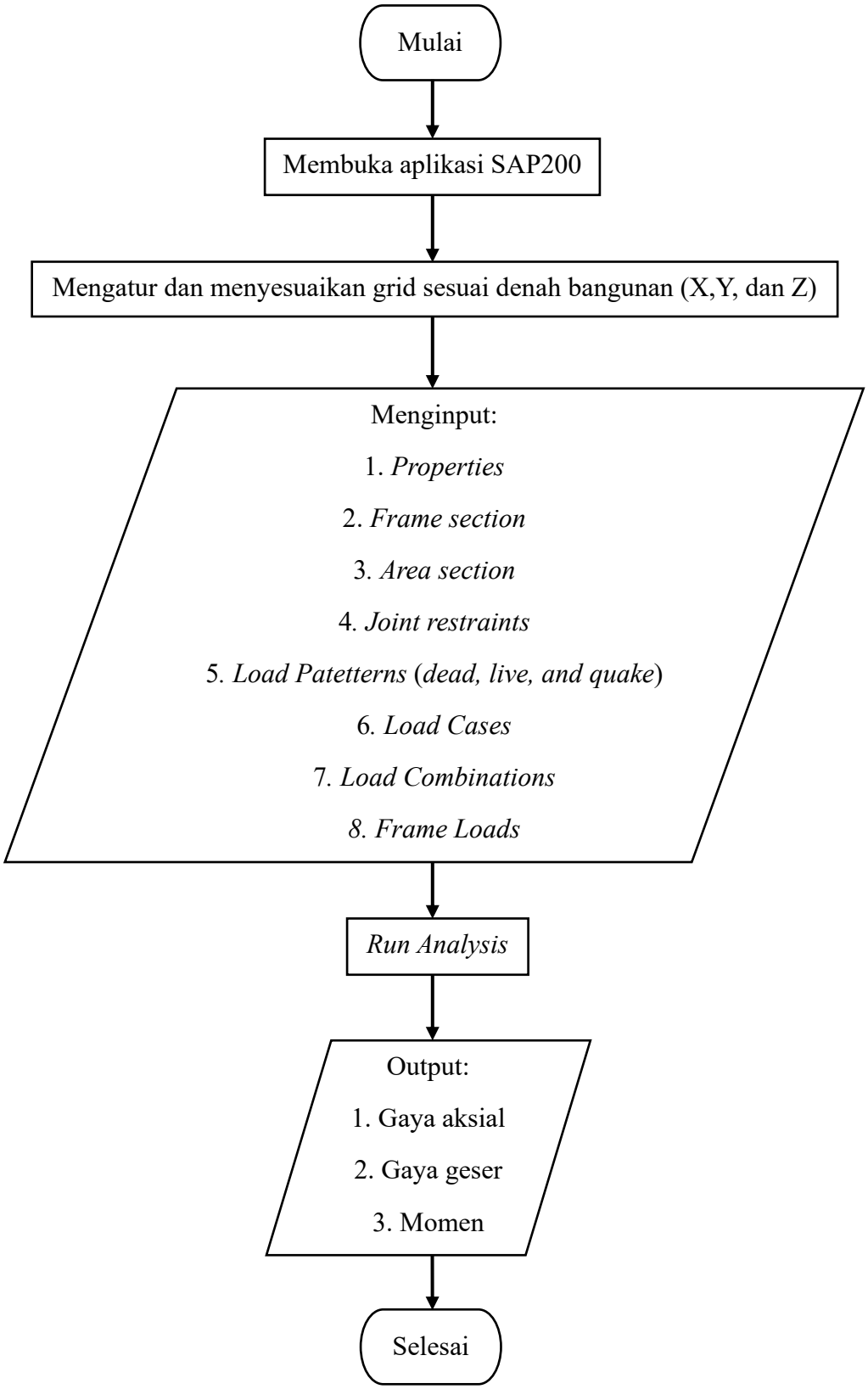
1. Tahap Persiapan, pada tahap ini dilakukan pencarian sekaligus mempelajari literatur yang relevan dengan topik penelitian yang akan dilaksanakan.
2. Tahap pengumpulan data, pada tahap ini data akan diambil dari lapangan, khususnya dari proyek pembangunan gedung pascasarjana universitas sanata dharma.
3. Tahap Analisis Data, tahap ini terdiri dari dua sub-tahap daintaranya adalah.
    a. Pemodelan struktur untuk menghitung besar beban yang bekerja pada fondasi menggunakan perangkat lunak SAP2000.
    b. Analisis kapasitas dukung fondasi tiang yang ada serta tiang pancang berdasarkan teori yang telah dipelajari.
    c. Pemodelan penurunan fondasi menggunakan aplikasi PLAXIS 2D V.21
4. Tahap pembahasan, pada tahap ini peneliti akan menguraikan pembahasan secara terperinci dan terstruktur berdasarkan hasil analisis data. Dari pembahasan tersebut, kesimpulan akan diambil untuk menjawab rumusan masalah yang telah disusun sebelumnya.

4.5 Bagan Alir Penelitian

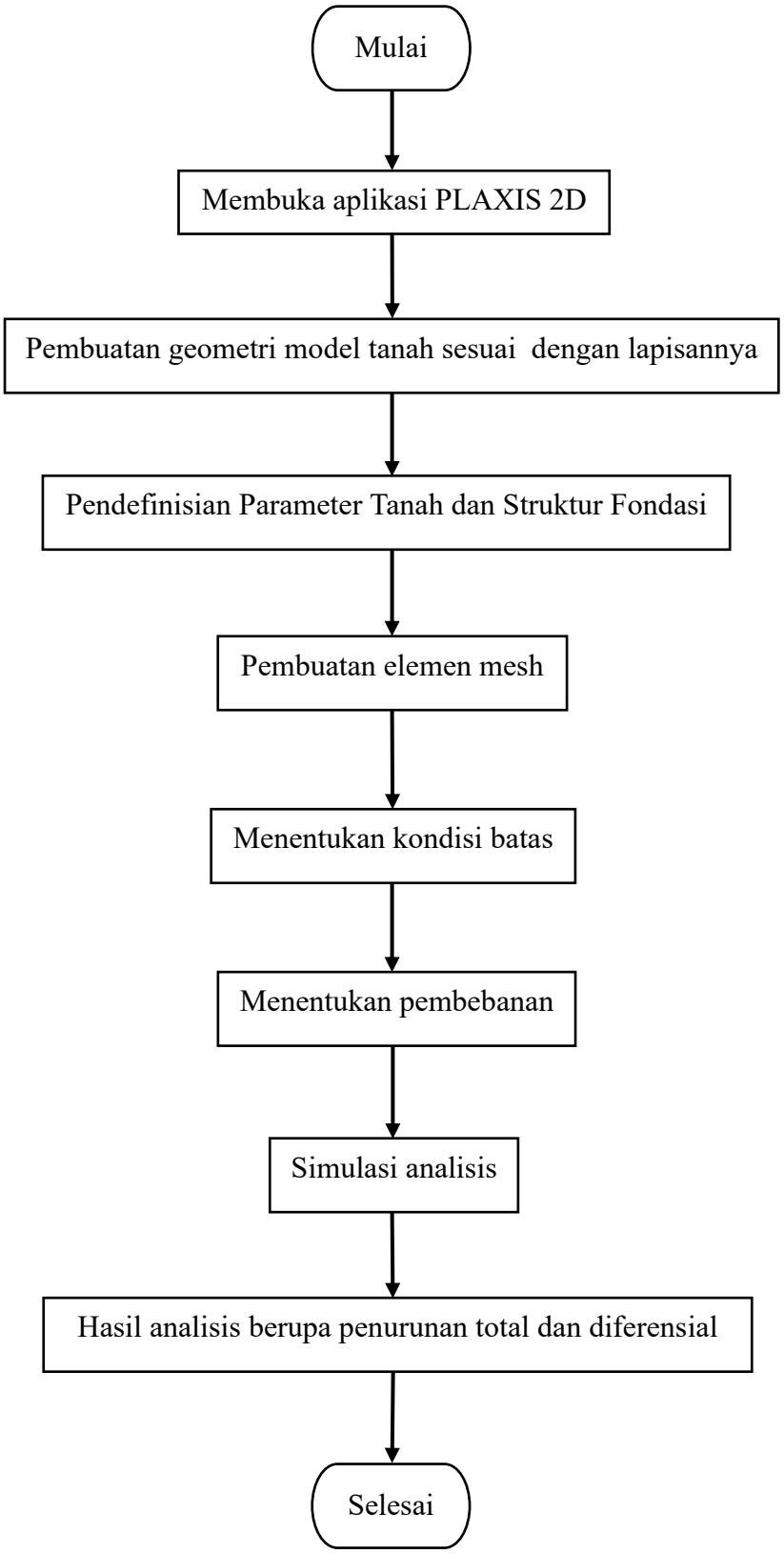
Bagan alir adalah representasi diagram yang menunjukkan urutan langkah dalam suatu proses atau sistem, dengan simbol-simbol khusus. Beberapa simbol yang umum digunakan dalam bagan alir antara lain oval untuk menunjukkan titik awal atau akhir proses, persegi panjang untuk tindakan atau kegiatan yang dilakukan, belah ketupat untuk keputusan yang perlu diambil, dan paralelogram untuk input atau output data. Selain itu, panah berfungsi untuk menghubungkan langkah-langkah dalam alur tersebut. Bagan alir pada penelitian ini dapat dilihat pada beberapa Gambar 4.2, Gambar 4.3, dan 4.4 sebagai berikut.



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.3 Bagan Alir Analisis Struktur Memakai SAP2000

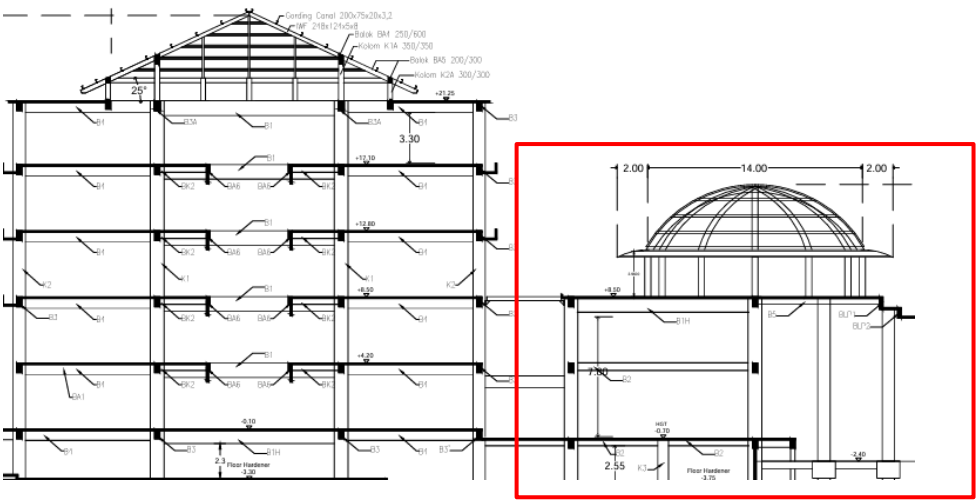


Gambar 4.4 Bagan Alir Analisis Penurunan Menggunakan PLAXIS 2D

BAB V
HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Tinjauan Umum

Gedung Pascasarjana USD terletak di Kampus II Mrican, Yogyakarta, yang juga menjadi pusat operasional pascasarjana, perpustakaan, dan unit administrasi akademik . Gedung ini memiliki luas sekitar 11.982 m² dan menampilkan desain modern dan berkelanjutan dalam mendukung kegiatan akademik tingkat lanjut. Gedung ini direncanakan terdiri dari 6 (enam) lantai yang dibangun dengan konstruksi bagian atas struktur beton bertulang dan konstruksi bagian bawah fondasi bored pile, namun dalam proses pembangunan gedung ini terdapat perubahan desain fondasi yang dilakukan oleh perencana, hal ini disebabkan karena terdapat perbedaan kedalaman tanah keras yang berbeda pada lokasi yang berdekatan. Dalam penelitian ini gedung akan dievaluasi kembali dengan konstruksi bagian bawah menggunakan fondasi tapak menerus. Gambar denah rencana awal dan denah setelah mengalami perubahan dapat dilihat pada Gambar 1.1 dan Gambar 1.2. Tampak samping bangunan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Tampak Samping Gedung

Keterangan :

 = Letak perubahan fondasi dari *bored pile* menjadi fondasi menerus.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur bertujuan untuk memastikan setiap elemen mampu menahan berbagai jenis beban selama masa penggunaannya. Beban ini mencakup beban mati seperti berat struktur itu sendiri, beban hidup yang berasal dari aktivitas manusia atau perabot, serta beban lingkungan seperti angin, gempa, dan hujan. Analisis beban dilakukan untuk menentukan kekuatan dan kestabilan struktur, dengan mempertimbangkan faktor keamanan agar bangunan dapat berfungsi dengan baik dan aman dalam jangka panjang. Analisisnya akan menggunakan program SAP2000 sebagai alat bantu dalam mencari beban bangunan.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan pembebanan struktur adalah sebagai berikut:

1. SNI 1727:2020, Beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain.
2. SNI 1726:2019, Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.
3. SNI 2847:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Sesuai dengan SNI 1726:2019 beban struktur terdiri dari beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Berikut adalah kombinasi beban yang digunakan.

1. 1,4D
2. 1,2D+1,6L
3. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L + 1,0\ E_x + 0,3\ E_y$
4. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L + 1,0\ E_x - 0,3E_y$
5. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L - 1,0\ E_x + 0,3\ E_y$
6. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L - 1,0\ E_x - 0,3\ E_y$
7. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ E_x + 0,3\ E_y$

8. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ E_x - 0,3\ E_y$
9. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D - 1,0\ E_x + 0,3\ E_y$
10. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D - 1,0\ E_x - 0,3\ E_y$
11. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L + 0,3\ E_x + 1,0\ E_y$
12. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L + 0,3\ E_x - 1,0\ E_y$
13. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L - 0,3\ E_x + 1,0\ E_y$
14. $(1,2 + 0,2\ S_{DSR})\ D + 1,0\ L - 0,3\ E_x - 1,0\ E_y$
15. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D + 0,3\ E_x + 1,0\ E_y$
16. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D + 0,3\ E_x - 1,0\ E_y$
17. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D - 0,3\ E_x + 1,0\ E_y$
18. $(0,9 - 0,2\ S_{DSR})\ D - 0,3\ E_x - 1,0\ E_y$

Keterangan :

D = Beban mati,

L = beban hidup,

E_x = Beban gempa arah X,

E_y = Beban gempa arah Y,

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

5.2.3 Beban Mati

Beban mati adalah beban permanen yang berasal dari berat elemen-elemen bangunan seperti balok, kolom, lantai, atap, serta dinding. Karena sifatnya tetap, beban ini dapat dihitung dengan akurasi tinggi. Beban mati terdiri dari beban mati lantai dan beban mati atap. Perhitungan beban mati lantai dan beban mati atap dapat dilihat pada Tabel 5.1 dan Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.1 Beban Mati Lantai

No.	Keterangan	Berat Volume		Tebal (cm)	Q (kN/m²)
		Nilai	Satuan		
1	Keramik	15	kg/m²	-	0,147
2	Lapis spesi	2100	kg/m³	3	0,006

Lanjutan Tabel 5.1 Beban Mati Lantai

No.	Keterangan	Berat Volume		Tebal (cm)	Q (kN/m²)
		Nilai	Satuan		
3	Lapis pasir	1800	kg/m³	5	0,044
4	Plafon	24	kg/m²	-	0,024
5	Ducting AC	18	kg/m²	-	0,172
6	Beton Bertulang	2400	kg/m³	13	3,061
7	Waterproof	1900	kg/m³	2,5	0,466
8	Penggantung Plafon	7	kg/m²	-	0,069
9	MEP	30	kg/m²	-	0,294
Total					4,282

Tabel 5.2 Beban Mati Atap

No.	Keterangan	Berat Volume		Tebal (cm)	Q (kN/m²)
		Nilai	Satuan		
1	Plafon	24	kg/m²	-	0,024
2	Ducting AC	18	kg/m²	-	0,172
3	Beton Bertulang	2400	kg/m³	13	3,061
4	Waterproof	1900	kg/m³	2,5	0,466
5	Penggantung Plafon	7	kg/m²	-	0,069
6	MEP	30	kg/m²	-	0,294
Total					4,085

5.2.4 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang berubah-ubah baik dari segi lokasi maupun besarannya, seperti beban manusia, perabot, kendaraan, maupun beban sementara saat konstruksi. Besar beban hidup ditentukan berdasarkan fungsi ruangan dan mengikuti ketentuan pada standar pembebanan (SNI 1727 : 2020) untuk menjamin keamanan dan kenyamanan. Beban hidup yang dipakai dalam gedung tersebut sebesar 4,79 kN/m².

5.2.5 Beban Gempa

Beban gempa adalah gaya yang dihasilkan oleh pergerakan tanah ketika terjadi gempa bumi. Besarnya dipengaruhi ole zona gempa dan percepatan tanah di lokasi proyek, kategori risiko bangunan, sistem penahan gaya lateral yang digunakan, dan massa total bangunan, yang berasal dari gabungan beban mati dan sebagian beban hidup. Proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma yang berlokasi di Provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan kondisi tanah termasuk kategori tanah sedang.

1. Kategori Risiko Bangunan Gedung

   Berdasarkan fungsi dan pemanfaatannya, Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta diklasifikasikan sebagai bangunan dengan risiko kategori IV, serta memiliki faktor keutamaan gempa (Importance Factor for Earthquake, Ie) sebesar 1,5.

2. Parameter Dasar S_s dan S_1

   Nilai percepatan batuan dasar M_{CER} di lokasi pembangunan menunjukkan bahwa untuk periode pendek 0,2 detik (S_s) diperoleh 1,107 g, sedangkan untuk periode 1 detik (S_1) diperoleh 0,6 g.

3. Parameter Respons Spektrum Percepatan Gempa M_{CER}

   Mengacu pada SNI 1726:2019, untuk kondisi tanah kelas situs S_D dengan nilai percepatan batuan dasar S_s = 1,107 dan S_1 = 0,6, diperoleh faktor amplifikasi tanah F_a dan F_v. Berdasarkan kedua faktor ini, selanjutnya dihitung parameter respons spektrum percepatan pada periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{M1}). Rincian hasil perhitungan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Respons Spektrum Percepatan Gempa M_{CER}

Keterangan	Nilai
S_s	1,107
F_a	1,05
$S_{MS} = F_a \times S_s$	1,162

Lanjutan Tabel 5.3 Respons Spektrum Percepatan Gempa M_{CER}

Keterangan	Nilai
S_1	0,6
F_v	1,8
$S_{M1} = F_v \times S_1$	1,08

4. Nilai parameter percepatan spektrum desain

Nilai parameter percepatan spektrum desain pada periode 0,2 detik dan 1 detik dapat dicari berdasarkan Tabel 5.4 berikut.

Tabel 5.4 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Keterangan	Nilai
$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS}$	0,775
$S_{D1} = 2/3 \times S_{M1}$	0,72

5. Respon spektrum desain

a. Koefisien risiko seismik

Mengacu pada SNI 1726 : 2019, koefisien risiko seismik diperoleh dengan perhitungan pada Tabel 5.5 berikut.

Tabel 5.5 Koefisien Risiko Seismik

Keterangan	Nilai
C_{RS}	0,95
C_{R1}	0,925
$S_{DSR} = S_{DS} \times C_{RS}$	0,736
$S_{D1R} = S_{D1} \times C_{R1}$	0,666

b. Nilai T_0 dan T_s

1) $T_0 = 0,2 \times \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}}$

$= 0,2 \times \frac{0,666}{0,736}$

$= 0{,}181$ detik

2) $T_s = \frac{S_{D1R}}{S_{DSR}}$

$= \frac{0{,}666}{0{,}736}$

$= 0{,}905$ detik

c. Nilai S_a saat kondisi $T < T_0$

$S_a = S_{DSR} \times (0{,}4 + 0{,}6 \times \frac{T}{T_0})$

$= 0{,}736 \times (0{,}4 + 0{,}6 \times \frac{0}{0{,}181})$

$= 0{,}294$ g

d. Nilai Sa saat kondisi T = T0

$S_a = S_{DSR}$

$= 0{,}736$ g

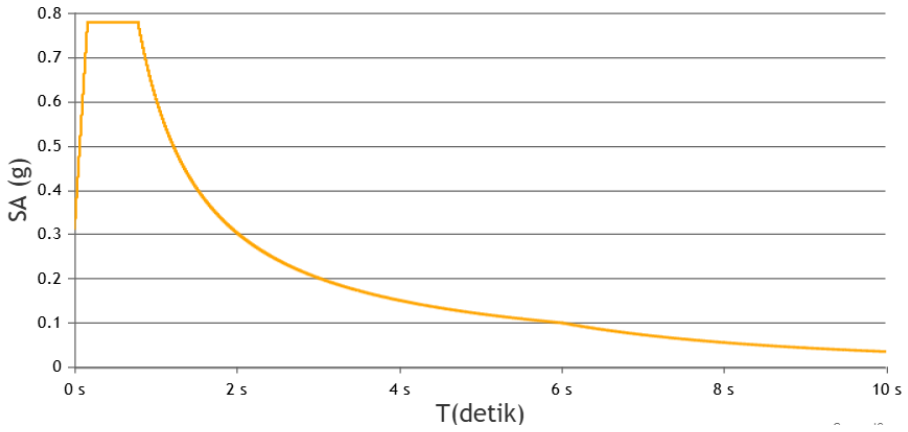
e. Nilai Sa saat kondisi T > T0

$S_a = \frac{S_{D1R}}{T}$

$= \frac{0{,}666}{1}$

$= 0{,}666$ g

Berdasarkan data dan rekapitulasi hasil perhitungan pada Tabel 5.5, grafik respon spektrum desain dapat dilihat pada Gambar 5.2 sebagai berikut.



Gambar 5.2 Respon Spektrum Desain Daerah Yogyakarta

f. Kategori Desain Seismik

Berdasarkan nilai S_{DS} dan S_{D1} yang telah dihitung sebelumnya, bangunan ini termasuk dalam Kategori Desain Seismik D.

g. Sistem Pemikul Beban Seismik

Bangunan dirancang menggunakan Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus dengan faktor-faktor sebagai berikut:

R = 8

C_d = 5,5

Ω_0 = 3

h. Periode Fundamental Struktur

Periode fundamental struktur (T) dihitung berdasarkan tinggi bangunan (h_n) sebesar m, dengan Ct = 0,0466 dan eksponen x = 0,9.

$T_a = C_t \times h_n^x$

$= 0{,}0466 \times 24{,}55^{0{,}9}$

$= 0{,}831$ detik

Hasil analisis SAP2000 memberikan periode Computed T_c = 1,248 detik. Sementara batas periode maksimum ($T_{a\,maks}$) dihitung sebagai berikut.

