TUGAS AKHIR

PENGARUH VARIASI DIMENSI TIANG BOR TERHADAP KAPASITAS DUKUNG AKSIAL, KAPASITAS DUKUNG LATERAL DAN PENURUNAN *(THE EFFECT OF DIMENSIONS VARIATIONS ON AXIAL BEARING CAPACITY, LATERAL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT)*

(Studi Kasus : Proyek Paket 4 Pembangunan APSLC Universitas Gadjah Mada)

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

Zafira Alysha Fadli
17511171

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021

TUGAS AKHIR

PENGARUH VARIASI DIMENSI TIANG BOR TERHADAP KAPASITAS DUKUNG AKSIAL, KAPASITAS DUKUNG LATERAL DAN PENURUNAN *(THE EFFECT OF DIMENSIONS VARIATIONS ON AXIAL BEARING CAPACITY, LATERAL BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT)*

Disusun oleh

Zafira Alysha Fadli
17511171

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

Diuji pada tanggal 31 Agustus 2021

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I	Penguji I	Penguji II
Akhmad Marzuko, Ir., M.T.	**Hanindya Kusuma Artati, ST., M.T.**	**Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.**
NIK : 885110107	**NIK : 045110407**	**NIK : 885110107**

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
YOGYAKARTA

Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT

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

Yogyakarta, 31 Agustus 2021

Yang membuat pernyataan,



Zafira Alysha Fadli

(17511171)

DEDIKASI

Alhamdulillahirobbil'alamin

Pertama – tama saya panjatkan rasa syukur kepada Allah SWT yang memberikan saya kesehatan, dan kelancaran selama menyelesaikan Tugas Akhir. Saya ucapkan terimakasih sedalam-dalamnya kepada

1. Ayah dan Ibu yang telah memberikan doa dan segala pengorbanan kepada penulis,
2. Teman – teman saya Tita, Ukhro, Salwa, Niar, Sachrifa, Shiva, Ayu telah memberi bantuan, dukungan dari awal hingga akhir penyelesaian tugas akhir ini,
3. Teman – teman saya Adit, Ikhsan, Gigih, Ikmal, Anan, Radit telah membantu saya dari masa perkuliahan hingga penyelesaian tugas akhir ini.
4. Dimas yang selalu memberikan dukungan, dan mendengar keluhan selama penulisan tugas akhir ini,
5. Sahabat saya Caslyn dan Nia yang selalu memberikan semangat, hiburan dan dukungan.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunanan. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat strata satu di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

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

1. Bapak Akhmad Marzuko, Ir., M.T, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terimakasih atas bimbingan, nasehat, dan dukungan yang diberikan dalam proses penyelesaian Laporan Tugas Akhir,
2. Ibu Hanindya Kusuma Artati, ST., M.T. dan Bapak Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji Tugas Akhir,
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta,
4. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah,
5. PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk telah memberikan data – data Gedung APSLC Universitas Gadjah Mada,
6. Ayah dan Ibu yang telah memberikan doa, semangat, motivasi, dan dorongan selama ini, serta,
7. Teman – teman yang sudah membantu dan memberi semangat selama menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini.

Akhirnya Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membaca.

Yogyakarta, 31 Agustus 2021



Zafira Alysha Fadli

17511171

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL i
HALAMAN PENGESAHAN ii
DAFTAR ISI iii
DAFTAR TABEL v
DAFTAR GAMBAR vi
DAFTAR LAMPIRAN vii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN viii
BAB I PENDAHULUAN 1
1.1 Latar Belakang 1
1.2 Rumusan Masalah 2
1.3 Tujuan Penelitian 2
1.4 Manfaat Penelitian 2
1.5 Batasan Penelitian 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA 4
2.1 Umum 4
2.2 Penelitian Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Bor 4
2.2.1 Analisis pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung 4
2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung terhadap Beban Lateral 5
2.2.3 Analisis penurunan tiang terhadap Kapasitas Tiang 5
2.2.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Aksial 5
2.3 Perbedaan Penelitian 6
BAB III LANDASAN TEORI 13
3.1 Tanah 13
3.2 Penyelidikan Tanah 13
3.3 Pondasi Tiang Bor 13
3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor 14
3.4.1 Daya Dukung Aksial 16
3.4.2 Daya Dukung Lateral 24
3.4.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang 31