$T_{a\,maks} = C_t \times T_a$

$= 1{,}4 \times 0{,}831$

$= 1{,}163$ detik

Dengan ketentuan:

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

Jika $T_a < T_c < T_{a\,maks}$, maka $T = T_c$, dan

Jika $T_c < T_a$, maka $T = T_a$.

Karena $T_c > T_{a\,maks}$, maka periode yang digunakan adalah T = 1,163 detik.

i. Koefisien Respons Seismik (C_s)

Tahapan penentuan C_s dapat ditentukan dengan dengan beberapa persamaan berikut.

1) C_s $= \frac{S_{Ds}}{(\frac{R}{I_e})}$

$= \frac{0,775}{(\frac{8}{1,5})}$

$= 0,145$

1) $C_{s\ maks}$ $= \frac{S_{D1}}{T\ x\ (\frac{R}{I_e})}$

$= \frac{0,72}{1,163\ x\ (\frac{8}{1,5})}$

$= 0,116$

2) $C_{s\ min}$ $= 0,044 \text{ x } S_{DS} \text{ x } I_e$

$= 0,044 \text{ x } 0,736 \text{ x } 1,5$

$= 0,049$

4 $C_{s\ pakai}$ $= 0,116$

j. Gaya Geser Dasar Seismik (V)

Dengan berat total bangunan W = 135172,304 kN, gaya geser dasar dihitung dengan persamaan berikut.

V $= C_s \times W$

$= 0,116 \times 135172,304$

$= 15691,382$ kN

k. Pemeriksaan Gaya Geser Dinamik dan Statik

Hasil analisis beban gempa dinamik dari SAP2000 perlu dibandingkan dengan gaya geser statik ekuivalen. Nilai beban gempa dinamik pada struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat gempa rencana dalam suatu arah tertentu harus memenuhi ketentuan yang berlaku. Gaya geser gempa dinamik tidak boleh lebih kecil dari gaya geser gempa statik, dan harus sama dengan atau lebih besar dari nilai gaya geser statik. Pemeriksaan kesesuaian nilai tersebut dilakukan berdasarkan hasil output SAP2000 sebagaimana tercantum pada Gambar 5.3 dan Tabel 5.6 sebagai berikut.

OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
Beban Gem...	LinStatic		-14295.322	4.983E-09	-6.218E-10	-9.935E-08	-266209.744	571889.058
Beban Gem...	LinStatic		6.658E-09	-14295.322	9.771E-10	266209.7444	9.1E-08	-365194.32
Ex	LinRespSpec	Max	15694.665	575.346	24.531	11023.7251	294605.9359	661592.0822
Ey	LinRespSpec	Max	496.865	15694.652	74.672	297722.7225	8583.4883	359453.5481

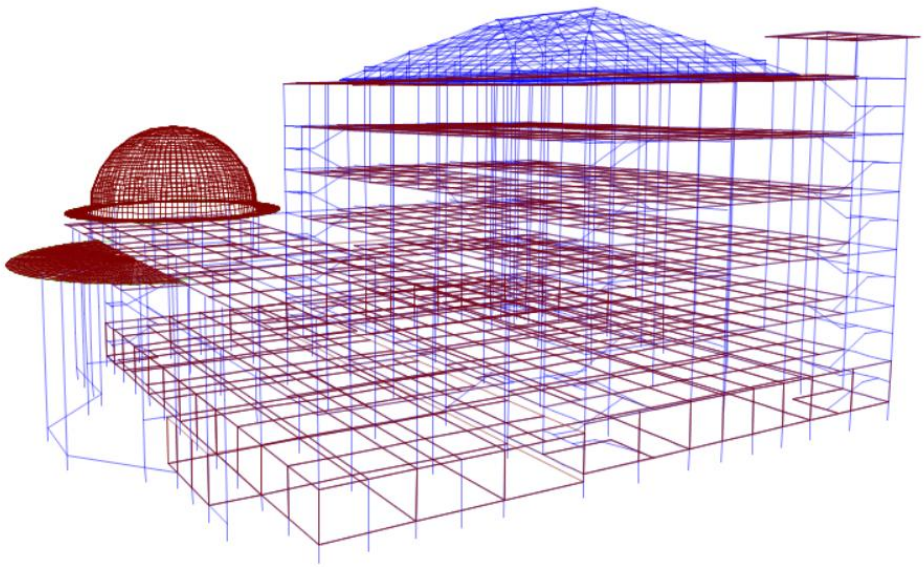
Gambar 5.3 Output Gaya Geser SAP2000

Tabel 5.6 Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

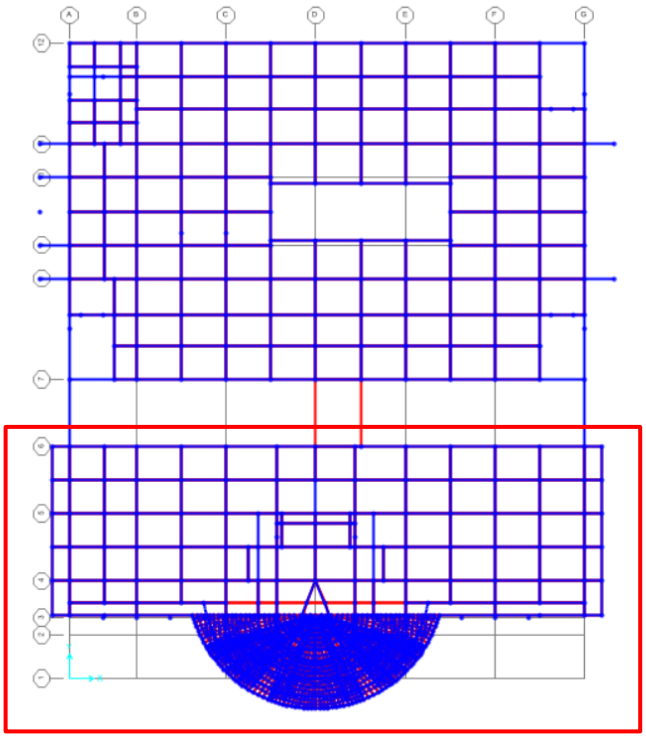
Arah	Dinamik (kN)	Kondisi	Statik Ekuivalen (kN)	Status ($V_t \geq V_s$)
X	15694,665	>	14295,322	Aman
Y	15694,652	>	14295,322	Aman

5.3 Pemodelan SAP2000

Hasil pemodelan strtuktur pada proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dengan bantuan aplikasi SAP2000 dalam model tiga dimensi dan tampak atas dapat diliihat pada Gambar 5.4 dan Gambar 5.5 sebagai berikut.



Gambar 5.4 Hasil Pemodelan Tiga Dimensi dengan SAP2000



Gambar 5.5 Hasil Pemodelan Tampak Atas dengan SAP2000

Keterangan :

= Letak perubahan fondasi dari *bored pile* menjadi fondasi menerus.

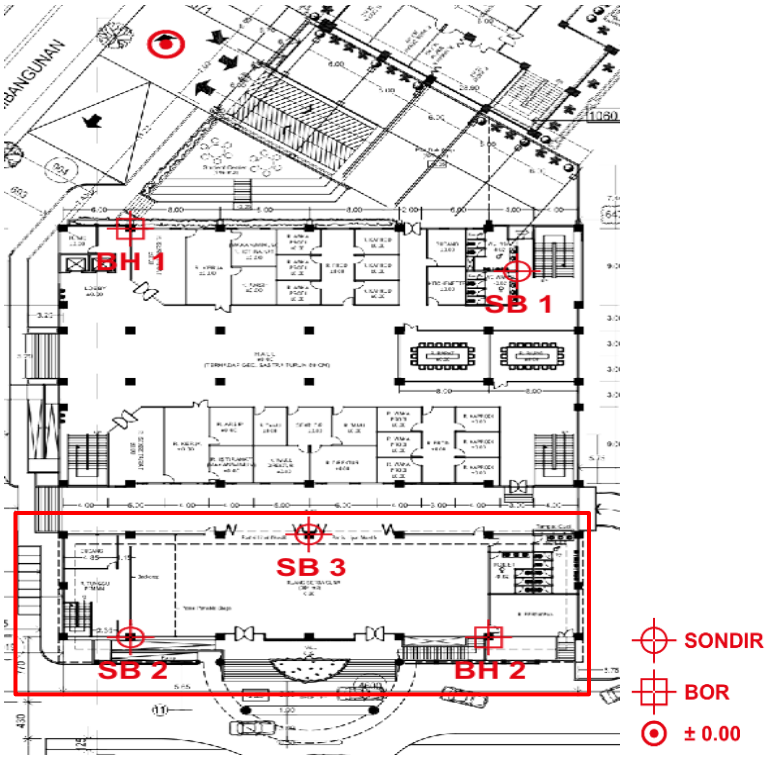
Dari pemodelan tersebut didapatkan beban aksial terbesar berada pada frame 1602 untuk gedung A yang terdiri dari tiga lantai dan satu *basement* dengan ketinggian m. Hasil rekapitulasi output SAP2000 dengan kombinasi beban sesuai dengan SNI 1726 : 2019 pada frame 1602 dapat dilihat pada Tabel 5.7 berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Beban dan Gaya Dalam Bangunan pada Frame

Jenis Output	Nilai	Satuan
Beban Aksial (P)	522,046	T
Gaya Geser Arah X (V_x)	-155,105	T
Gaya Geser Arah Y (V_y)	-102,036	T
Momen Arah X (M_x)	-55,688	Tm
Momen Arah Y (M_y)	-90,430	Tm

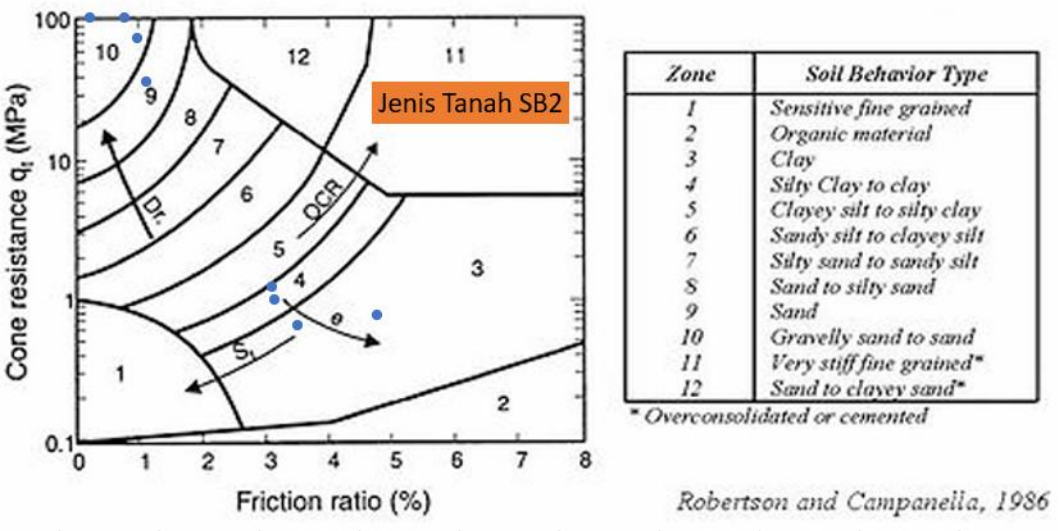
5.4 Data Tanah

Berdasarkan hasil pengamatan yang dilakukan di lokasi proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta diperoleh informasi bahwa kondisi geologi di wilayah tersebut didominasi oleh tanah dengan karakteristik tanah sedang. Tanah ini memiliki tingkat kompresibilitas moderat, yang berarti penurunan fondasi masih dapat terjadi, dan stabilitasnya baik untuk galian dangkal namun memerlukan penahan tambahan untuk galian yang lebih dalam. Penyelidikan yang dilakukan adalah pengujian langsung di lapangan menggunakan metode Standard Penetration Test (SPT) serta Dutch Cone Penetration Test (CPT) atau sering disebut *sondir*. Pengujian SPT dilaksanakan di dalam lubang bor (*borehole*) dengan interval pengujian setiap kedalaman 2 meter. Dalam pelaksanaan pengujian ini, dibuat dua titik bor yang masing-masing diberi kode BH1 dan BH2. Sementara itu, pengujian dengan metode CPT/sondir dilakukan pada 3 titik uji yang diberi kode SB1 sampai SB3. Peralatan yang digunakan untuk pengujian sondir memiliki kapasitas maksimum sebesar 2,5 ton, yang memadai untuk kondisi tanah di lokasi tersebut. Hasil data yang digunakan dalam analisis Gedung A adalah data dari titik BH2, SB2, dan SB3. Rekapitulasi hasil pengeboran dan sondir mengenai informasi detail terkait lapisan tanah, kedalaman, serta hasil pengujian yang diperoleh selama proses penyelidikan tersebut disajikan dalam Lampiran 1. Denah hasil pengujian CPT (SB1 sampai SB3) dan SPT (BH1 dan BH2) dapat dilihat pada Gambar 5.6 berikut

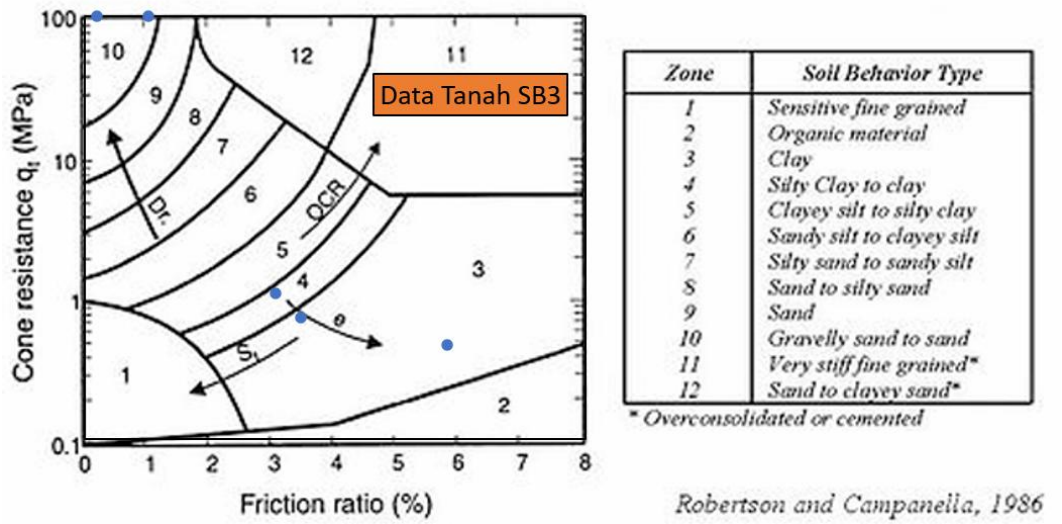


Gambar 5.6 Denah SPT dan CPT

Klasifikasi tanah pada uji BH2 dapat dilihat pada Lampiran 1, sedangkan klasifikasi tanah menurut Robertson dan Campanella berdasarkan data CPT pada pengujian SB2 dan SB3 dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5.7 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai qc dan Rf Pada SB2

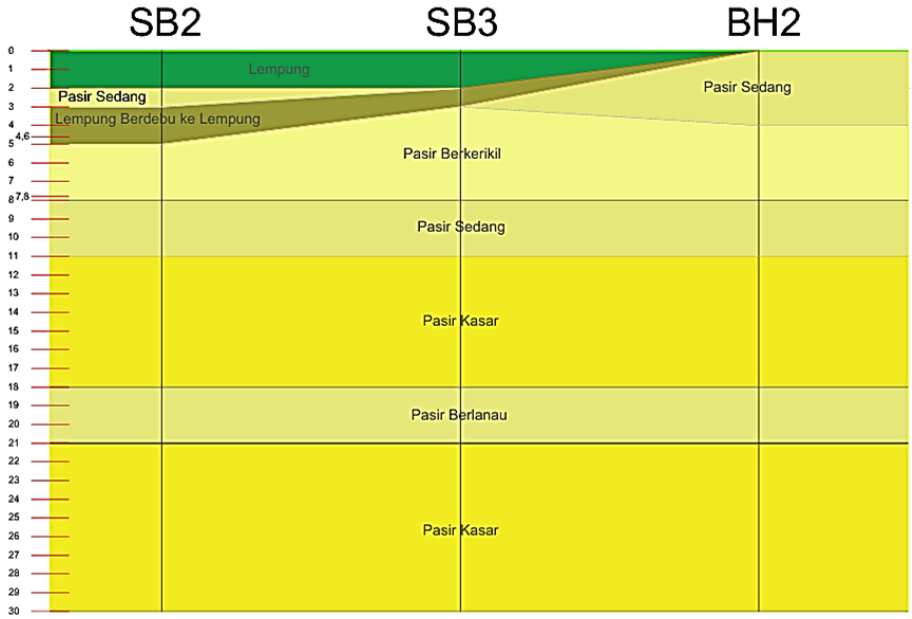


Zone	Soil Behavior Type
1	Sensitive fine grained
2	Organic material
3	Clay
4	Silty Clay to clay
5	Clayey silt to silty clay
6	Sandy silt to clayey silt
7	Silty sand to sandy silt
8	Sand to silty sand
9	Sand
10	Gravelly sand to sand
11	Very stiff fine grained*
12	Sand to clayey sand*

* Overconsolidated or cemented

Gambar 5.8 Klasifikasi Tanah Berdasarkan Nilai qc dan Rf Pada SB3

Adapun rekapitulasi hasil klasifikasi tanah pada seluruh pengujian dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut



Gambar 5.9 Klasifikasi Jenis Tanah

5.5 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi *Bored Pile*

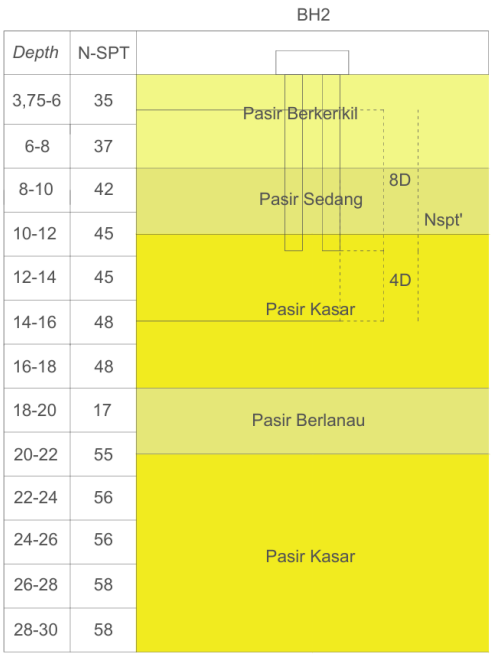
Analisis daya dukung fondasi *bored pile* dapat dilakukan dengan memanfaatkan hasil uji lapangan seperti CPT dan SPT. Data CPT memberikan informasi tahanan konus (qc) dan gesekan selimut (fs) yang dapat digunakan untuk menghitung kontribusi daya dukung ujung maupun gesekan selimut dengan tingkat ketelitian tinggi karena sifat datanya kontinu. Sementara itu, data SPT menghasilkan nilai pukulan (N-SPT) tiap kedalaman tertentu. Dalam praktik rekayasa, keduanya sering dipakai secara bersamaan agar hasil perhitungan daya dukung *bored pile* lebih andal dan representatif terhadap kondisi tanah di lapangan.

5.5.1 Kapasitas Dukung Fondasi *Bored pile* Berdasarkan Data SPT

Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor di lapangan berdasarkan data N-SPT dapat dilakukan melalui beberapa metode seperti metode Meyerhof (1956) dan metode Luciano Decourt (1982).

1. Metode Meyerhof (1956)

   Fondasi *bored pile* yang akan dianalisis menggunakan metode Meyerhof berdiameter 0,8 m dan terletak sampai kedalaman 8 m. Gambar klasifikasi dan nilai $N_{SPT'}$ tanah pada BH2 dapat dilihat pada Gambar 5.10 berikut.



Gambar 5.10 Nilai N_{SPT} di BH2 Untuk Perhitungan Metode Meyerhof

a. Kapasitas daya dukung ujung tiang (Q_p)

Nilai N-SPT yang digunakan dalam analisis ini diambil dari rerata nilai N-SPT 4D di bawah dasar tiang dan 8D diatas dasar tiang.

$N_{SPT'}$ = 42

A_p = $\frac{1}{4}$ x π x D^2

= $\frac{1}{4}$ x π x $0{,}8^2$

= 0,503 m^2

q_p = 0,4 x σ_r x $N_{SPT'}$ x $\frac{L}{D} \leq 4$ x σ_r x $N_{SPT'}$

= 0,4 x 100 x 42 x $\frac{8}{0.8} \leq 4$ x 100 x 42

= 16800 kN/m^2 ≤ 16800 kN/m^2

$q_{p\ pakai}$ = 16800 kN/m^2

Q_p = $q_{p\ pakai}$ x Ap

= 16800 x 0,503

= 8444,601 kN

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

Nilai Q_s dihitung perlapisan 2 m sesuai dengan nilai N-SPTnya masing- masing.

N_{SPT1} = 35

fs_1 = 0,02 x 100 x N_{SPT1} x ΔL

= 0,02 x 100 x 35 x 2

= 140 kN/m

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s1} = fs_1 x As

= 2,513 x 140

= 351,858 kN

N_{SPT2} = 37

fs_2 = 0,02 x 100 x N_{SPT2} x ΔL

= 0,02 x 100 x 37 x 2

= 148 kN/m

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s2} = fs_2 x As

= 2,513 x 148

= 371,965 kN

N_{SPT3} = 42

fs_3 = 0,02 x 100 x N_{SPT3} x ΔL

= 0,02 x 100 x 42 x 2

= 168 kN/m

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s3} = fs_3 x As

= 2,513 x 168

= 422,230 kN

N_{SPT4} = 45

fs_4 = 0,02 x 100 x N_{SPT4} x ΔL

= 0,02 x 100 x 45 x 2

= 180 kN/m

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s4} = fs_4 x As

= 2,513 x 180

= 452,389 kN

$Q_{s\ total}$ = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4}

= 351,858 + 371,965 + 422,230 + 452,389

$= 1598{,}443$ kN

c. Kapasitas dukung ultimate tiang (Q_{ult})

$Q_{ult} = Q_p + Q_{s\ total}$

$= 8444{,}601 + 1598{,}442$

$= 10043{,}043$ kN

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

$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{9{,}81 \times SF}$

$= \frac{10043{,}043}{9{,}81 \times 3}$

$= 341{,}252$ Ton

e. Kapasitas dukung ijin tarik tiang

W_p = Ap x L x Berat jenis beton

$= 0{,}503 \times 8 \times 24$

$= 96{,}510$ kN

$Q_{tarik} = \frac{2}{3} \times Q_s + W_p$

$= \frac{2}{3} \times 1598{,}442 + 96{,}510$

$= 1162{,}138$ kN

2. Metode Luciano Decourt (1982)

Fondasi *bored pile* yang akan dianalisis menggunakan metode Luciano Decourt memiliki diameter 0,8 m dan terletak sampai kedalaman 8 m. Gambar klasifikasi dan nilai N_p tanah pada BH2 dapat dilihat pada Gambar 5.11 berikut.



Gambar 5.11 Nilai N_{SPT} di BH2 Untuk Perhitungan Metode Luciano Decourt

a. Kapasitas daya dukung ujung tiang (Q_p)

Nilai N-SPT yang digunakan dalam analisis ini diambil dari rerata nilai N-SPT 4D di bawah dasar tiang dan 4D diatas dasar tiang.

N_p = 45

K = 40 t/m^2 (pasir)

= 392,4 kN/m^2

q_p = N_P x K x α

= 45 x 392,4 x 1

= 17658 kN/m^2

A_p = $\frac{1}{4}$ x π x D^2

= $\frac{1}{4}$ x π x 0,8^2

= 0,503 m^2

Q_p = q_p x A_p

= 17658 x 0,503

= 8875,879 kN

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Qs)

Nilai Qs dihitung perlapisan 2 m sesuai dengan nilai N-SPTnya masing- masing.

N_{SPT1} = 35

fs_1 = $(\frac{N_{SPT1}}{3} + 1)$ x β T/m²

= $(\frac{35}{3} + 1)$ x 1 x 9,81 kN/m²

= 124,260 kN/m²

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s1} = fs_1 x A_s x ΔL

= 124,260 x 2,513 x 2

= 624,599 kN

N_{SPT2} = 37

fs_2 = $(\frac{N_{SPT2}}{3} + 1)$ x β T/m²

= $(\frac{37}{3} + 1)$ x 1 x 9,81 kN/m²

= 130,800 kN/m²

As = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

Q_{s2} = fs_2 x A_s x ΔL

= 130,800 x 2,513 x 2

= 657,473 kN

N_{SPT3} = 42

fs_3 = $(\frac{N_{SPT3}}{3} + 1)$ x β T/m²

= $(\frac{42}{3} + 1)$ x 1 x 9,81 kN/m²

= 147,150 kN/m²

As = π x D

$= \pi$ x 0,8

= 2,513 m

Q_{s3} $= fs_3$ x A_s x ΔL

= 147,150 x 2,513 x 2

= 739,657 kN

N_{SPT4} = 45

fs_4 $= (\frac{N_{SPT4}}{3} + 1)$ x β T/m^2

$= (\frac{45}{3} + 1)$ x 1 x 9,81 kN/m^2

= 156,960 kN/m^2

As $= \pi$ x D

$= \pi$ x 0,8

= 2,513 m

Q_{41} $= fs_1$ x A_s x ΔL

= 156,960 x 2,513 x 2

= 788,967 kN

$Q_{s\ total}$ $= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_4$

= 624,599 + 657,473 + 739,657 + 788,967

= 2810,695 kN

c. Kapasitas dukung *ultimate* tiang (Qult)

Q_{ult} $= Q_p + Q_{s\ total}$

= 8875,879 + 2810,695

= 11686,574 kN

d. Kapasitas dukung izin tiang (Qall)

Q_{all} $= \frac{Q_{ult}}{9{,}81\ x\ SF}$

$= \frac{11686{,}574}{9{,}81\ x\ 3}$

= 397,097 Ton

e. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

W_p = Ap x L x Berat jenis beton

= 0,503 x 8 x 24

$$= 96{,}510 \text{ kN}$$

$$Q_{tarik} = \frac{2}{3} \text{ x } Q_s + W_p$$

$$= \frac{2}{3} \text{ x } 2810{,}695 + 96{,}510$$

$$= 1970{,}307 \text{ kN}$$

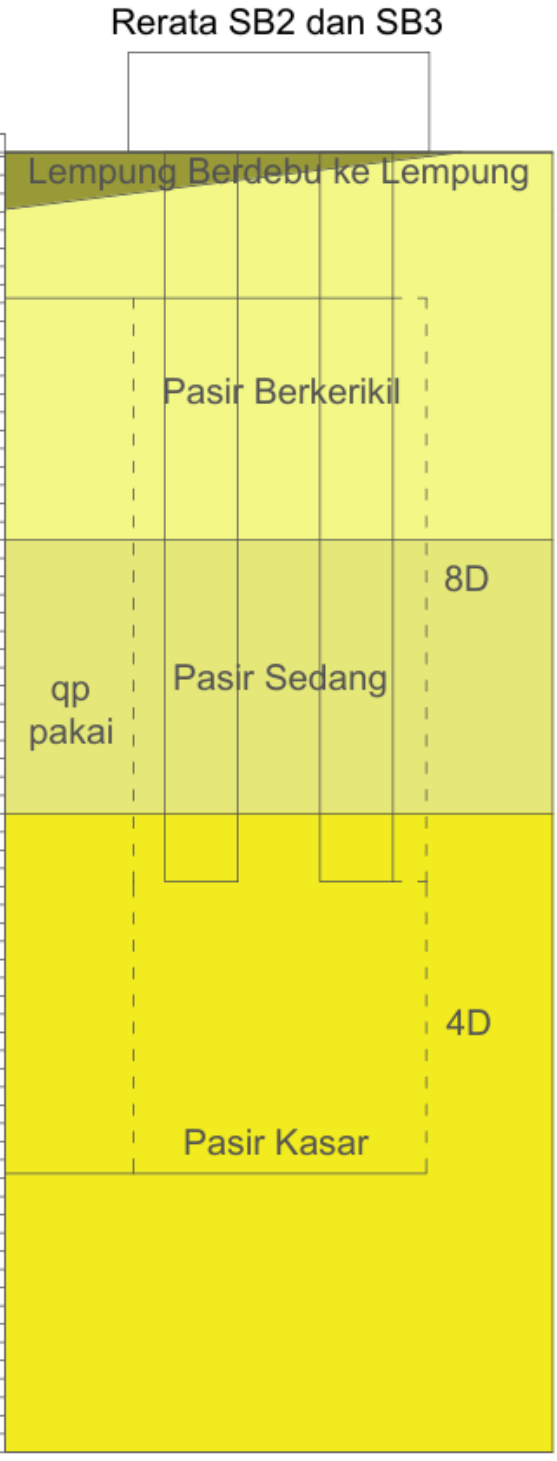
5.5.2 Kapasitas Dukung Fondasi *bored pile* Berdasarkan Data CPT

Perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor di lapangan berdasarkan data qc dan fs dapat dilakukan melalui beberapa metode seperti metode Nottingham & Schmertman (1975),dan metode Meyerhof (1974).

1. Metode Nottingham & Schmertman (1975)

   Fondasi *bored pile* yang akan dianalisis menggunakan metode Nottingham & Schmertman memiliki diameter 0,8 m dan terletak sampai kedalaman 8 m. Gambar klasifikasi dan nilai $q_{p\ pakai}$ tanah pada BH2 dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.

Kedalaman	qc (kg/cm²)	Friction Ratio
-4	152,5	2,894
-4,2	202	1,201
-4,4	221	1,309
-4,6	234	2,471
-4,8	236	4,038
-5	242,5	2,308
-5,2	255	1,406
-5,4	267	1,023
-5,6	289,5	0,677
-5,8	277	0,833
-6	264,5	1,084
-6,2	271	0,938
-6,4	277,5	0,826
-6,6	291	0,662
-6,8	282	0,763
-7	277	0,833
-7,2	333,5	0,339
-7,4	376,5	0,293
-7,6	416,5	0,194
-7,8	445,5	0,169
-8	445,5	0,169
-8,2	445,5	0,169
-8,4	445,5	0,169
-8,6	445,5	0,169
-8,8	445,5	0,169
-9	445,5	0,169
-9,2	445,5	0,169
-9,4	445,5	0,169
-9,6	445,5	0,169
-9,8	445,5	0,169
-10	445,5	0,169
-10,2	445,5	0,169
-10,4	445,5	0,169
-10,6	445,5	0,169
-10,8	445,5	0,169
-11	445,5	0,169
-11,2	445,5	0,169
-11,4	445,5	0,169
-11,6	445,5	0,169
-11,8	445,5	0,169
-12	445,5	0,169
-12,2	445,5	0,169
-12,4	445,5	0,169
-12,6	445,5	0,169
-12,8	445,5	0,169
-13	445,5	0,169
-13,2	445,5	0,169
-13,4	445,5	0,169
-13,6	445,5	0,169
-13,8	445,5	0,169
-14	445,5	0,169
-14,2	445,5	0,169
-14,4	445,5	0,169
-14,6	445,5	0,169
-14,8	445,5	0,169
-15	445,5	0,169
-15,2	445,5	0,169
-15,4	445,5	0,169
-15,6	445,5	0,169
-15,8	445,5	0,169
-16	445,5	0,169
-16,2	445,5	0,169
-16,4	445,5	0,169
-16,6	445,5	0,169
-16,8	445,5	0,169
-17	445,5	0,169
-17,2	445,5	0,169
-17,4	445,5	0,169
-17,6	445,5	0,169
-17,8	445,5	0,169
-18	445,5	0,169



Gambar 5.12 Klasifikasi dan Nilai $q_{p\ pakai}$ BH2 Menurut Nottingham & Schmertman

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Qp)

Nilai qc yang digunakan dalam analisis ini diambil dari rerata nilai qc 4D di bawah dasar tiang dan 8D diatas dasar tiang.

A_p $= \frac{1}{4}$ x π x D^2

$= \frac{1}{4}$ x π x $0{,}8^2$

$= 0{,}503\ m^2$

q_{p1} = Rerata nilai q_c 4D ke bawah dasar tiang

$= 43688{,}626$ kN/m^2

q_{p2} = Rerata nilai q_c 8D ke atas dasar tiang

$= 38955{,}385$ kN/m^2

ω = 1

$q_{p\ pakai}$ $= \frac{q_{p1} + q_{p2}}{2}$ x ω ≤ 150 kg/cm² atau 14709,98 kN/m²

$= \frac{43688{,}626 + 38955{,}385}{2}$ x 1 ≤ 14709,98 kN/m²

$= 14709{,}98$ kN/m^2

Q_p $= q_{p\ pakai}$ x A_p

$= 14709{,}98$ x $0{,}503$

$= 7394{,}042$ kN

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Qs)

Nilai Qs dihitung perlapisan 0,2 m sesuai dengan nilai qcnya masing-masing. Berikut adalah contoh perhitungan pada kedalaman 0,2 m.

q_{c1} $= \frac{q_{c1\ SB2} + q_{c1\ SB3}}{2}$

$= 11620{,}880$ kN/m^2

As $= \pi$ x D

$= \pi$ x $0{,}8$

$= 2{,}513$ m

K_c = 1,2%

fs_1 $= K_c$ x $q_{c1} \leq 1{,}2$ kg/cm² atau 117,6798kN/m²

$= 0{,}012$ x $11620{,}880 \leq 117{,}6798$kN/m²

= 139,451 kN/m^2 ≤ 117,6798kN/m²

= 117,6798 kN/m²

Q_{s1} = As x ΔL x fs_1

= 2,513 x 0,2 x 116,209

= 59,152 kN

Rekapitulasi perhitungan Q_s dapat dilihat pada Tabel 5.8 sebagai berikut.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	*Static cone resistance* ($q_{c\,mean}$) (rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)	K_c	fs (kN/m²)	Q_s (kN)
-3,75	11620,88025	0,012	117,680	59,152
-4	14955,14125	0,012	117,680	59,152
-4,2	19809,433	0,012	117,680	59,152
-4,4	21672,6965	0,012	117,680	59,152
-4,6	22947,561	0,012	117,680	59,152
-4,8	23143,694	0,012	117,680	59,152
-5	23781,12625	0,012	117,680	59,152
-5,2	25006,9575	0,012	117,680	59,152
-5,4	26183,7555	0,012	117,680	59,152
-5,6	28390,25175	0,012	117,680	59,152
-5,8	27164,4205	0,012	117,680	59,152
-6	25938,58925	0,012	117,680	59,152
-6,2	26576,0215	0,012	117,680	59,152
-6,4	27213,45375	0,012	117,680	59,152
-6,6	28537,3515	0,012	117,680	59,152

Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	*Static cone resistance* ($q_{c\,mean}$) (rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)	K_c	fs (kN/m²)	Q_s (kN)
-6,8	27654,753	0,012	117,680	59,152
-7	27164,4205	0,012	117,680	59,152
-7,2	32705,17775	0,012	117,680	59,152
-7,4	36922,03725	0,012	117,680	59,152
-7,6	40844,69725	0,012	117,680	59,152
-7,8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-8,2	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-8,4	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-8,6	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-8,8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-9	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-9,2	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-9,4	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-9,6	43688,62575	0,012	117,680	59,152

Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	***Static cone resistance*** ($q_{c\,mean}$) **(rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)**	**K_c**	**fs (kN/m²)**	**Q_s (kN)**
-9,8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-10	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-10,2	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-10,4	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-10,6	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-10,8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-11	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-11,2	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-11,4	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-11,6	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-11,8	43688,62575	0,012	117,680	59,152
-12	43688,62575	Nilai qc pada kedalaman 8 m ke bawah konstan.		
-12,2	43688,62575			
-12,4	43688,62575			
-12,6	43688,62575			

Lanjutan Tabel 5.8 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	***Static cone resistance*** ($q_{c\,mean}$) **(rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)**	**K_c**	**fs (kN/m²)**	**Q_s (kN)**
-12,8	43688,62575	Nilai qc pada kedalaman 8 m ke bawah konstan.		
-13	43688,62575			
-13,2	43688,62575			
-13,4	43688,62575			
-13,6	43688,62575			
-13,8	43688,62575			
-14	43688,62575			
-14,2	43688,62575			
-14,4	43688,62575			
-14,6	43688,62575			
-14,8	43688,62575			
-15	43688,62575			

$Q_{s\ total}$ = 2425,249 kN

c. Kapasitas dukung *ultimate* tiang (Q_{ult})

Q_{ult} = $Q_p + Q_{s\ total}$

= 7394,042 + 2425,249

= 9819,292 kN

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

$Q_{all} = \frac{Q_{all}}{9{,}81\ x\ SF}$

$= \frac{9819{,}292}{9{,}81\ x\ 3}$

= 333,649 Ton

e. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

W_p = Ap x L x Berat jenis beton

= 0,503 x 8 x 24

= 96,510 kN

$Q_{tarik} = \frac{2}{3}$ x $Q_s + W_p$

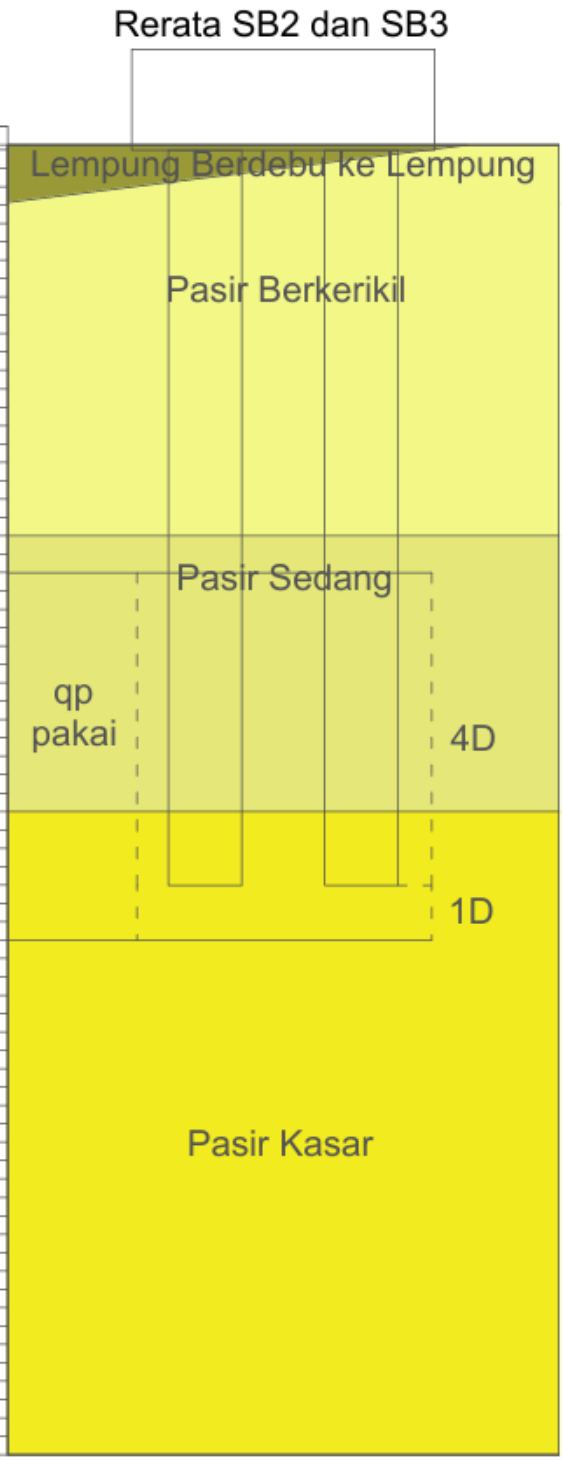
$= \frac{2}{3}$ x 2425,249 + 96,510

= 1713,343 kN

2. Metode Meyerhof (1974)

Fondasi *bored pile* yang akan dianalisis menggunakan metode Meyerhof memiliki diameter 0,8 m dan terletak sampai kedalaman 8 m. Gambar klasifikasi dan nilai $q_{p\ pakai}$ tanah pada BH2 dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.

Kedalaman	qc (kg/cm²)	Friction Ratio
-4	152,5	2,894
-4,2	202	1,201
-4,4	221	1,309
-4,6	234	2,471
-4,8	236	4,038
-5	242,5	2,308
-5,2	255	1,406
-5,4	267	1,023
-5,6	289,5	0,677
-5,8	277	0,833
-6	264,5	1,084
-6,2	271	0,938
-6,4	277,5	0,826
-6,6	291	0,662
-6,8	282	0,763
-7	277	0,833
-7,2	333,5	0,339
-7,4	376,5	0,293
-7,6	416,5	0,194
-7,8	445,5	0,169
-8	445,5	0,169
-8,2	445,5	0,169
-8,4	445,5	0,169
-8,6	445,5	0,169
-8,8	445,5	0,169
-9	445,5	0,169
-9,2	445,5	0,169
-9,4	445,5	0,169
-9,6	445,5	0,169
-9,8	445,5	0,169
-10	445,5	0,169
-10,2	445,5	0,169
-10,4	445,5	0,169
-10,6	445,5	0,169
-10,8	445,5	0,169
-11	445,5	0,169
-11,2	445,5	0,169
-11,4	445,5	0,169
-11,6	445,5	0,169
-11,8	445,5	0,169
-12	445,5	0,169
-12,2	445,5	0,169
-12,4	445,5	0,169
-12,6	445,5	0,169
-12,8	445,5	0,169
-13	445,5	0,169
-13,2	445,5	0,169
-13,4	445,5	0,169
-13,6	445,5	0,169
-13,8	445,5	0,169
-14	445,5	0,169
-14,2	445,5	0,169
-14,4	445,5	0,169
-14,6	445,5	0,169
-14,8	445,5	0,169
-15	445,5	0,169
-15,2	445,5	0,169
-15,4	445,5	0,169
-15,6	445,5	0,169
-15,8	445,5	0,169
-16	445,5	0,169
-16,2	445,5	0,169
-16,4	445,5	0,169
-16,6	445,5	0,169
-16,8	445,5	0,169
-17	445,5	0,169
-17,2	445,5	0,169
-17,4	445,5	0,169
-17,6	445,5	0,169
-17,8	445,5	0,169
-18	445,5	0,169



Gambar 5.13 Klasifikasi dan Nilai $q_{p\ pakai}$ BH2 Menurut Meyerhof

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Q_p)

Nilai q_c yang digunakan dalam analisis ini diambil dari rerata nilai q_c 1D di bawah dasar tiang dan 4D diatas dasar tiang.

A_p $= \frac{1}{4}$ x π x D^2

$= \frac{1}{4}$ x π x $0{,}8^2$

$= 0{,}503\ m^2$

q_{p1} = Rerata nilai q_c 4D ke bawah dasar tiang

$= 43688{,}623$ kN/m^2

q_{p2} = Rerata nilai q_c 8D ke atas dasar tiang

$= 43688{,}623$ kN/m^2

$\omega_1 = 1$

$\omega_2 = 1$

$q_{p\ pakai} = \frac{q_{p1} + q_{p2}}{2}$ x ω_1 x ω_2

$= \frac{43688{,}623 + 43688{,}623}{2}$ x 1 x 1

$= 43688{,}623$ kN/m^2

$Q_p = q_{p\ pakai}$ x A_p x 50%

$= 43688{,}623$ kN x 0,503 x 50%

$= 10980{,}149$ kN

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Q_s)

Nilai Q_s dihitung perlapisan 0,2 m sesuai dengan nilai qcnya masing-masing. Berikut Adalah contoh perhitungan pada kedalaman 0,2 m.

$q_{c1} = \frac{q_{c1\ SB2} + q_{c1\ SB3}}{2}$

$= 11620{,}880$ kN/m^2

As $= \pi$ x D

$= \pi$ x 0,8

$= 2{,}513$ m

$fs_1 = \frac{q_{c1}}{2} \leq 107$ kN/m²

$= \frac{11620,880}{2} \leq 107$ kN/m²

$= 5810,44 \leq 107$ kN/m²

$= 107$ kN/m²

Q_{s1} $= As \times fs_1 \times \Delta L$

$= 2,513 \times 107 \times 0,2$

$= 58,784$ kN

Rekapitulasi perhitungan Qs dapat dilihat pada Tabel 5.9 sebagai berikut.

Tabel 5.9 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	*Static cone resistance* ($q_{c\ mean}$) (rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)	As (kN/m²)	fs (kN/m²)	Q_s (kN)
-3,75	11620,88025	2,513	107	14,603
-4	14955,14125	2,513	107	18,793
-4,2	19809,433	2,513	107	24,893
-4,4	21672,6965	2,513	107	27,235
-4,6	22947,561	2,513	107	28,837
-4,8	23143,694	2,513	107	29,083
-5	23781,12625	2,513	107	29,884
-5,2	25006,9575	2,513	107	31,425
-5,4	26183,7555	2,513	107	32,903
-5,6	28390,25175	2,513	107	35,676
-5,8	27164,4205	2,513	107	34,136
-6	25938,58925	2,513	107	32,595
-6,2	26576,0215	2,513	107	33,396
-6,4	27213,45375	2,513	107	34,197
-6,6	28537,3515	2,513	107	35,861

Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Kapasitas Dukug Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	*Static cone resistance* ($q_{c\ mean}$) (rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)	As (kN/m²)	fs (kN/m²)	Q_s (kN)
-6,8	27654,753	2,513	107	58,784
-7	27164,4205	2,513	107	58,784
-7,2	32705,17775	2,513	107	58,784
-7,4	36922,03725	2,513	107	58,784
-7,6	40844,69725	2,513	107	58,784
-7,8	43688,62575	2,513	107	58,784
-8	43688,62575	2,513	107	58,784
-8,2	43688,62575	2,513	107	58,784
-8,4	43688,62575	2,513	107	58,784
-8,6	43688,62575	2,513	107	58,784
-8,8	43688,62575	2,513	107	58,784
-9	43688,62575	2,513	107	58,784
-9,2	43688,62575	2,513	107	58,784
-9,4	43688,62575	2,513	107	58,784
-9,6	43688,62575	2,513	107	58,784

Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	*Static cone resistance* ($q_{c\ mean}$) (rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)	As (kN/m²)	fs (kN/m²)	Q_s (kN)
-9,8	43688,62575	2,513	107	58,784
-10	43688,62575	2,513	107	58,784
-10,2	43688,62575	2,513	107	58,784
-10,4	43688,62575	2,513	107	58,784
-10,6	43688,62575	2,513	107	58,784
-10,8	43688,62575	2,513	107	58,784
-11	43688,62575	2,513	107	58,784
-11,2	43688,62575	2,513	107	58,784
-11,4	43688,62575	2,513	107	58,784
-11,6	43688,62575	2,513	107	58,784
-11,8	43688,62575	2,513	107	58,784
-12	43688,62575	Nilai qc pada kedalaman 8 m ke bawah konstan.		
-12,2	43688,62575			
-12,4	43688,62575			
-12,6	43688,62575			

Lanjutan Tabel 5.9 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Selimut Tiang Setiap 0,2 m

Kedalaman dari permukaan tanah setempat (m)	***Static cone resistance*** ($q_{c\ mean}$) **(rerata SB2 dan SB3) (kN/m^2)**	**As (kN/m²)**	**fs (kN/m²)**	**Q_s (kN)**
-12,8	43688,62575	Nilai qc pada kedalaman 8 m ke konstan		
-13	43688,62575			
-13,2	43688,62575			
-13,4	43688,62575			
-13,6	43688,62575			
-13,8	43688,62575			
-14	43688,62575			
-14,2	43688,62575			
-14,4	43688,62575			
-14,6	43688,62575			
-14,8	43688,62575			
-15	43688,62575			

$Q_{s\ total}$ = 2205,147 kN

c. Kapasitas dukung ultimate tiang (Q_{ult})

Q_{ult} = $Q_p + Q_{s\ total}$

= 10980,149 +2205,147

= 13185,296 kN

d. Kapasitas dukung izin tiang (Qall)

$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{9{,}81 \text{ x } SF}$

$= \frac{13185{,}296}{9{,}81 \text{ x } 3}$

= 448,022 Ton

e. Kapasitas dukung ijin tekan tiang

W_p = Ap x L x Berat jenis beton

= 0,503 x 8 x 24

= 96,510 kN

$Q_{tarik} = \frac{2}{3} \text{ x } Q_s + W_p$

$= \frac{2}{3}$ x 2205,147 + 96,510

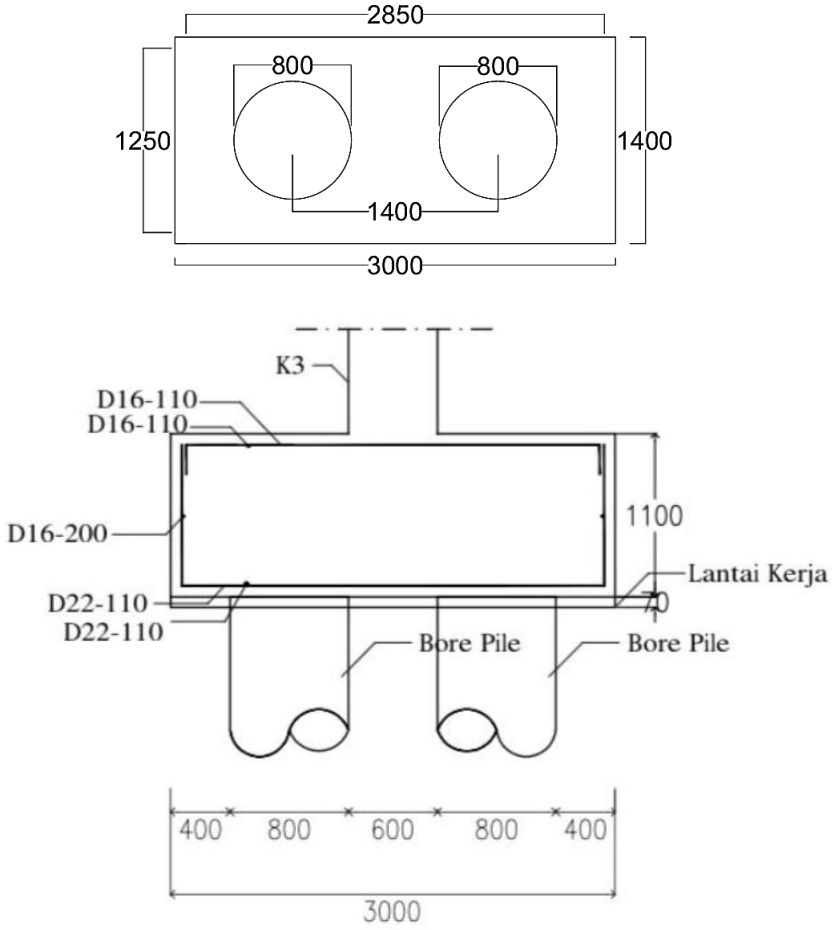
= 1566,608 kN

5.6 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Fondasi Tiang *Bored Pile*

Analisis kapasitas dukung kelompok fondasi *bored pile* bertujuan menilai kemampuan tiang dalam menopang beban struktur secara bersama-sama, yang dapat dihitung dengan menjumlahkan kapasitas tiap tiang tunggal dengan mempertimbangkan efisiensi kelompok akibat interaksi antar tiang, atau dengan pendekatan blok yang menganggap seluruh kelompok tiang sebagai satu massa padat yang menembus tanah, sehingga kapasitas dukung ditentukan dari daya dukung tanah di bawah area blok ditambah tahanan geser sisi, hasil kedua pendekatan ini kemudian dibandingkan, dan nilai terkecil digunakan sebagai kapasitas rencana.

5.6.1 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang *Bored pile* pada P2

Dalam analisis ini digunakan contoh perhitungan dari hasil perhitungan tiang *bored pile* menggunakan metode Meyerhof berdasarkan hasil uji SPT. Desain susunan *Pilecap* P2 dapat dilihat pada gambar 5.14 berikut.



Gambar 5.14 *Pilecap* P2 Dalam Satuan Milimeter (mm)

1. Efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang

   D = 0,8 m

   S = 1,4 m

   m = 2 buah

   n = 1 buah

   n_{total} = 2 buah

θ $= \text{arc tg } \frac{D}{S}$

$= \text{arc tg } \frac{0,8}{1,4}$

$= 0,52$

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

$= 1 - 0,52 \left(\frac{(1-1) \text{ x } 2 + (2-1) \text{ x } 1}{90 \; x \; 2 \; x \; 1}\right)$

$= 0,997$

Q_g $= n_{total} \text{ x } Q_{all} \text{ x } E_g$

$= 2 \text{ x } 3347,681 \text{ x } 0,997$

$= 6676,052 \text{ kN}$

2. Kapasitas dukung kelompok tiang dalam kesatuan blok

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

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

$= 0,503 \text{ m}^2$

Q_p $= 8444,601 \text{ kN}$

q_p $= \frac{Q_p}{A_p}$

$= \frac{8444,601}{0,503}$

$= 16800 \text{ kN}/m^2$

B_g $= 1,25 \text{ m}$

L_g $= 2,85 \text{ m}$

Q_{up} $= B_g \text{ x } L_g \text{ x } q_p$

$= 1,25 \text{ x } 2,85 \text{ x } 16800$

$= 59850 \text{ kN}$

Q_s $= 1598,442 \text{ kN}$

L $= 8 \text{ m}$

A_s $= \pi \text{ x } D$

$= \pi \text{ x } 0,8$

$= 2,513 \text{ m}$

fs $= \frac{Q_s}{L \; x \; A_s}$

$= \frac{1598,442}{8 \; x \; 2,513}$

$= 79,5 \text{ kN/}m^2$

Q_{us} $= 2 \text{ x } L \text{ x } (B_g + L_g) \text{ x fs}$

$= 2 \text{ x } 8 \text{ x } (1,25 + 2,85) \text{ x } 79,5$

$= 5215,2 \text{ kN}$

Q_{ug} $= Q_{up} + Q_{us}$

$= 59850 + 5215,2$

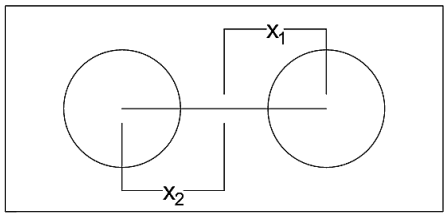
$= 65065,2 \text{ kN} > 6676,052 \text{ kN}$

Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diatas, maka nilai yang terkecil akan digunakan sebagai nilai kapasitas dukung tiang kelompok.

Q_{pakai} = 6676,052 kN > 5121,270 kN (Aman)

3. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Panjang x_i dan y_i P2 dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5.15 Panjang x_i dan y_i Pada P2

x_1 = 0 m

y_1 = 0,7 m

x_1^2 = 0 m^2

y_1^2 = $0,7^2$

= 0,49 m^2

x_2 = 0 m

y_2 = -0,7 m

x_2^2 = 0 m^2

$y_2^2 = (-0{,}7)^2$

$= 0{,}49\ m^2$

$\sum x^2 = 0\ m^2$

$\sum y^2 = 0{,}98\ m^2$

$P_{aksial} = 5121{,}270\ kN$

P_{P2} = B x L x H x BJ beton

= 1,4 x 3 x 1,1 x 24

= 110,880 kN

$P_{bored\ pile}$ = $\frac{1}{4}$ x π x D^2 x H x BJ_{beton} x n total

= $\frac{1}{4}$ x π x $0{,}8^2$ x 8 x 24 x 2

= 193,019 kN

P_{total} = $P_{aksial} + P_{P2} + P_{bored\ pile}$

= 5121,270 + 110,880 + 193,019

= 5425,169 kN

M_x = -1521,576 kNm

M_y = -1000,970 kNm

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n_{total}} \pm \frac{M_y\ x\ x_2}{n_y\ x\ \sum x^2} \pm \frac{M_x\ x\ y_2}{n_x\ x\ \sum y^2}$$

$$= \frac{5425{,}169}{2} \pm \frac{-1521{,}576\ x\ 0{,}7}{2\ x\ 0{,}98}$$

= 3256,005 kN < 3347,681 kN (P_{izin}) (Aman)

Rekapitulasi kapasitas dukung kelompok tiang *bored pile* dan kontrol gaya maksimum kelompok fondasi *bored pile* dengan berbagai metode dapat dilihat pada Tabel 5.10, Tabel 5.11, Tabel 5.12, dan Tabel 5.13 berikut.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Meyerhof SPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
6676,052	65065,2	6676,052	Aman	1	0	0,7	0	0,49	2169,145	Aman
				2	0	-0,7	0	0,49	3256,005	Aman
				∑			0	0,98		

Tabel 5. 11 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Luciano Decourt SPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
7768, 579	72077,013	7768, 579	Aman	1	0	0,7	0	0,49	2169,145	Aman
				2	0	-0,7	0	0,49	3256,005	Aman
				∑			0	0,98		

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Nottingham and Schertman CPT)

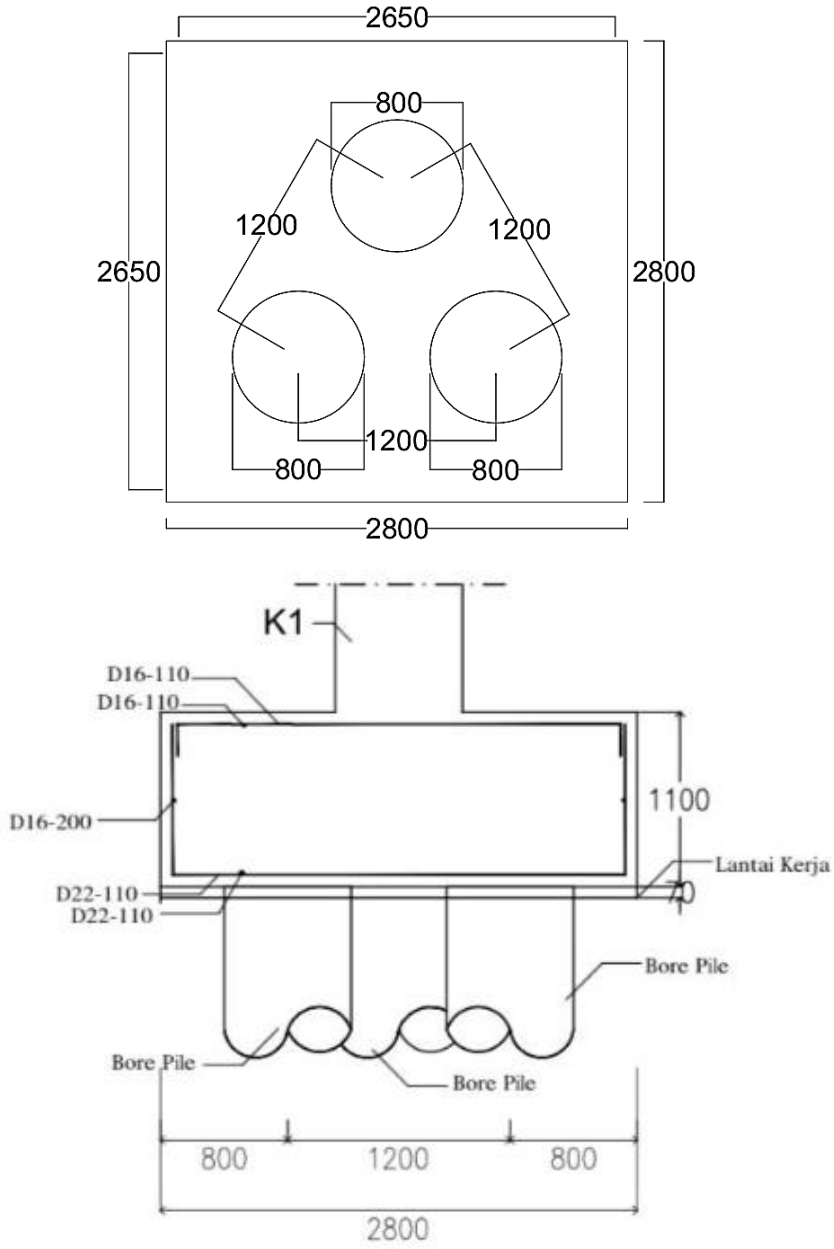
Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
6257,314	60317,107	6257,314	Aman	1	0	0,7	0	0,49	2169,145	Aman
				2	0	-0,7	0	0,49	3256,005	Tidak aman
				∑			0	0,98		

Tabel 5. 13 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P2 (Meyerhof CPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
8764,845	85015,045	8764,845	Aman	1	0	0,7	0	0,49	2169,145	Aman
				2		-0,7	0	0,49	3256,005	Aman
				∑			0	0,98		

5.6.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang *Bored pile* pada P3

Dalam analisis ini digunakan contoh perhitungan dari hasil perhitungan tiang *bored pile* menggunakan metode meyerhof berdasarkan hasil uji SPT. Berikut merupakan desain susunan *Pilecap* P3. Desain susunan *Pilecap* P3 dapat dilihat pada gambar 5.16 berikut.



Gambar 5.16 *Pilecap* P3 Dalam Satuan Milimeter (mm)

1. Efisiensi kapasitas dukung kelompok tiang

D = 0,8 m

S = 1,2 m

m = 2 buah

n = 2 buah

n_{total} = 3 buah

θ = arc tg $\frac{D}{S}$

= arc tg $\frac{0,8}{1,2}$

= 0,59

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

= $1 - 0,52 \left(\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2}\right)$

= 0,993

Q_g = $n_{total} \times Q_{all} \times E_g$

= 3 x 3347,681 x 0,993

= 9977,429 kN

2. Kapasitas dukung kelompok tiang dalam kesatuan blok

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

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

= 0,503 m^2

Q_p = 8444,601 kN

q_p = $\frac{Qp}{Ap}$

= $\frac{8444,601}{0,503}$

= 16800 kN/m^2

B_g = 2,65 m

L_g = 2,65 m

Q_{up} = $B_g \times L_g \times q_p$

= 2,65 x 2,65 x 16800

= 117978 kN

Q_s = 1598,442 kN

L = 8 m

A_s = π x D

= π x 0,8

= 2,513 m

fs = $\frac{Qs}{L\ x\ A_s}$

= $\frac{1598,442}{8\ x\ 2,513}$

= 79,5 kN/m^2

Q_{us} = 2 x L x (B_g + L_g) x fs

= 2 x 8 x (2,65 +2,65) x 79,5

= 6741,6 kN

Q_{ug} = Q_{up} + Q_{us}

= 117978 + 6741,6

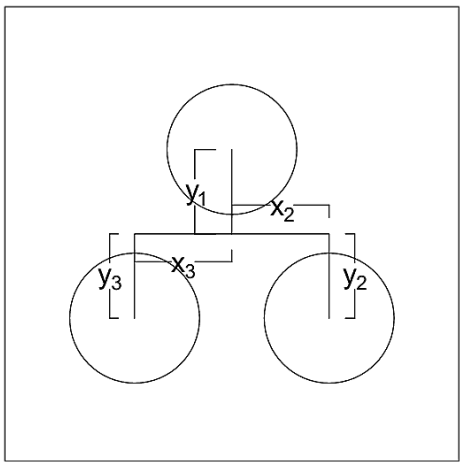
= 124719,6 kN > 9977,429 kN

Dari kedua perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang yang diatas, maka nilai yang terkecil akan digunakan sebagai nilai kapasitas dukung tiang kelompok.

Q_{pakai} = 9977,429 kN > 5121,270 kN (Aman)

3. Kontrol gaya tekan tiang terhadap beban aksial dan momen

Panjang x_i dan y_i P3 dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5.17 Panjang x_i dan y_i Pada P3

x_1 = 0 m

y_1 = 0,6 m

x_1^2 = 0 m^2

y_1^2 = $0{,}6^2$

= 0,36 m^2

x_2 = 0,6 m

y_2 = -0,6 m

x_2^2 = $(0{,}6)^2$

= 0,36 m^2

y_2^2 = $(-0{,}6)^2$

= 0,36 m^2

x_3 = -0,6 m

y_3 = 0,6 m

x_3^2 = $(-0{,}6)^2$

= 0,36 m^2

y_3^2 = $(0{,}6)^2$

= 0,36 m^2

$\sum x^2$ = 0,72 m^2

$\sum y^2$ = 1,08 m^2

P_{aksial} = 5121,270 kN

P_{P2} = B x L x H x BJ beton

= 2,8 x 2,8 x 1,1 x 24

= 206,976 kN

$P_{bored\ pile}$ = $\frac{1}{4}$ x π x D^2 x H x BJ_{beton} x n_{total}

= $\frac{1}{4}$ x π x $0{,}8^2$ x 8 x 24 x 3

= 289,529 kN

P_{total} = P aksial + P P3 + P *bored pile*

= 5121,270 + 206,976 + 289,529

= 5617,775 kN

M_x = -1521,576 kNm

M_y = -1000,970 kNm

$$P_{maks} = \frac{P_{total}}{n_{total}} \pm \frac{M_y\, x\, x_3}{n_y\, x\, \sum x^2} \pm \frac{M_x\, x\, y_3}{n_x\, x\, \sum y^2}$$

$$= \frac{-1521{,}576}{3} \pm \frac{(-1521{,}576)\, x\, (-0{,}6)}{2\, x\, 0{,}72} \pm \frac{(-1000{,}970)\, x\, 0{,}6}{2\, x\, 1{,}08}$$

= 2712,322 kN < 3347,681 kN (Aman)

Rekapitulasi kapasitas dukung kelompok tiang *bored pile* dan kontrol gaya maksimum kelompok fondasi *bored pile* dengan berbagai metode dapat dilihat pada beberapa Tabel 5.14, Tabel 5.15, Tabel 5.16, dan Tabel 5.17 berikut.

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Meyerhof SPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
9977,429	124719,6	9977,429	Aman	1	0	0,6	0	0,36	1449,932	Aman
				2	0,6	-0,6	0,36	0,36	1878,181	Aman
				3	-0,6	0,6	0,36	0,36	2712,322	Aman
				∑			0,72	1,08		

Tabel 5. 15 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Luciano Decourt SPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
11610,221	135857,709	11610,221	Aman	1	0	0,6	0	0,36	1449,932	Aman
				2	0,6	-0,6	0,36	0,36	1878,181	Aman
				3	-0,6	0,6	0,36	0,36	2712,322	Aman
				∑			0,72	1,08		

Tabel 5. 16 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Nottingham and Schmertman CPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
9755,139	113529,580	9755,139	Aman	1	0	0,6	0	0,36	1449,932	Aman
				2	0,6	-0,6	0,36	0,36	1878,181	Aman
				3	-0,6	0,6	0,36	0,36	2712,322	Aman
				∑			0,72	1,08		

Tabel 5. 17 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Kelompok dan Kontrol Gaya Maksimum Kelompok Fondasi *Bored pile* Pada P3 (Nottingham and Schmertman CPT)

Q_g (kN)	Q_{ug} (kN)	Q_{pakai}(terkecil) (kN)	Kondisi $Q_{pakai} > Q_{aksial}$	No	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	P_i (kN)	Kondisi $P_i < P_{izin}$
13099,152	162702,127	13099,152	Aman	1	0	0,6	0	0,36	1449,932	Aman
				2	0,6	-0,6	0,36	0,36	1878,181	Aman
				3	-0,6	0,6	0,36	0,36	2712,322	Aman
				∑			0,72	1,08		

5.7 Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile*

Analisis penurunan fondasi *bored pile* bertujuan untuk menilai deformasi tanah akibat beban struktur, yang dapat berupa penurunan elastis, konsolidasi, maupun sekunder, dengan hasil perhitungan dipengaruhi oleh sifat tanah, dimensi serta konfigurasi tiang, dan beban rencana, lalu dibandingkan dengan batas izin standar agar desain dapat dipastikan aman.

5.7.1 Analisis Penurunan Fondasi Tiang Tunggal

Perhitungan penurunan fondasi tiang *bored pile* tunggal dengan variasi dimensi 0,8 m dapat dicari sebagai berikut.

P = 5121,270 kN

Panjang tiang = 8 m

Modulus elastisitas (E_p) = 4700 x $\sqrt{f'c}$

= 4700 x $\sqrt{25}$

= 23500 Mpa

= 23500000000 kN/m^2

Modulus elastisitas tanah (E_s) = 750 kg/cm^2

= 750 x 98,0665

= 73549,875 kN/m^2

Poisson ratio (μ) = 0,15

K $= \frac{Ep}{Es}$

$= \frac{23500000000}{73549,875}$

= 319511,080

$\frac{db}{d}$ $= \frac{0,8}{0,8}$

= 1

$\frac{L}{d}$ $= \frac{8}{0,8}$

= 10

$\frac{h}{l}$ $= \frac{10}{10}$

= 1

$\frac{Eb}{Es}$ $= \frac{73549,875}{73549,875}$

$= 1$

Tiang dianggap memiliki daya dukung ujung, maka dari grafik Poulos & Davis (1980) didapatkan beberapa parameter yang dibutuhkan seperti berikut.

I_0 = 0,15 (untuk $\frac{L}{d} = 10$, $\frac{db}{d} = 1$)

R_k = 1,2 (untuk $\frac{L}{d} = 10$, K = 319511,080)

R_b = 0,85 (untuk $\mu = 0,15$, K = 319511,080)

R_μ = 1 (untuk $\frac{L}{d} = 10$, $\frac{Eb}{Es} = 1$)

I $= I_0 \times R_k \times R_b \times R_\mu$

$= 0,15 \times 1,2 \times 0,85 \times 1$

$= 0,153$

S $= \frac{Q \times I}{Es \times d}$

$= \frac{5121,270 \times 0,153}{73549,875 \times 0,8}$

$= 0,013$ m

$= 13,317$ mm

5.7.2 Analisis Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan fondasi kelompok *bored pile* dengan diamter 0,8 m dapat dicari seperti berikut.

1. *Pilecap* P2

   B_g = 1,325 m

   D = 0,8 m

   $S_i = S \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}$

   $= 0,013 \times \sqrt{\frac{1,325}{0,8}}$

   $= 0,017$ m

   $= 16,646$ mm

2. *Pilecap* P3

   B_g = 2,725 m

D = 0,8 m

S_i = S x $\sqrt{\frac{B_g}{D}}$

= 0,013 x $\sqrt{\frac{2,725}{0,8}}$

= 0,024 m

= 24,240 mm

5.7.3 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan yang diizinkan pada fondasi *bored pile* dengan diameter 80 cm dapat dicari sebagai berikut.

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

= $15 + \frac{80}{600}$

= 15,133 cm

= 151,333 mm

5.7.4 Hasil Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile* Dengan Program Plaxis 2D

Parameter tanah yang digunakan dalam pemrograman Plaxis 2D dapat dilihat pada Tabel 5.18 sebagai berikut.

Tabel 5.18 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D

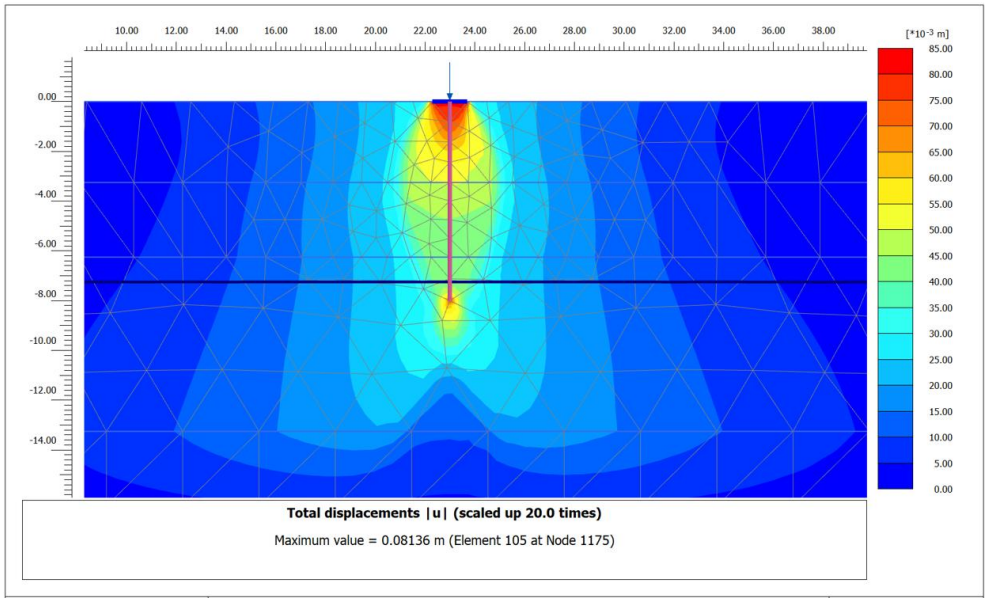
Kedalaman (m)	N_{SPT}	Jenis Tanah	Kepadatan	γ_{sat} (kN/m^2)	γ_{unsat} (kN/m^2)	ϕ (°)	E (kN/m^2)	μ	k_x (m/hari)	k_y (m/hari)
-3,75 - 6	35	Pasir berkerikil	Padat	20,69	18,62	37,5	100000	0,3	86,4	86,4
6 - 8	37	Pasir berkerikil	Padat	20,83	18,75	38,1	100000	0,3	86,4	86,4
8 - 11	42	Pasir Sedang	Padat	21,06	18,95	39,6	50000	0,3	86,4	86,4
11 - 12	45	Pasir kasar	Padat	21,28	19,15	40,5	80000	0,3	86,4	86,4
12 - 14	45	Pasir kasar	Padat	21,28	19,15	40,5	80000	0,3	86,4	86,4
14 - 16	48	Pasir kasar	Padat	21,51	19,36	41,4	80000	0,3	86,4	86,4
16 - 18	48	Pasir kasar	Padat	21,51	19,36	41,4	80000	0,3	86,4	86,4

Lanjutan Tabel 5.18 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D

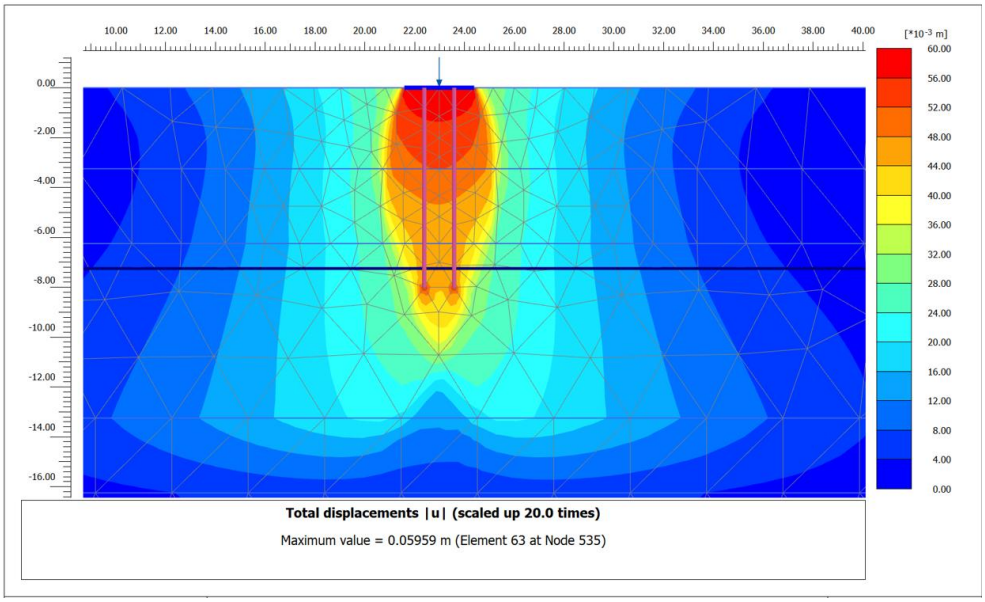
Kedalaman (m)	**N_{SPT}**	**Jenis Tanah**	**Kepadatan**	**γ_{sat} (kN/m^2)**	**γ_{unsat} (kN/m^2)**	**ϕ (°)**	**E (kN/m^2)**	**μ**	**k_x (m/hari)**	**k_x (m/hari)**
18 - 21	17	Pasir berlanau	Padat	20,03	18,03	32,1	20000	0,35	0,864	0,864
21 - 22	55	Pasir kasar	Sangat Padat	21,86	19,67	43,5	100000	0,3	86,4	86,4
22 - 24	56	Pasir kasar	Sangat Padat	22,12	19,91	43,8	100000	0,3	86,4	86,4
24 - 26	56	Pasir kasar	Sangat Padat	22,12	19,91	43,8	100000	0,3	86,4	86,4
26 - 28	58	Pasir kasar	Sangat Padat	22,35	20,12	44,4	100000	0,3	86,4	86,4
28 - 30	58	Pasir kasar	Sangat Padat	22,35	20,12	44,4	100000	0,3	86,4	86,4

1. Penurunan yang terjadi

Hasil penurunan pada *Pilecap* P2 dan P3 yang didapatkan menggunakan program Plaxis 2D dapat dilihat pada Gambar 5.18 dan Gambar 5.19 berikut.



Gambar 5.18 Hasil Penurunan Fondasi *Bored Pile* P2 Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D



Gambar 5.19 Hasil Penurunan Fondasi *Bored Pile* P3 Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D

2. Output Faktor Keamanan

Kapasitas dukung ultimate (Q_{ult}) juga dapat diketahui melalui nilai ΣMsf yang diperoleh dari program Plaxis 2D.

a. P2

$Q_{ult} = Q_{all} \times \Sigma M_{SF}$

$= 3347{,}681 \times 1{,}966$

$= 6579{,}327$ kN

a. P3

$Q_{ult} = Q_{all} \times \Sigma M_{SF}$

$= 3347{,}681 \times 3{,}195$

$= 10692{,}243$ kN

Rekapitulasi Q_{ult} dengan parameter ΣM_{SF} terdapat pada Tabel 5.19 berikut.

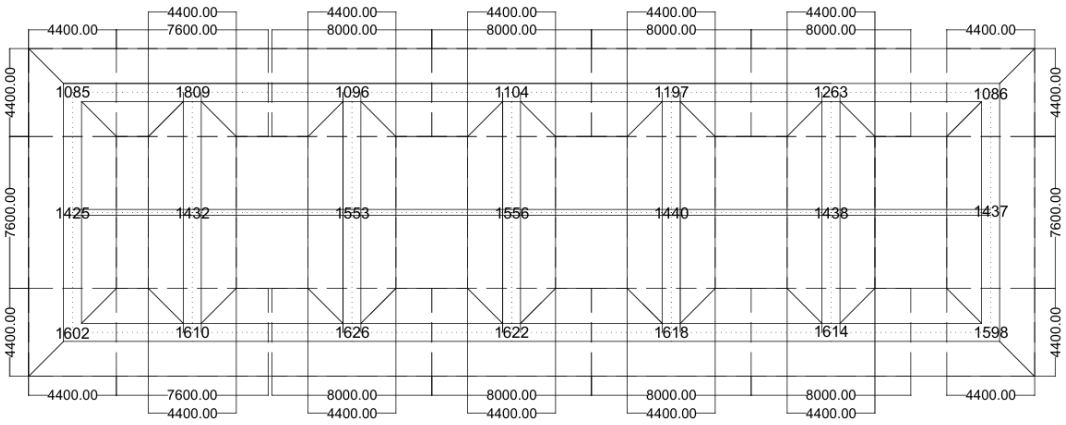
Tabel 5.19 Rekapitulasi Qult Berdasarkan Hasil ΣM_{SF}

P2		
Metode	**ΣM_{SF}**	**Q_{ult} (kN)**
Meyerhof SPT	1,966	6579,327
Luciano Decourt SPT	1,966	7656,025
Nottingham & Schmertmman CPT	1,966	6432,744
Meyerhof CPT	1,966	8637,857
P3		
Metode	**ΣM_{SF}**	**Q_{ult} (kN)**
Meyerhof SPT	3,195	10692,243
Luciano Decourt SPT	3,195	12442,014
Nottingham & Schmertmman CPT	3,195	10454,028
Meyerhof CPT	3,195	14037,616

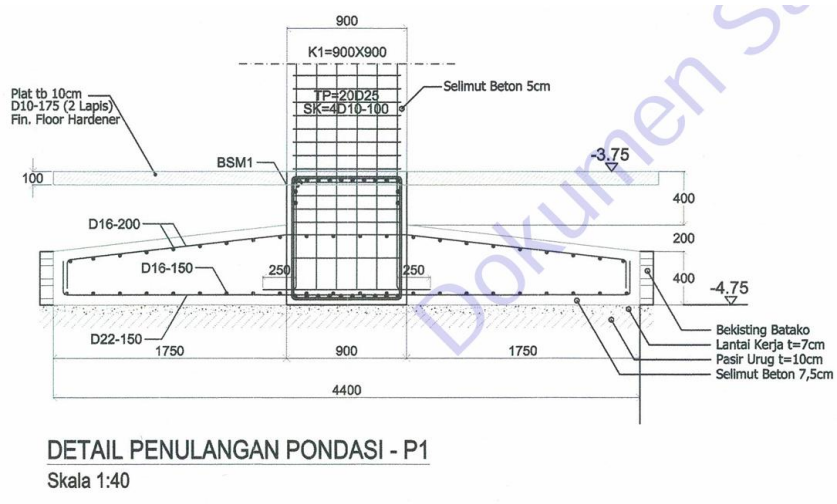
5.8 Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus

Analisis kapasitas daya dukung fondasi tapak dengan metode distribusi tegangan dilakukan untuk memastikan bahwa beban dari struktur dapat dipikul

tanah tanpa menyebabkan keruntuhan maupun penurunan berlebihan. Prinsipnya, beban yang diterima fondasi tidak diteruskan secara merata ke bawah, tetapi menyebar sesuai kedalamannya. Proses analisis meliputi perhitungan beban struktur, tegangan kontak pada dasar fondasi, serta distribusi tegangan ke lapisan tanah di bawahnya. Hasil tegangan yang diperoleh kemudian dibandingkan dengan kapasitas daya dukung tanah yang dihitung dari parameter geoteknik, jika tegangan kerja masih berada di bawah tegangan izin dengan faktor keamanan yang memadai, maka fondasi dinyatakan aman untuk menopang beban bangunan. Denah rencana pembagian bentuk dan ukuran fondasi dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan 5.21 sebagai berikut.



Gambar 5.20 Denah Rencana Pembagian Segmen Fondasi



Gambar 5.21 Potongan Fondasi Menerus

5.8.1 Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus

Perhitungan kapasitas fondasi tapak terbagi menjadi 2 bentuk yaitu *strip* dan *square,* keduanya dapat dihitung dengan cara sebagai berikut.

1. Fondasi Tapak *Square*

q_c = 234 kg/cm^2

L = 440 cm

B = 440 cm

A = B x L

= 440 x 440

= 193600 cm^2

q_u = 5 + 0,34 x q_c

= 5 + 0,34 x 234

= 84,560 kg/cm^2

q_{all} = $\frac{q_u}{SF}$

= $\frac{84,560}{3}$

= 28,167 kg/m^2

Q_{all} = q_{all} x A : 1000

= 28,167 x 193600 : 1000

= 5456,939 Ton

2. Fondasi Tapak *Strip* 1

q_c = 234 kg/cm^2

L = 760 cm

B = 440 cm

A = B x L

= 760 x 440

= 334000 cm^2

q_u = 2 + 0,28 x q_c

= 2 + 0,28 x 234

= 67,520 kg/cm^2

q_{all} $= \frac{q_u}{sf}$

$= \frac{67,520}{3}$

$= 22,507$ kg/m^2

Q_{all} $= q_{all}$ x A : 1000

= x 334000 : 1000

= 7526,229 Ton

3. Fondasi Tapak *Strip* 2

q_c $= 234$ kg/cm^2

L = 800 cm

B = 440 cm

A = B x L

= 800 x 440

= 352000 cm^2

q_u $= 2 + 0,28$ x q_c

$= 2 + 0,28$ x 234

= 67,520 kg/cm^2

q_{all} $= \frac{q_u}{SF}$

$= \frac{67,520}{3}$

= 22,507 kg/m^2

Q_{all} $= q_{all}$ x A : 1000

= 22,507 x 352000 : 1000

= 7922,347 Ton

5.8.2 Kontrol Tegangan Maksimum yang Terjadi

Berikut contoh perhitungan yang terjadi pada titik 1602 dalam mengontrol tegangan yang terjadi.

V = -3327,819 kN

M_x = -641,817 kNm

M_z = 74,354 kNm

z_o = 4,4 m

x_o = 4,4 m

A = z_o x x_o

= 4,4 x 4,4

= 19,36 m^2

I_x = $\frac{1}{12}$ x z_o x x_o^3

= $\frac{1}{12}$ x 4,4 x $4,4^3$

= 31,234 m^4

I_z = $\frac{1}{12}$ x x_o x z_o^3

= $\frac{1}{12}$ x 4,4 x $4,4^3$

= 31,234 m^4

$\sigma_{ultimate}$ = - $\frac{V}{A} \pm \frac{M_x \text{ x } z_o}{I_x} \pm \frac{M_x \text{ x } z_o}{I_z}$

$\sigma_{ultimate\ 1}$ = | - $\frac{-3327,819}{19,36} + \frac{-641,817 \text{ x } 4,4}{31,234} + \frac{74,354 \text{ x } 4,4}{31,324}$ |

= 251,831 kN/m^2

$\sigma_{ultimate\ 2}$ = | - $\frac{-3327,819}{19,36} + \frac{-641,817 \text{ x } 4,4}{31,234} - \frac{74,354 \text{ x } 4,4}{31,324}$ |

= 272,780 kN/m^2

$\sigma_{ultimate\ 3}$ = | - $\frac{-3327,819}{19,36} - \frac{-641,817 \text{ x } 4,4}{31,234} + \frac{74,354 \text{ x } 4,4}{31,324}$ |

= 71,003 kN/m^2

$\sigma_{ultimate\ 4}$ = | - $\frac{-3327,819}{19,36} - \frac{-641,817 \text{ x } 4,4}{31,234} - \frac{74,354 \text{ x } 4,4}{31,324}$ |

= 91,952 kN/m^2

σ_{izin} = $\frac{Q_{all}}{A}$

= $\frac{5456,939 \text{ x } 9,8067}{19,36}$

= 636,259 kN/m^2

$\sigma_{ultimate\ max}$ = 272,780 kN/m^2 < σ_{izin} (Aman)

Rekapitulasi kontrol tegangan yang terjadi dapat dilihat pada Tabel 5.20 sebagai berikut.

Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1602							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1396,90	-497,74	-807,67	4,4	4,4	-251,831	2764,182	Aman
					-272,780	2764,182	Aman
					-71,003	2764,182	Aman
					-91,952	2764,182	Aman
Titik 1610							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1423,55	-106.86	-766,35	7,6	4,4	-168,688	2207,161	Aman
					68,885	2207,161	Aman
					-162,330	2207,161	Aman
					75,243	2207,161	Aman
Titik 1626							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1701.96	-55.05	-905.96	8	4,4	-194,533	2207,161	Aman
					85,642	2207,161	Aman
					-191,723	2207,161	Aman
					88,452	2207,161	Aman
Titik 1622							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1706.60	-41.83	-914.15	8	4,4	197,511	2207,161	Aman
					-87,594	2207,161	Aman
					195,179	2207,161	Aman
					-89,926	2207,161	Aman

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1618							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
1272.41	54.37	674.36	8	4,4	193,110	2207,161	Aman
					-83,722	2207,161	Aman
					188,872	2207,161	Aman
					-87,959	2207,161	Aman
Titik 1614							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1538.03	-130.30	-822.33	8	4,4	180,418	2207,161	Aman
					-76,684	2207,161	Aman
					175,233	2207,161	Aman
					-81,868	2207,161	Aman
Titik 1598							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-353.50	-192.59	-275.53	8	4,4	299,022	2764,182	Aman
					34,328	2764,182	Aman
					130,990	2764,182	Aman
					-133,704	2764,182	Aman
Titik 1425							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1559.68	-860.44	-260.30	4,4	7,6	287,749	2207,161	Aman
					271,488	2207,161	Aman
					-166,031	2207,161	Aman
					-182,292	2207,161	Aman

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1432							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-212.08	-994.47	-232.65	4,4	7,6	279,086	2207,161	Aman
					260,803	2207,161	Aman
					-273,487	2207,161	Aman
					-291,770	2207,161	Aman
Titik 1553							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-97.03	-121.11	-127.88	4,4	7,6	-36,171	2207,161	Aman
					-16,144	2207,161	Aman
					-0,299	2207,161	Aman
					19,728	2207,161	Aman
Titik 1556							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-97.03	-121.11	-127.88	4,4	7,6	16,726	2207,161	Aman
					-4,167	2207,161	Aman
					-13,186	2207,161	Aman
					-34,079	2207,161	Aman
Titik 1440							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-290.14	-126.45	-116.75	4,4	7,6	60,847	2207,161	Aman
					54,170	2207,161	Aman
					-39,181	2207,161	Aman
					-45,858	2207,161	Aman

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1438							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-399.125	-310.25	188.74	4,4	7,6	-100,889	2207,161	Aman
					-89,597	2207,161	Aman
					63,649	2207,161	Aman
					74,940	2207,161	Aman
Titik 1437							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1535.82	-791.80	-150.38	4,4	7,6	-252,411	2207,161	Aman
					-244,435	2207,161	Aman
					143,623	2207,161	Aman
					151,599	2207,161	Aman
Titik 1085							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1919.98	-1013.5	-212.92	4,4	4,4	-298,028	2764,182	Aman
					-232,236	2764,182	Aman
					14,885	2764,182	Aman
					80,677	2764,182	Aman
Titik 1089							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-378.83	-110.04	-377.93	8	4,4	-74,089	2207,161	Aman
					42,714	2207,161	Aman
					-67,494	2207,161	Aman
					49,309	2207,161	Aman

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1096							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-353.41	-59.31	-391.91	8	4,4	-73,191	2207,161	Aman
					48,308	2207,161	Aman
					-70,327	2207,161	Aman
					51,173	2207,161	Aman
Titik 1104							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-376.22	-35.81	-405.73	8	4,4	29,305	2207,161	Aman
					-14,266	2207,161	Aman
					23,856	2207,161	Aman
					-19,715	2207,161	Aman
Titik 1197							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-381.14	-63.129	-414.22	8	4,4	31,542	2207,161	Aman
					-12,138	2207,161	Aman
					25,161	2207,161	Aman
					-18,520	2207,161	Aman
Titik 1263							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
371.793	-53.05	-427.52	8	4,4	-33,705	2207,161	Aman
					15,373	2207,161	Aman
					-27,204	2207,161	Aman
					21,874	2207,161	Aman

Lanjutan Tabel 5.20 Rekapitulasi Kontrol Tegangan yang Terjadi

Titik 1086							
V (kN)	**M_x (kNm)**	**M_z (kNm)**	**x_o (m)**	**z_o (m)**	**σ_{ult} (kN/m^2)**	**σ_{izin} (kN/m^2)**	**Kondisi $\sigma_{izin} > \sigma_{ult}$**
-1817.96	-898.42	-160.13	8	4,4	-281,150	2207,161	Aman
					-210,603	2207,161	Aman
					3,021	2207,161	Aman
					73,568	2207,161	Aman

5.9 Analisis Penurunan Fondasi Tapak

5.9.1 Perhitungan Penurunan Fondasi Tapak

Perhitungan penurunan segera fondasi tapak menurut Steinbenner dapat dilihat pada perhitungan berikut ini.

P = 5121,270 kN

B = 4,4 m

D = 0,5 m

A = B x L

= 4,4 x 4,4

= 19,36 m^2

γ = 16 kN/m³

q_n = $\frac{P}{A}$ – γ x h

= $\frac{5121,270}{19,36}$ – 16 x 0,5

= 254,183 kN/m^2

Poisson ratio (μ) = 0,3

E_s = 100000 kN//m^2

F_1 = 0,025

F_2 = 0,065

I = $(1 - \mu^2) \times F_1 + (1 - \mu - 2 \times \mu^2) \times F_2$

= $(1 - 0{,}3^2) \times 0{,}025 + (1 - 0{,}3 - 2 \times 0{,}3^2) \times 0{,}065$

= 0,057

S_g $= \frac{q_n \text{ x } B}{E}$ x I

$= \frac{254{,}183 \text{ x } 4{,}4}{10000}$ x 0,071

= 0,0006 m

= 0,633 mm

Sedangkan menurut metode meyerhof, penurunan izin yang diperbolehkan dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut.

q_c $= 234 \text{ kg}/cm^2$

S_g $= \frac{q_c}{40}$

$= \frac{234}{40}$

= 5,85 cm

= 58,5 mm

Berdasarkan hasil perhitungan kedua metode tersebut, nilai penurunan segera yang diperoleh tidak melebihi batas pernurunan izin, sehingga fondasi tersebut dinyatakan aman.

5.9.2 Hasil Analisis Penurunan Fondasi *Bored pile* Dengan Program Plaxis 2D

Parameter tanah yang digunakan dalam pemrograman Plaxis 2D dapat dilihat pada Tabel 5.21 sebagai berikut.

Tabel 5.21 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D

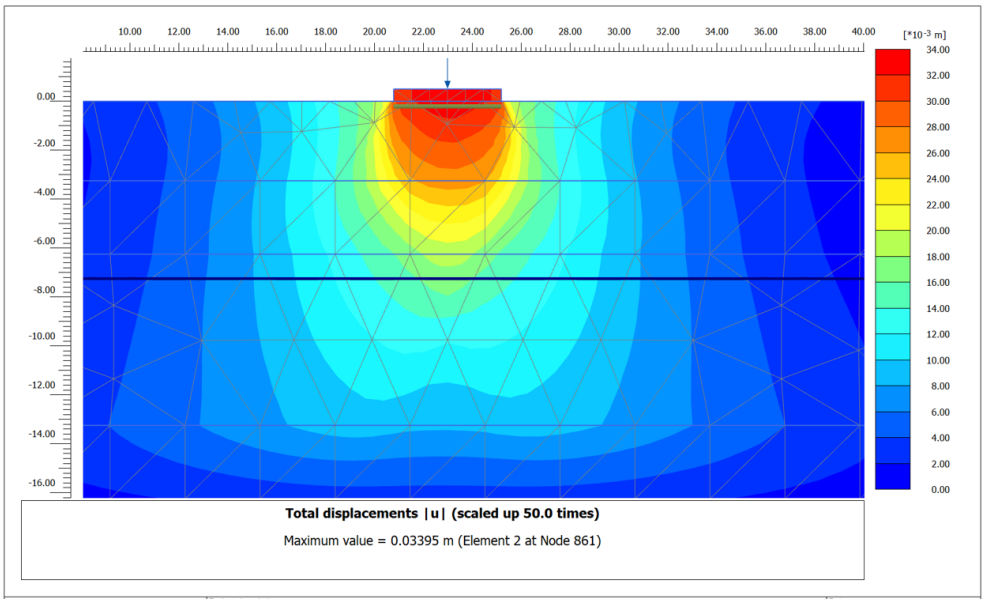
Kedalaman (m)	N_{SPT}	Jenis Tanah	Kepadatan	γ_{sat} (kN/m^2)	γ_{unsat} (kN/m^2)	ϕ (°)	E (kN/m^2)	μ	k_x (m/hari)	k_x (m/hari)
-3,75 - 6	35	Pasir berkerikil	Padat	20,69	18,62	37,5	100000	0,3	86,4	86,4
6 - 8	37	Pasir berkerikil	Padat	20,83	18,75	38,1	100000	0,3	86,4	86,4
8 - 11	42	Pasir Sedang	Padat	21,06	18,95	39,6	50000	0,3	86,4	86,4
11 - 12	45	Pasir kasar	Padat	21,28	19,15	40,5	80000	0,3	86,4	86,4
12 - 14	45	Pasir kasar	Padat	21,28	19,15	40,5	80000	0,3	86,4	86,4
14 - 16	48	Pasir kasar	Padat	21,51	19,36	41,4	80000	0,3	86,4	86,4
16 - 18	48	Pasir kasar	Padat	21,51	19,36	41,4	80000	0,3	86,4	86,4

Lanjutan Tabel 5.21 Data Parameter Tanah Untuk Program Plaxis 2D

Kedalaman (m)	**N_{SPT}**	**Jenis Tanah**	**Kepadatan**	**γ_{sat} (kN/m^2)**	**γ_{unsat} (kN/m^2)**	**ϕ (°)**	**E (kN/m^2)**	**μ**	**k_x (m/hari)**	**k_y (m/hari)**
18 - 21	17	Pasir berlanau	Padat	20,03	18,03	32,1	20000	0,35	0,864	0,864
21 - 22	55	Pasir kasar	Sangat Padat	21,86	19,67	43,5	100000	0,3	86,4	86,4
22 - 24	56	Pasir kasar	Sangat Padat	22,12	19,91	43,8	100000	0,3	86,4	86,4
24 - 26	56	Pasir kasar	Sangat Padat	22,12	19,91	43,8	100000	0,3	86,4	86,4
26 - 28	58	Pasir kasar	Sangat Padat	22,35	20,12	44,4	100000	0,3	86,4	86,4
28 - 30	58	Pasir kasar	Sangat Padat	22,35	20,12	44,4	100000	0,3	86,4	86,4

1. Penurunan yang terjadi

   Hasil penurunan pada fondasi tapak yang didapatkan dengan menggunakan program Plaxis 2D dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Hasil Penurunan Fondasi Tapak Dengan Menggunakan Program Plaxis 2D

2. Output Faktor Kemanan

   Kapasitas dukung ultimate (Qu) juga dapat diketahui melalui nilai ΣMsf yang diperoleh dari program Plaxis 2D.

   Q_{ult} = Q_{all} x ΣM_{SF}

   = 53514,560 x 1,736

   = 92901,277 kN

5.10 Pembahasan

Fondasi merupakan elemen struktur yang memiliki peranan vital dalam suatu bangunan. Komponen ini berfungsi untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya ke lapisan tanah di bawah. Apabila terjadi kegagalan pada fondasi, maka dapat mengakibatkan kerusakan pada struktur bangunan di atasnya dan berpotensi menimbulkan bahaya. Oleh karena itu, tahap perencanaan fondasi menjadi bagian

yang sangat penting dalam proses perancangan struktur bangunan. Dalam proses perencanaannya, terdapat beberapa aspek yang perlu dipertimbangkan, antara lain besarnya beban dari struktur atas, karakteristik tanah di lokasi, kedalaman lapisan tanah keras, serta faktor teknis lainnya.

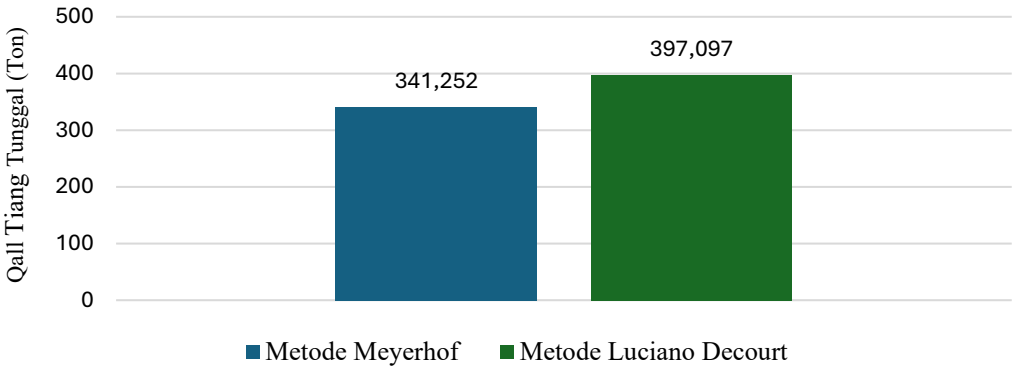
Pada proyek pembangunan Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta, hasil penyelidikan tanah menunjukkan bahwa kondisi tanah di lokasi terdapat lempung pada bagian atas dan pasir pada bagian menengah serta bawah. Data tersebut diperoleh melalui serangkaian pengujian di lapangan, meliputi uji *Cone Penetration Test* (CPT) dan *Standard Penetration Tes*t (SPT). Secara umum, suatu fondasi dapat dikatakan aman apabila kapasitas dukungnya lebih besar dibandingkan beban yang diterima dari struktur bagian atas. Selain itu, penurunan *(settlement*) yang terjadi pada fondasi harus berada di bawah batas penurunan maksimum yang diizinkan agar kestabilan bangunan tetap terjaga.

5.10.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

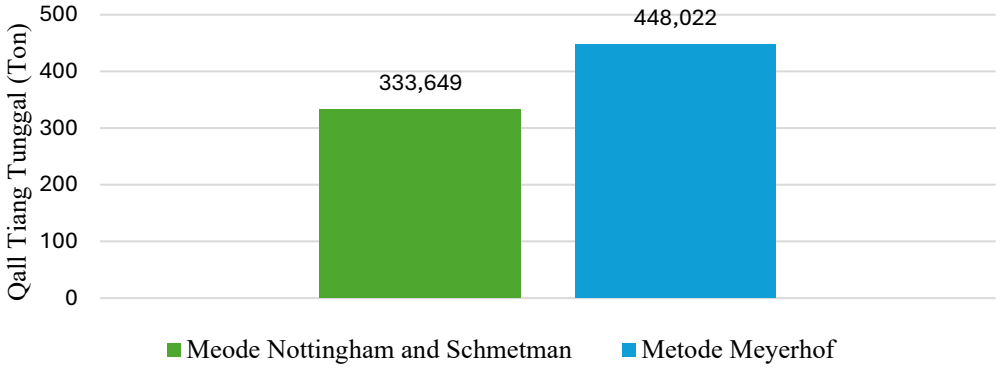
Kapasitas dukung fondasi tiang tunggal *bored pile* dalam penelitian ini menggunakan diameter sebesar 0,8 m dan terletak pada kedalaman 8 m. Analisis yang dilakukan didasarkan pada parameter tanah yang diketahui dari hasil uji CPT dan SPT. Metode analisis yang digunakan meliputi metode Meyerhof dan Luciano Decourt untuk data hasil uji SPT serta Metode Nottingham & Schmertman dan Meyerhof untuk hasil uji CPT. Hasil perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dapat dilihat pada Tabel 5.22, Gambar 5.23 dan Gambar 5.24 sebagai berikut.

Tabel 5.22 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*)

Metode	Q_p (kN)	Q_s (kN)	Q_{ult} (kN)	Q_{all} (Ton)
Meyerhof	8444,601	1598,442	10043,043	341,252
Luciano Decourt	8875,879	2810,695	11686,574	397,097
Nottingham & Schmertman	7394,042	2425,249	9819,292	333,649
Meyerhof	10980,149	2205,147	13185,296	448,022



Gambar 5.23 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*) Berdasarkan Data SPT



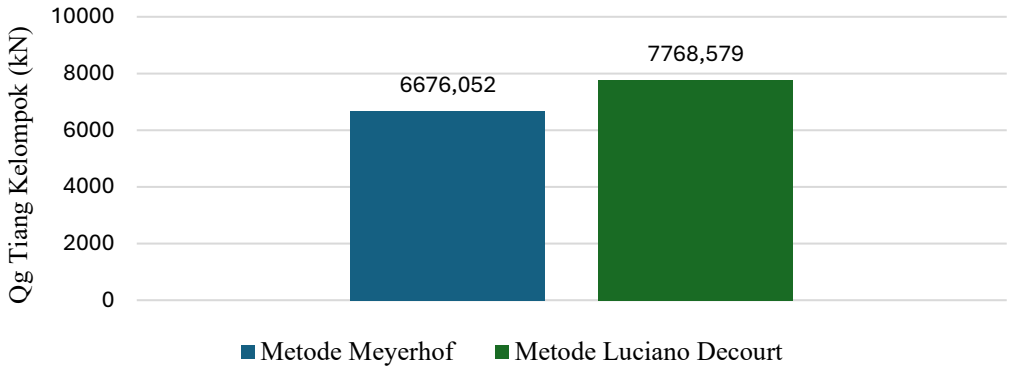
Gambar 5.24 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal (*Bored pile*) Berdasarkan Data CPT

5.10.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok

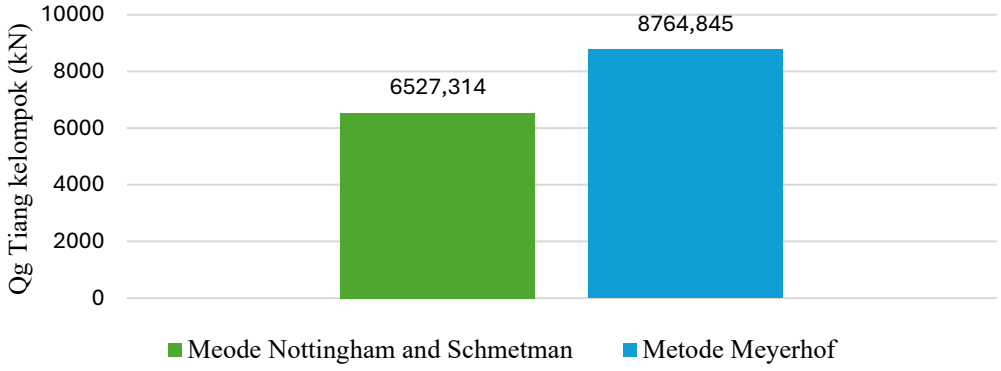
Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang tunggal serta jumlah tiang yang dibutuhkan (2 tiang untuk P2 dan 3 tiang untuk P3), maka nilai kapasitas dukung untuk kelompok tiang dapat dihitung. Nilai kapasitas dukung kelompok tiang tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.23 dan Gambar 5.25, Gambar 5.26, Gambar 5.27 dan Gambar 5.28 berikut.

Tabel 5.23 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok

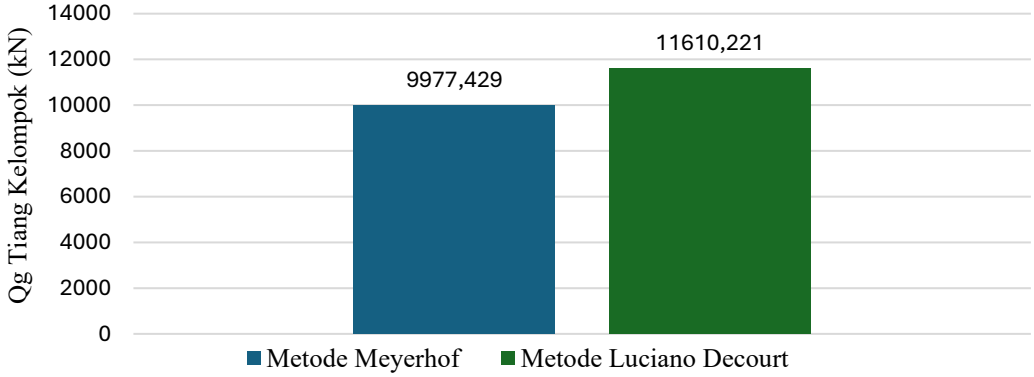
P2 Berdasarkan Data SPT					
Metode	**$Q_{g\ satuan}$ (kN)**	**$Q_{g\ blok}$ (kN)**	**$Q_{g\ pakai}$ (kN)**	**P (kN)**	**Kontrol (Q_g > P)**
Meyerhof	6676,052	65065,200	6676,052	4787,522	Aman
Luciano Decourt	7768,579`	72077,013	7768,579`	4787,522	Aman
P2 Berdasarkan Data CPT					
Metode	**$Q_{g\ satuan}$ (kN)**	**$Q_{g\ blok}$ (kN)**	**$Q_{g\ pakai}$ (kN)**	**P (kN)**	**Kontrol (Q_g > P)**
Nottingham & Schmertman	6527,314	60317,107	6527,314	4787,522	Aman
Meyerhof	8764,845	85015,045	8764,845	4787,522	Aman
P3 Berdasarkan Data SPT					
Metode	**$Q_{g\ satuan}$ (kN)**	**$Q_{g\ blok}$ (kN)**	**$Q_{g\ pakai}$ (kN)**	**P (kN)**	**Kontrol (Q_g > P)**
Meyerhof	9977,429	124719,60	9977,429	4787,522	Aman
Luciano Decourt	11610,221	135857,71	11610,221	4787,522	Aman
P3 Berdasarkan Data CPT					
Metode	**$Q_{g\ satuan}$ (kN)**	**$Q_{g\ blok}$ (kN)**	**$Q_{g\ pakai}$ (kN)**	**P (kN)**	**Kontrol (Q_g > P)**
Nottingham & Schmertman	9755,139	113529,58	27870,437	4787,522	Aman
Meyerhof	13099,152	162702,13	13099,152	4787,522	Aman



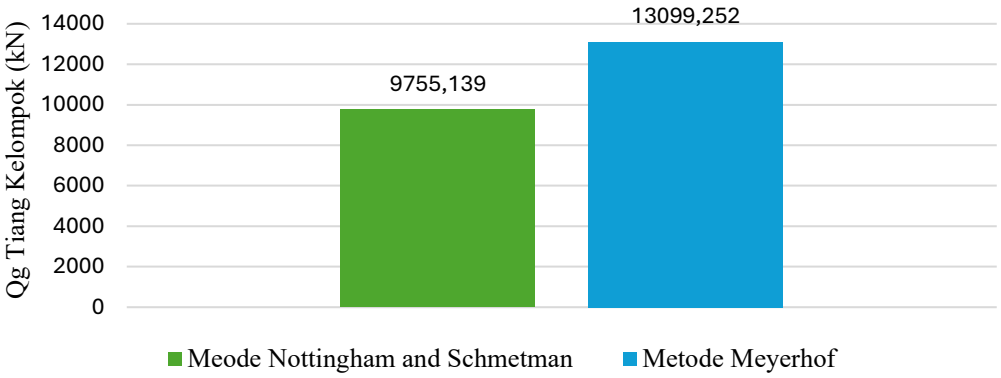
Gambar 5.25 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P2 Berdasarkan Data SPT



Gambar 5.26 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P2 Berdasarkan Data CPT



Gambar 5.27 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P3 Berdasarkan Data SPT



Gambar 5.28 Grafik Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Kelompok P3 Berdasarkan Data CPT

5.10.3 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tiang

Fondasi dapat mengalami penurunan, namun besar penurunan tersebut tidak boleh melampaui batas penurunan yang diizinkan (S izin). Beberapa faktor yang memengaruhi terjadinya penurunan pada fondasi antara lain besarnya beban yang bekerja, dimensi fondasi, konfigurasi serta jumlah tiang dalam kelompok, jenis material fondasi, dan faktor lainnya. Hasil analisis penurunan pada fondasi tiang eksisting dapat dilihat pada Tabel 5.24 berikut.

Tabel 5.24 Penurunan Fondasi Tiang

Jenis *Pilecap*	**S (mm)**	**S_g (mm)**	**S_{izin} (mm)**	**Kontrol ($S_{izin} > S_g$)**
P2	13,317	16,646	151,333	Aman
P3	13,317	24,237	151,333	Aman

5.10.4 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tapak Menerus

Kapasitas dukung fondasi tiang tapak dalam penelitian ini menggunakan beberapa variasi lebar/panjang dan terletak pada kedalaman 1 m. Analisis yang dilakukan didasarkan pada parameter tanah yang diketahui dari hasil uji CPT. Hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tapak tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.25 sebagai berikut.

Tabel 5.25 Rekapitulasi Kapasitas Dukung Fondasi Tapak

Jenis Fondasi	B (cm)	L (cm)	q_u (kg/cm^2)	Q_{all} (Ton)	P (Ton)	Kondisi (Q_{all} > P)
Square	440	440	84,560	5456,939	522,046	Aman
Strip 1	440	760	67,520	7526,229	522,046	Aman
Strip 2	440	800	67,520	7922,347	522,046	Aman

5.10.5 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Tapak Menerus

Fondasi dapat mengalami penurunan, namun besar penurunan tersebut tidak boleh melampaui batas penurunan yang diizinkan. Beberapa faktor yang memengaruhi terjadinya penurunan pada fondasi antara lain besarnya beban yang bekerja, dimensi fondasi, konfigurasi serta jumlah tiang dalam kelompok, jenis material fondasi, dan faktor lainnya. Hasil analisis penurunan pada fondasi tapak dengan metode Steinbrenner didapatkan penurunan segera sebesar 0,591 mm dan penurunan izin menurut Meyerhof didapatkan sebesar 58,5 mm. Sehingga dapat disimpulkan bahwa fondasi tersebut aman.

5.10.6 Hasil Analisis Penurunan Fondasi Dengan Program Plaxis 2D

Penurunan fondasi yang didapatkan dengan menggunakan program Plaxis 2D memiliki perbedaan yang cukup besar dibandingkan dengan perhitungan manual, hal ini disebabkan karena Plaxis 2D mensimulasikan perilaku tanah yang lebih realistis seperti penggunan parameter tanah yang lebih kompleks, menggunakan analisis numerik elemen hingga yang lebih rinci, memperhitungkan pemodelan air pori serta *groundwater table*, dan menampilkan hasil yang lebih akurat terhadap kondisi lapangan. Perbandingan antara perhitungan manual penurunan fondasi dan analisis menggunakan Plaxis 2D dapat dilihat pada Tabel 5.26 sebagai berikut.

Tabel 5.26 Rekapitulasi Perbandingan Penurunan Fondasi Dengan Perhitungan Manual dan Plaxis 2D

Jenis Fondasi	Perhitungan Manual (cm)	Plaxis 2D (cm)
Fondasi *Bored pile* P2	1,646	8,136
Fondasi *Bored pile* P3	2,424	5,959
Fondasi Tapak	0,063	3,395

Walaupun hasil penurunan antara perhitungan manual dan program Plaxis 2D cukup berbeda, keduanya tetap aman karena tidak melebihi batas izin penurunan maksimal yang diiznkan sebesar 15,133 mm untuk fondasi *bored pile* dan 5,85 cm untuk fondasi tapak.

5.10.6 Hasil Analisis Kapasitas Fondasi Dengan Program Plaxis 2D

Hasil *Safety Factor* (ΣMsf) yang diperoleh dari program Plaxis 2D untuk fondasi *bored pile* P2, fondasi *bored pile* P3, dan fondasi tapak secara berturut-turut didapatkan sebesar 2,051, 3,316, dan 1,813, sedangkan *Safety Factor* yang digunakan dalam perhtiungan manual sebesar 3. Perbedaan tersebut bisa disebabkan beberapa faktor seperti asumsi keruntuhan serta pembebanan pada Plaxis yang lebih kompleks, terdapat perhitungan plastisitas dan pengerasan, pemodelan kondisi muka tanah, dan sebagainya. Perbandingan rekapitulasi kapasitas ultimit (Qu) yang diperoleh dari program Plaxis 2D dan perhitungan manual dapat dilihat pada Tabel 5.27 Sebagai berikut.

Tabel 5.27 Rekapitulasi Perbandingan Perhitungan Manual dan Pemerograman Plaxis 2D

P2			
Metode	**Perhitungan Manual (kN)**	**Pemrograman Plaxis 2D (kN)**	**Persentasi perbedaan**
Meyerhof SPT	10043,043	6579,327	34,467%
Luciano Decourt SPT	11686,574	7656,025	34,467%

Lanjutan Tabel 5.27 Rekapitulasi Perbandingan Perhitungan Manual dan Pemerograman Plaxis 2D

P2			
Metode	**Perhitungan Manual (kN)**	**Pemrograman Plaxis 2D (kN)**	**Persentasi perbedaan**
Nottingham & Schmertmman CPT	9819,292	6432,745	34,467%
Meyerhof CPT	13185,296	8637,857	34,467%
P3			
Metode	**Perhitungan Manual (kN)**	**Pemrograman Plaxis 2D (kN)**	**Persentasi perbedaan**
Meyerhof SPT	10043,043	10692,243	6,5%
Luciano Decourt SPT	11686,574	12442,014	6,5%
Nottingham & Schmertmman CPT	9819,292	10454,028	6,5%
Meyerhof CPT	13185,296	14037,616	6,5%
Tapak			
Metode	**Perhitungan Manual (kN)**	**Pemrograman Plaxis 2D (kN)**	**Persentasi perbedaan**
Meyerhof CPT	160543,681	92901,277	42,133%

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan fondasi *bored pile* dan fondasi tapak menerus pada Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta diperoleh kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil analisis data CPT dan SPT pada proyek Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta menunjukkan bahwa tanah di lokasi umumnya berupa pasir dengan konsistensi sedang hingga kasar berkerikil, disertai keberadaan lapisan lempung pada bagian atas permukaan tanah. Karakteristik berdasarkan data N_{SPT} dan q_c menunjukkan bahwa daya dukung tanah tergolong baik dalam mendukung perencanaan fondasi *bored pile* pada kedalaman 11,75 m atau fondasi fondasi tapak menerus pada kedalaman 4,75 m.
2. Hasil perhitungan kapasitas dukung desain awal berupa fondasi *bored pile* untuk tiang dengan diameter 0,8 m di kedalaman 8 m didapatkan nilai kapasitas dukung tiang kelompok dengan jumlah 2 tiang dengan metode Meyerhof SPT, Luciano Decourt SPT, Nottingham & Schmertman CPT, dan Meyerhof CPT menunjukkan nilai berturut-turut sebesar 6607,888 kN, 7768,579 kN, 6257,314 kN, dan 8764,845 kN. Sedangkan, nilai kapasitas dukung tiang kelompok dengan jumlah 3 tiang dengan metode Meyerhof SPT, Luciano Decourt SPT, Nottingham & Schmertman CPT, dan Meyerhof CPT menunjukkan nilai berturut-turut sebesar 9977,429 kN, 11610,221 kN, 9755,139 kN, dan 13099,152 kN. Hasil tersebut menunjukkan bahwa kapasitas dukung fondasi kelompok yang diperoleh dari keenam metode lebih besar daripada beban aksial bangunan sebesar 5121,270 kN, sehingga fondasi dinyatakan aman dan memenuhi persyaratan perencanaan.

3. Hasil perhitungan kapasitas dukung setelah perubahan desain berupa fondasi tapak menerus dengan variasi lebar/panjang sebesar 4,4 m, 7,6 m, dan 8 m di kedalaman 1 m didapatkan nilai kapasitas dukung sebesar 12317,968 kN untuk fondasi tapak dengan ukuran 4,4 x 4,4 m, 14744,005 kN untuk fondasi tapak dengan ukuran 4,4 x 7,6 m, dan 15520,005 kN untuk fondasi tapak dengan ukuran 4,4 x 8 m. Hasil tersebut menunjukkan bahwa kapasitas dukung fondasi tapak yang diperoleh dari ketiga jenis ukuran fondasi lebih besar daripada beban aksial bangunan sebesar 5121,270 kN, sehingga fondasi dinyatakan aman dan memenuhi persyaratan perencanaan.
4. Hasil perhitungan penurunan segera fondasi tiang kelompok (Sg) pada Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dengan fondasi tiang *bored pile* berdiameter 0,8 m di kedalaman 8 m, diperoleh nilai penurunan sebesar 16,646 mm untuk konfigurasi *pilecap* dengan 2 tiang dan 24,237 mm untuk konfigurasi *pilecap* dengan 3 tiang. Nilai tersebut masih berada di bawah batas penurunan maksimum yang diizinkan sebesar 151,333 mm, sehingga dapat disimpulkan bahwa desain fondasi secara keseluruhan telah memenuhi kriteria keamanan.
5. Hasil perhitungan penurunan segera fondasi tapak (Sg) pada Gedung Pascasarjana Universitas Sanata Dharma Yogyakarta dengan variasi lebar/panjang 4,4 m, 7,6 m, dan 8 m di kedalaman 1 m, diperoleh nilai penurunan sebesar 0,633 mm dengan metode Steinbrenner. Nilai tersebut masih berada di bawah batas perkiraan penurunan maksimum yang diizinkan sebesar 58,5 mm dengan metode Meyerhof, sehingga dapat disimpulkan bahwa desain fondasi secara keseluruhan telah memenuhi kriteria keamanan.
6. Hasil perhitungan penurunan yang diperoleh dengan program Plaxis 2D didapatkan penurunan untuk fondasi *bored pile* P2 sebesar 8,136 mm, fondasi *bored pile* P3 sebesar 5,959 mm, dan fondasi tapak sebesar 3,395 mm. Terdapat perbedaan hasil yang cukup signifikan diperoleh antara Plaxis 2D dan hitungan manual, karena pada program Plaxis 2D terdapat simulasi perilaku tanah yang lebih realistis seperti penggunan parameter tanah yang lebih kompleks, penggunaan analisis numerik elemen hingga yang lebih rinci,

terdapat pemodelan air pori serta *groundwater table* sehingga menampilkan hasil yang lebih akurat terhadap kondisi lapangan. Walaupun terdapat perbedaan hasil penurunan antara perhitungan manual dan Plaxis 2D, kedua hasil perhitungan tersebut tetap dapat dikategorikan aman karena tidak melebihi batas izin penurunan maksimal yang tersedia.

7. Berdasarkan hasil analisis perhitungan kedua fondasi tersebut, fondasi tapak menerus menghasilkan kapasitas dukung yang lebih besar, dan penurunan yang lebih kecil dibandingkan dengan fondasi *bored pile.* Sehingga perubahan desain fondasi dari *bored pile* menjadi fondasi tapak menerus oleh perencana proyek dinilai tepat karena menghasilkan performa yang lebih baik dan aman terhadap beban bangunan.

5.2 Saran

Saran yang dapat diberikan untuk penelitian selanjutnya adalah sebagai berikut.

1. Melakukan analisis kapasitas dengan metode lainnya sebagai pembanding kapasitas yang tersedia
2. Melakukan analisis perhitungan untuk membandingkan kefektifan biaya yang digunakan dalam masing-masing fondasi, baik fondasi *bored pile* maupun fondasi tapak menerus
3. Melakukan analisis lainnya terkait penggunaan jenis fondasi yang berbeda .

DAFTAR PUSTAKA

Alviani, Z. H. 2024. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter pada Bangunan Rumah Susun. Universitas Islam Indonesia.

Andika, Y. S. 2024. Analisis Daya Dukung fondasi Sumuran dan Settlement Gedung Rektorat Universitas Muhammadiyah. Universitas Andalas.

Badan Standardisasi Nasional. 2019. SNI - 1726 - 2019 Tata Cara Perencanaan Ketahan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. Jakarta: Badan Standardisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional. 2019. SNI - 2847 - 2019 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan dan Penjelasan. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Bowles, J. 1984. Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah). Edisi Kedua. Erlangga. Jakarta

Das, B. M. 1993. Mekanika Tanah (Prinsip – prinsip Rekayasa Geoteknis) . Jilid I Penerbit Erlangga, Jakarta.

Das, B. M. 1985. Mekanika Tanah. Jilid 2. Erlangga. Jakarta

Das, B. M. 1941. Principles of Foundation Engineering Fourth Edition. In Library of Congress Cataloging in Publication Data.

Hafidzi, M. 2021. Perbandingan Daya Dukung Ultimit Tiang Pancang Berdasarkan Data Sondir Pada Pembangunan Gedung Baru Uniska Handil Bakti Kabupaten Barito Kuala. Universitas Islam Kalimantan.

Hardiyatmo, HC. 2010. Analisa dan Perancangan Fondasi bagian I. Gadjah Mada *University Press*. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H. C. 1992. Mekanika Tanah 1. PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 1996. Teknik Fondasi 1. PT. Gramedia Pustaka Utama.

Hardiyatmo, H. C. 2002. Teknik Fondasi 1 Edisi Kedua. Beta Offset.

Hartanto, D., Cahyo, Y., dan Winarto, S. 2018. Perencanaan Fondasi Tiang Pancang Pada Gedung Sekretariat Dewan Dprd Kabupaten Kediri. Jurnal Manajemen Teknologi & Teknik Sipil.

Hidayat, I., dan Marzuko, A. 2018. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi Bored Pile Pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta. Universitas Islam Indonesia

Kurniawan, M. R., dan Akhada, M. S. Q. 2023. Analisis Daya Dukung Dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang Dan Bored Pile Pembangunan Jembatan Pelangi Sungai Bringin. Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Kristyanto, H., Purwoko, F., dan Wijayanti, L. 2022. Perbandingan Daya Dukung dan Penurunan Tanah pada Fondasi Dangkal Berdasarkan Data Spt dan Cpt. *CivETech*.

Meyerhof, G. G. 1951. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes.Proceedings of the Institution of Civil Engineers.

Meyerhof, G. G. 1963. Bearing capacity and settlement of foundations on stiff clay and sand. Proceedings of the American Society of Civil Engineers.

Murthy, V. N. S. 2002. *Geotechnical engineering: Principles and practices of soil mechanics and foundation engineering*. CRC Press.

Muluk, M., Hamid, D., dan Santi, M. 2020. Studi Perbandingan Fondasi Tiang Pancang dengan Fondasi *Bored Pile* (Studi Kasus: Pelaksanaan Pembangunan Fondasi Tower Grand Kamala Lagoon-Bekasi). Jurnal Teknik Sipil Institut Teknologi Padang.

Nottingham, P., dan Schmertmann, J. H. 1975. Use of CPT data in pile capacity prediction .American Society of Civil Engineers.

Nugroho, A. F., dan Mutohar, A. U. 2024. Analisis Perbandingan Penurunan dan Daya Dukung Fondasi Dangkal Pada Tanah Lempung dan Pasir dengan Variasi Konsistensi Tanah. Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Nurhidayah, R. 2024. Perencanaan Ulang Fondasi Gedung menggunakan Tiang Pancang Dengan Memperhitungkan Pengaruh Penurunan Fondasi (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Lurah Sepinggan Raya). Universitas Islam Indonesia.

Reese, L. C., dan Wright, S. G. 1977. Analysis of bearing capacity of piles by the dynamic pile-driving formula method. Journal of the Geotechnical Engineering Division.

Rumbyarso, Y. P. A., dan Pribadi, G. 2024. Analisis Kapasitas Daya Dukung *Bored Pile* Pada Proyek Gedung Fakultas Hukum Unisulla Semarang Jawa Tengah. Jurnal Teknik Sipil dan Bangunan.

Rizolla, I. A., dan Apriyanti, Y. 2015. Analisis Daya Dukung Fondasi Tapak dengan Menggunakan Perkuatan Cerucuk Dibandingkan dengan Fondasi Sumuran. FROPIL (Forum Profesional Teknik Sipil).

Sardjono, H. S. 1998. Fondasi Tiang Pancang. Sinar Wijaya. Surabaya.

Skempton, A. W. 1966. The bearing capacity of clays. Géotechnique,

Suryolelono, B. K. 1994. Teknik Fondasi Bagian II. Nafiri. Yogyakarta.

Terzaghi, K. dan Peck, R. 1943. Theoritical Soil Mecanic. John Willey and Sons New York

Terzaghi, K. dan Peck, R. 1967. Soil Mechanics in Engineering Practice. 2nd Edition, John Wiley, New York.

Utami, N. C., Surjandari, N. S., dan Dananjaya, R. H. 2018. Analisis Penurunan Fondasi Gabungan Telapak Dan Sumuran (Telasur) Pada Tanah Lempung Homogen. Matriks Teknik Sipil.

Verhoef, P .N. W. 1994. Geologi Untuk Teknik Sipil. PT. Erlangga. Jakarta.

Winarsy, A. 2007. Analisis Penurunan Dibawah Fondasi Dangkal pada Lumpur Lapindo dengan Menggunakan Program Plaxis.

Wibisono, G. 2012. Studi Perencanaan Fondasi Telapak Menerus Pada Pembangunan Gedung Convention Hall The Singhasari Resort Beji Batu Malang. ITN Malang.

Wesley, 1997. Mekanika Tanah, Penerbit Pekerjaan Umum., Jakarta.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah

SOIL MECHANICS LABORATORY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING - ATMA JAYA YOGYAKARTA UNIVERSITY

10 TON DUTCH CONE PENETRATION TEST

Location	: Jalan STM Pembangunan, Caturtung	Date	: 12 Mei 2022
No. of CPT	: SB. 2	Weather	: Cerah
Elevation	: -1,00 meter dari muka jalan	Surveyor	: Lab.Mektan FT.UAJY
Ground Water Depth	: -12.00 meter dari muka tanah	Project	: Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Universitas Sanata Dha

Kedalaman meter	C kg/cm²	C + F Kg/cm²	L F Kg/cm²	T F Kg/cm¹	Jumlah T F Kg/cm¹	Kedalaman meter	C kg/cm²	C + F Kg/cm²	L F Kg/cm²	T F Kg/cm¹	Jumlah T F Kg/cm¹
0.00	0	0	0.00	0	0						
0.20	5	9	0.60	12	12	10.20					
0.40	18	24	0.90	18	30	10.40					
0.60	51	57	0.90	18	48	10.60					
0.80	39	45	0.90	18	66	10.80					
1.00	34	40	0.90	18	84	11.00					
1.20	23	29	0.90	18	102	11.20					
1.40	33	39	0.90	18	120	11.40					
1.60	18	24	0.90	18	138	11.60					
1.80	26	32	0.90	18	156	11.80					
2.00	34	40	0.90	18	174	12.00					
2.20	49	55	0.90	18	192	12.20					
2.40	83	89	0.90	18	210	12.40					
2.60	112	118	0.90	18	228	12.60					
2.80	99	105	0.90	18	246	12.80					
3.00	81	87	0.90	18	264	13.00					
3.20	39	45	0.90	18	282	13.20					
3.40	42	48	0.90	18	300	13.40					
3.60	53	59	0.90	18	318	13.60					
3.80	27	34	1.05	21	339	13.80					
4.00	19	26	1.05	21	360	14.00					
4.20	41	47	0.90	18	378	14.20					
4.40	37	43	0.90	18	396	14.40					
4.60	22	29	1.05	21	417	14.60					
4.80	26	33	1.05	21	438	14.80					
5.00	39	45	0.90	18	456	15.00					
5.20	64	70	0.90	18	474	15.20					
5.40	88	94	0.90	18	492	15.40					
5.60	133	139	0.90	18	510	15.60					
5.80	108	114	0.90	18	528	15.80					
6.00	83	89	0.90	18	546	16.00					
6.20	96	102	0.90	18	564	16.20					
6.40	109	115	0.90	18	582	16.40					
6.60	136	142	0.90	18	600	16.60					
6.80	118	124	0.90	18	618	16.80					
7.00	108	114	0.90	18	636	17.00					
7.20	221	226	0.75	15	651	17.20					
7.40	307	313	0.90	18	669	17.40					
7.60	387	392	0.75	15	684	17.60					
7.80	445	450	0.75	15	699	17.80					
8.00						18.00					
8.20						18.20					
8.40						18.40					
8.60						18.60					
8.80						18.80					
9.00						19.00					
9.20						19.20					
9.40						19.40					
9.60						19.60					
9.80						19.80					
10.00						20.00					

Gambar L - 1.1 Hasil Uji CPT SB2

SOIL MECHANICS LABORATORY
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING
FACULTY OF ENGINEERING - ATMA JAYA YOGYAKARTA UNIVERSITY

10 TON DUTCH CONE PENETRATION TEST

Location	: Jalan STM Pembangunan, Caturtung	Date	: 12 Mei 2022
No. of CPT	: SB. 3	Weather	: Cerah
Elevation	: -1,00 meter dari muka jalan	Surveyor	: Lab.Mektan FT.UAJY
Ground Water Depth	: -12.00 meter dari muka tanah	Project	: Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Universitas Sanata Dha

Kedalaman meter	C kg/cm²	C + F Kg/cm²	L F Kg/cm²	T F Kg/cm¹	Jumlah T F Kg/cm¹	Kedalaman meter	C kg/cm²	C + F Kg/cm²	L F Kg/cm²	T F Kg/cm¹	Jumlah T F Kg/cm¹
0.00	0	0	0.00	0	0						
0.20	6	11	0.75	15	15	10.20					
0.40	14	20	0.90	18	33	10.40					
0.60	18	24	0.90	18	51	10.60					
0.80	41	47	0.90	18	69	10.80					
1.00	32	38	0.90	18	87	11.00					
1.20	21	27	0.90	18	105	11.20					
1.40	18	24	0.90	18	123	11.40					
1.60	29	35	0.90	18	141	11.60					
1.80	33	39	0.90	18	159	11.80					
2.00	42	48	0.90	18	177	12.00					
2.20	51	57	0.90	18	195	12.20					
2.40	39	45	0.90	18	213	12.40					
2.60	42	48	0.90	18	231	12.60					
2.80	21	27	0.90	18	249	12.80					
3.00	19	25	0.90	18	267	13.00					
3.20	49	55	0.90	18	285	13.20					
3.40	47	53	0.90	18	303	13.40					
3.60	136	142	0.90	18	321	13.60					
3.80	210	215	0.75	15	336	13.80					
4.00	286	291	0.75	15	351	14.00					
4.20	363	368	0.75	15	366	14.20					
4.40	405	410	0.75	15	381	14.40					
4.60	446	451	0.75	15	396	14.60					
4.80						14.80					
5.00						15.00					
5.20						15.20					
5.40						15.40					
5.60						15.60					
5.80						15.80					
6.00						16.00					
6.20						16.20					
6.40						16.40					
6.60						16.60					
6.80						16.80					
7.00						17.00					
7.20						17.20					
7.40						17.40					
7.60						17.60					
7.80						17.80					
8.00						18.00					
8.20						18.20					
8.40						18.40					
8.60						18.60					
8.80						18.80					
9.00						19.00					
9.20						19.20					
9.40						19.40					
9.60						19.60					
9.80						19.80					
10.00						20.00					

Gambar L - 1.2 Hasil Uji CPT SB3

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:

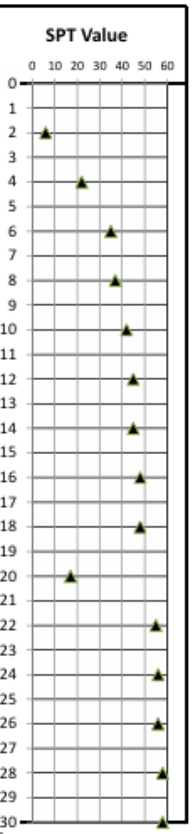
BH - 2

BOR LOG

CLIENT: Yayasan Sanata Dharma
PROJECT CONTRACT NUMBER: 014/LMKT/FT.UAJY/04/2022
PROJECT TITLE : Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Universitas
PROJECT LOCATION : Jalan STM Pembangunan, Caturtunggal, Depok, Sleman, D.I. Yogyakarta

DATE STARTED: 13 Mei 2022
DATE COMPLETED : 13 Mei 2022
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 : -1,00 m from road level
HOLE SIZE : 7.295cm
GROUND WATER LEVEL : -12,00 from ground level
WEATHER CONDITION : FINE
ESTIMATED SEASONAL HIGH :

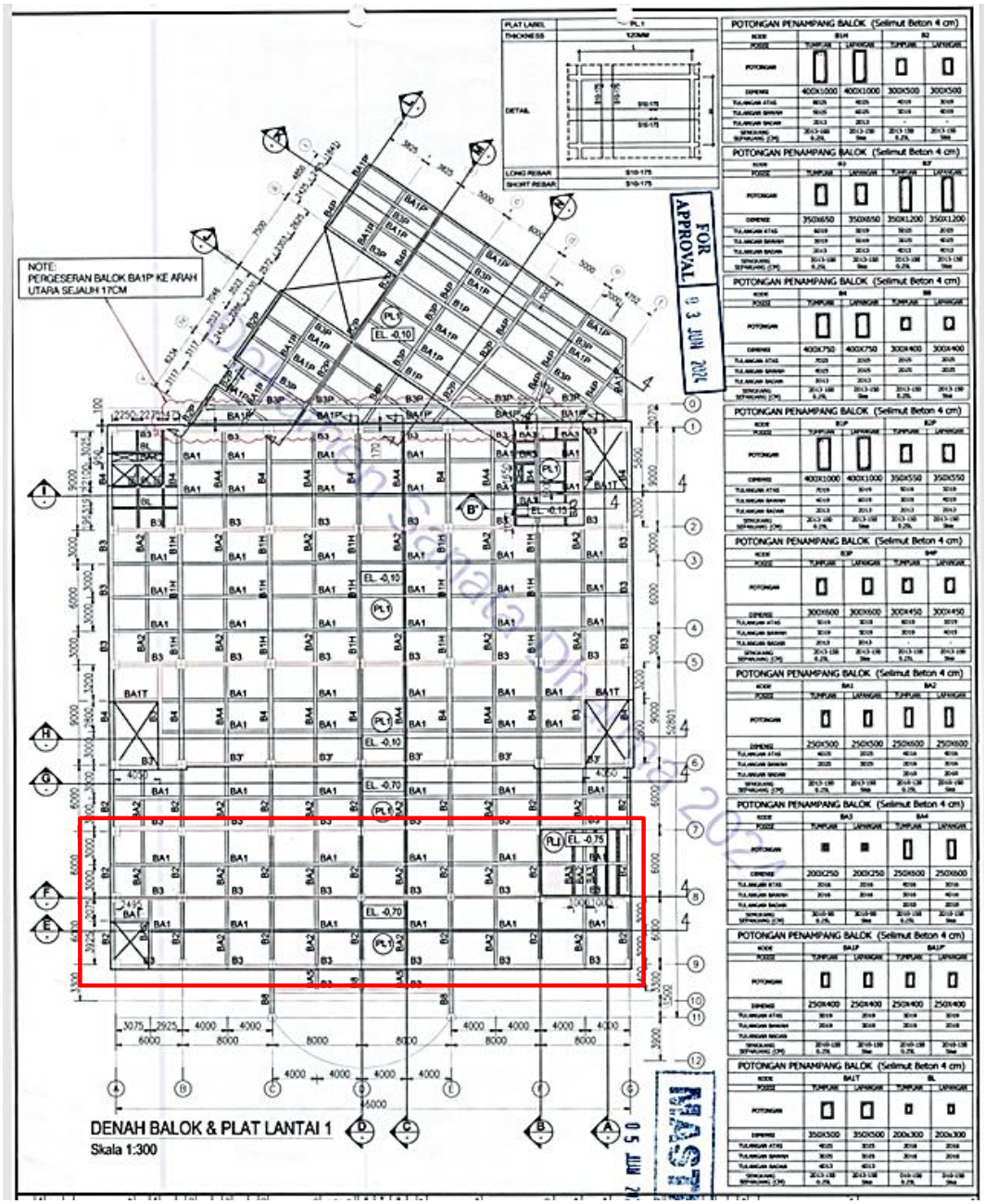
Depth (m)	Graph Log	Material Description (field observations)	Contact Depth (m)	Sample Number	Blow Counts (N Value) N1	N2	N3	Nv	Water Level Elevation (m)
1									
2		Pasir sedang (coklat)	4		2	2	4	6	
3									
4					3	9	13	22	
5									
6		Pasir berkerikil (coklat, abu-abu)	4		8	15	20	35	
7									
8					10	17	20	37	
9									
10		Pasir sedang (abu-abu, coklat)	3	I	12	17	25	42	
11									
12		Pasir kasar (abu-abu, coklat)	7		12	18	27	45	12.00
13									
14					12	16	29	45	
15				II					
16					15	21	27	48	
17									
18					16	23	25	48	
19									
20		Pasir berlanau (abu-abu, coklat)	3		7	8	9	17	
21									
22					16	22	33	55	
23									
24					16	22	34	56	
25									
26		Pasir kasar (abu-abu)	9		17	21	35	56	
27									
28					17	23	35	58	
29									
30					19	23	35	58	



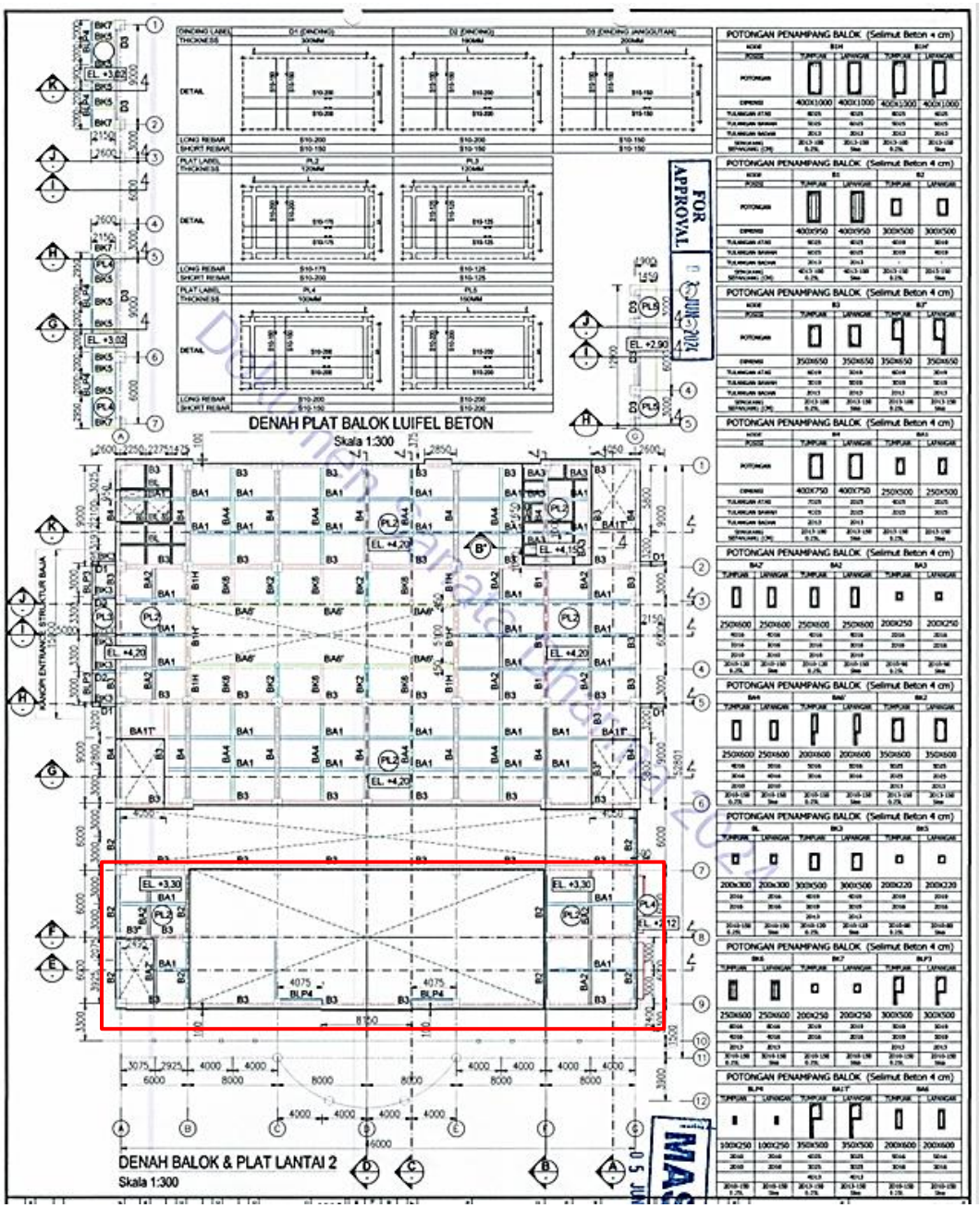
Catatan: Pada pengamatan di lapangan, lanau bisa tampak seperti pasir halus atau pasir sangat halus

Gambar L - 1.3 Hasil Uji SPT BH2

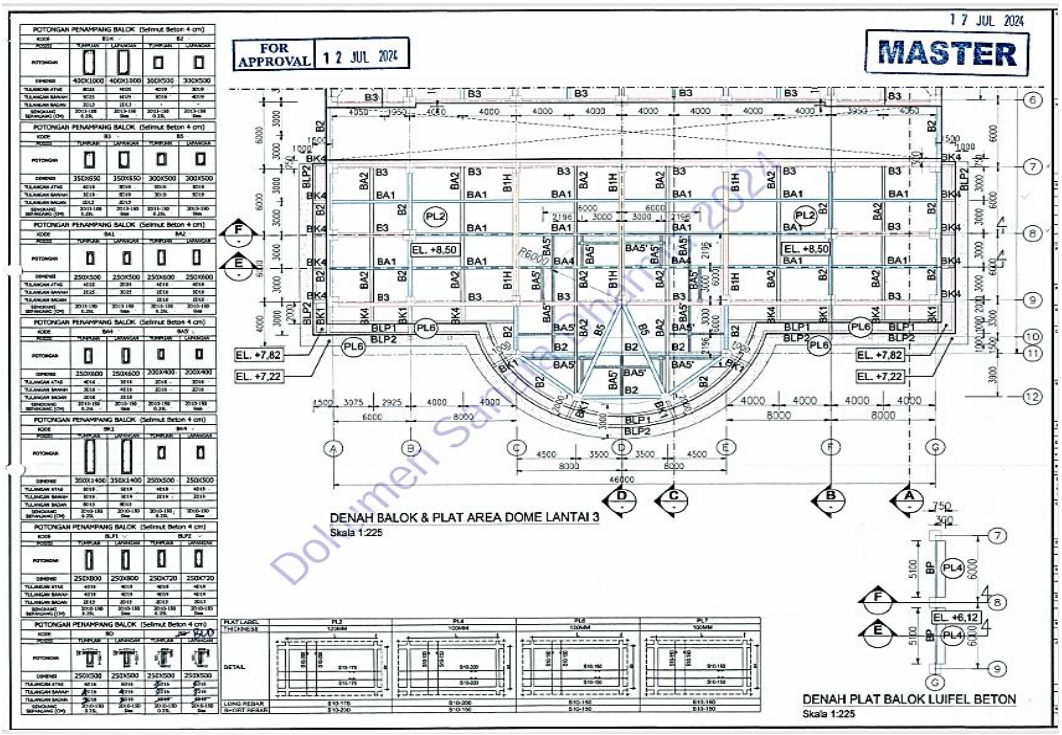
Lampiran 2 Denah Bangunan



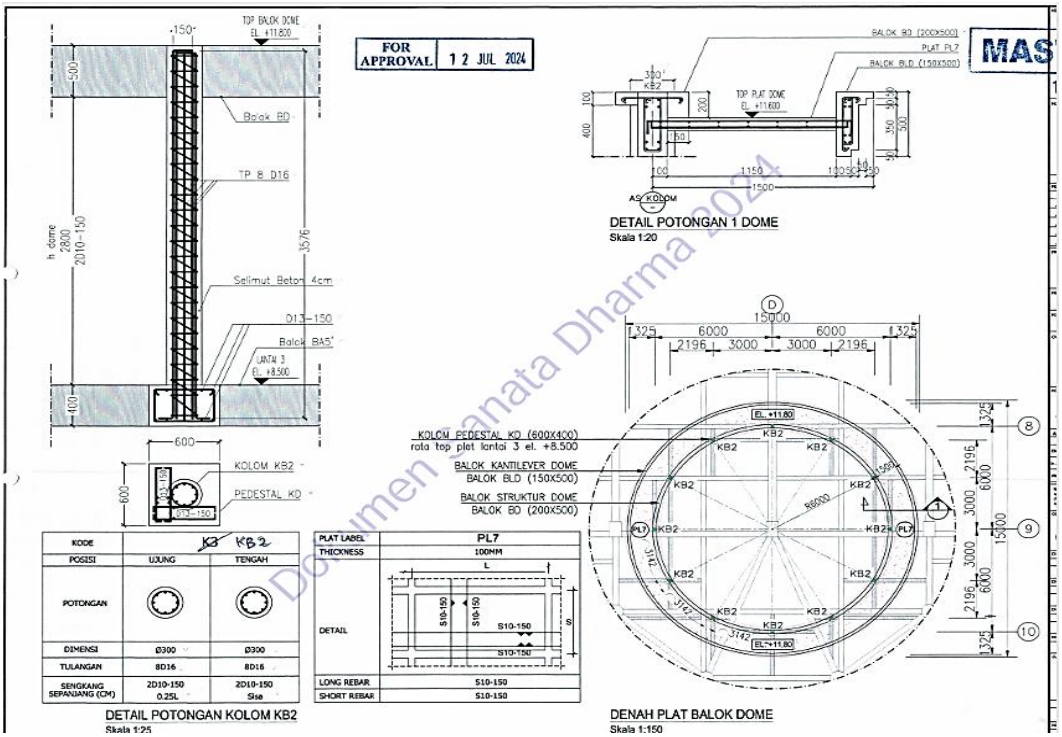
Gambar L - 2.1 Denah Balok dan Pelat Lantai 1



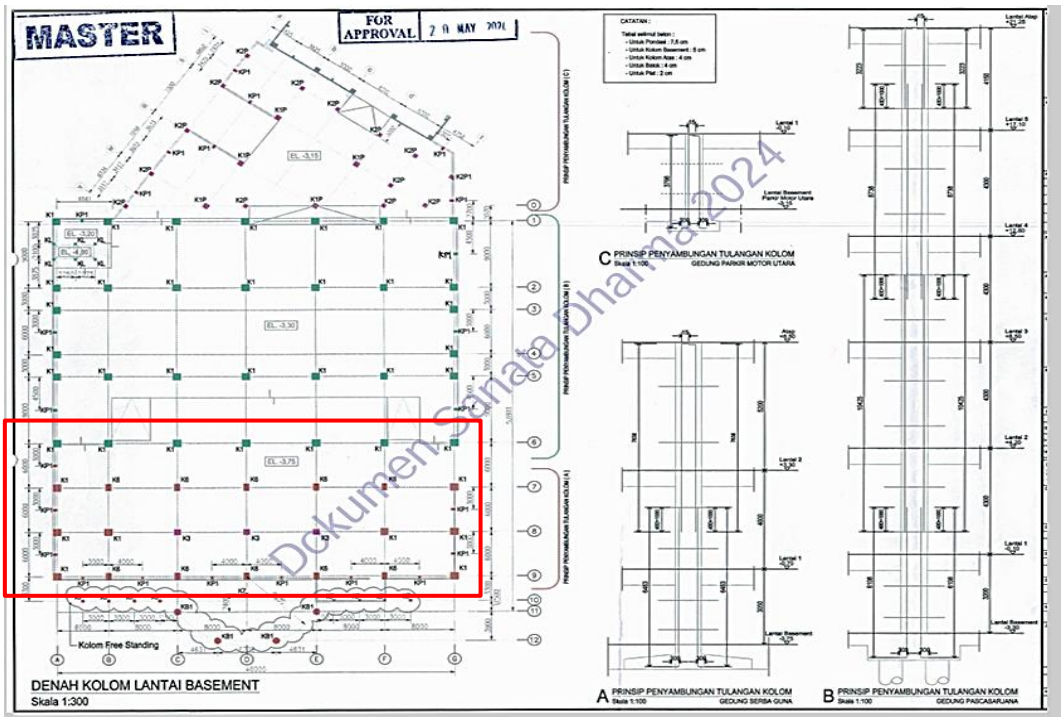
Gambar L - 2.2 Denah Balok dan Pelat Lantai 2



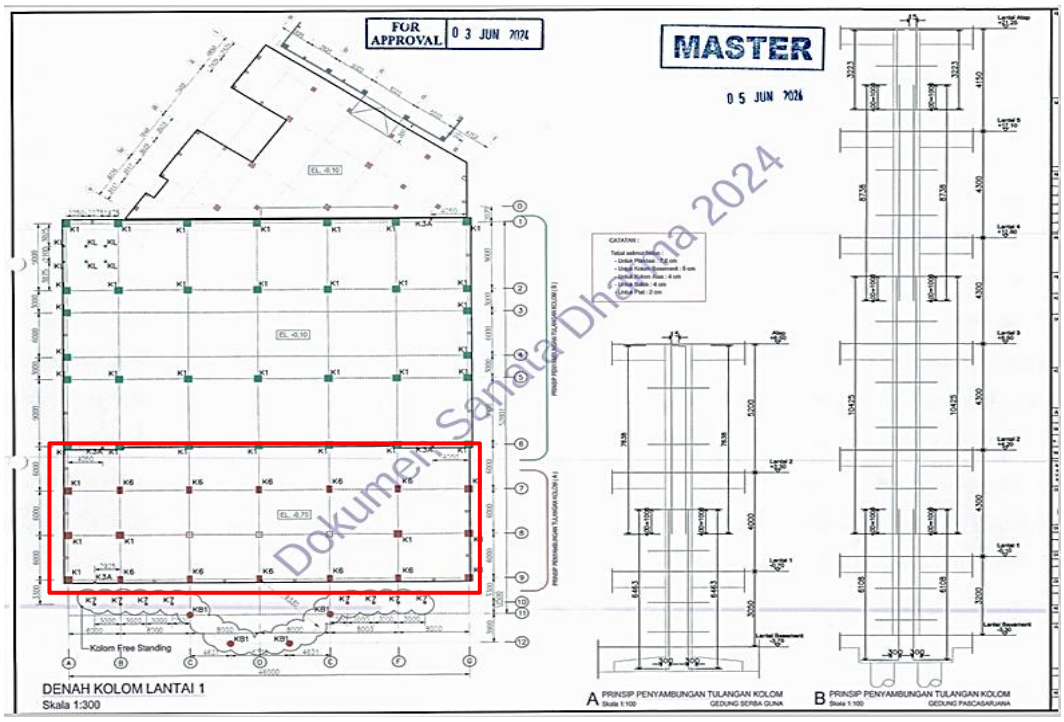
Gambar L - 2.3 Denah Balok dan Pelat Lantai 3



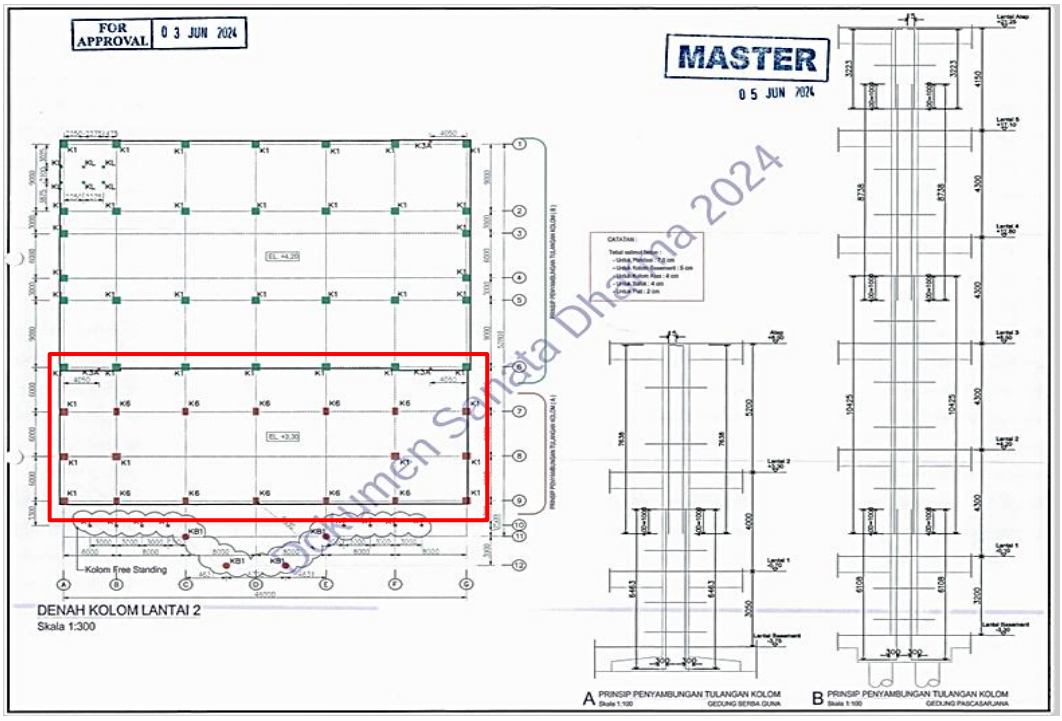
Gambar L - 2.4 Denah Pelat dan Balok Dome



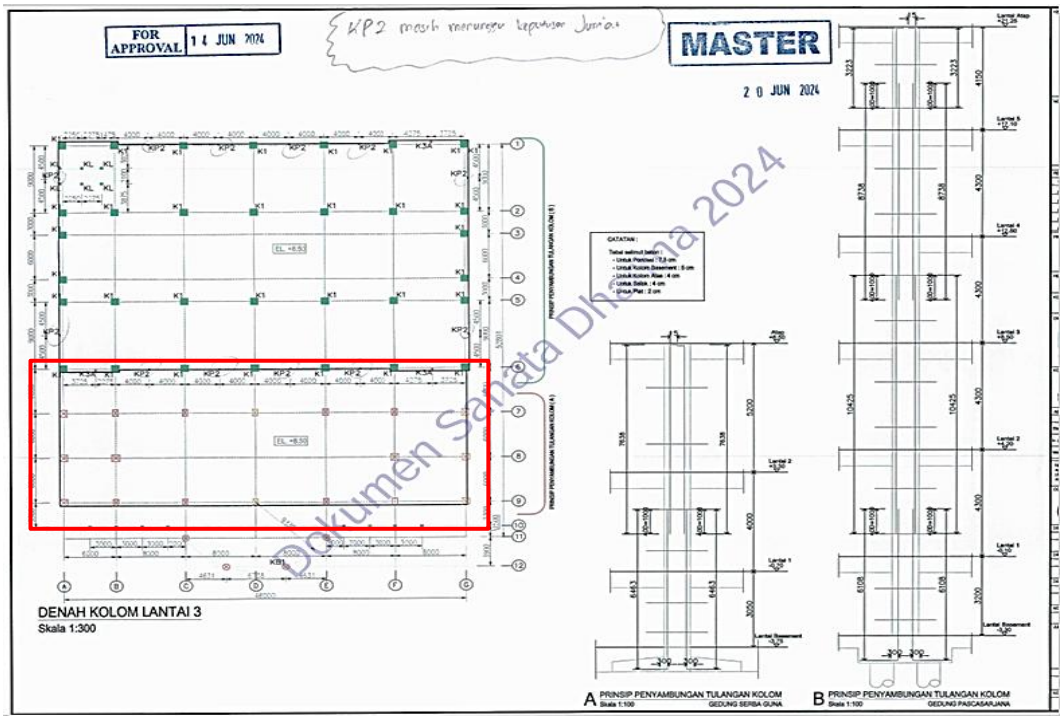
Gambar L – 2.5 Denah Kolom Lantai Basement



Gambar L – 2.6 Denah Kolom Lantai 1



Gambar L – 2.7 Denah Lantai 2



Gambar L – 2.8 Denah Lantai 3