3.5 Penurunan pada Pondasi Tiang Bor 32
3.5.1 Penurunan pada tiang tunggal 33
3.5.2 Penurunan pada tiang kelompok (Vesic,1977) 33
3.6 Defleksi pada Pondasi Tiang Bor 34
3.7 Pembebanan 35
3.7.1 Beban Mati 35
3.7.2 Beban Hidup 35
3.7.3 Beban Gempa 35
BAB IV METODE PENELITIAN 41
4.1 Metode Penelitian 41
4.2 Pengumpulan Data 41
4.3 Tahapan Penelitian 42
4.4 Bagan Alir Penelitian 42
BAB V PEMBAHASAN 46
5.1 Data Proyek 46
5.1.1 Data Umum Proyek 46
5.1.2 Spesifikasi Material 46
5.1.3 Denah Konstruksi 47
5.1.4 Data Struktur 47
5.2 Pembebanan Struktur 48
5.2.1 Peraturan Pembebanan 48
5.2.2 Kombinasi Pembebanan 48
5.2.3 Pembebanan 49
5.3 *Input* dan *Output* Program SAP 2000 57
5.4 Data Karakteristik Tanah 61
5.5 Pemodelan Pondasi *Bored Pile* 63
5.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor 64
5.6.1 Daya Dukung Aksial 64
5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 76
5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiang Tiang 79
5.6.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor 80
5.6.5 Daya Dukung Lateral 81

5.6.6 Analisis Penurunan Tiang Bor 86
5.6.7 Defleksi 87
5.7 Pembahasan 87
5.7.1 Hasil Analisis Struktur dengan Program SAP2000 88
5.7.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang 88
5.7.3 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang 89
5.7.4 Penurunan Pondasi Tiang Bor 91
5.7.5 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor terhadap Beban Lateral 92
5.7.6 Defleksi Tiang Bor 93
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 94
6.1 Kesimpulan 94
6.2 Saran 94
DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu 7
Tabel 3.1 Nilai – nilai K/Ko untuk tiang bor (Kulhawy, 1991) 19
Tabel 3.2 Nilai – nilai δ/φ untuk tiang bor (Kulhawy, 1991) 19
Tabel 3.3 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor 23
Tabel 3. 4 Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler 29
Tabel 3.5 Nilai – nilai nh untuk tanah granuler (c = 0) 34
Tabel 3.6 Nilai parameter perioda pendekatan Ct dan x 36
Tabel 3.7 Koefisien untuk batas atas pada pedioda yang dihitung 36
Tabel 3. 8 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung 37
Tabel 3. 9 Faktor Keutamaan (I) untuk berbagai kategori bangunan 38
Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai 50
Tabel 5.2 Analisis Mati pada Atap 50
Tabel 5.3 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung 52
Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek 54
Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain 54
Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan 54
Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen 56
Tabel 5.8 Gaya Horizontal Gempa Ekivalen Statik 57
Tabel 5.9 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH – 05 61
Tabel 5.10 Nilai N'(koreksi) di Titik BH – 05 61
Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Overburden (P'o) 66
Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Gesek Ultimit 68
Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Metode O'Neil & Reese berdasarkan Uji N-SPT 69
Tabel 5.14 Nilai $N_{60(koreksi)}$ Rata-rata 70
Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji N-SPT 72

Tabel 5.16 Tekanan Overburden pada Tanah Berlapis 74
Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji Laboratorium 76
Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 79
Tabel 5.19 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Hizin Beban Lateral 86
Tabel 5.20 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang 87
Tabel 5.21 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal 89
Tabel 5.22 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 90
Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang 92
Tabel 5.24 Rekapitulasi Hasil Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Lateral 92
Tabel 5.25 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang 93

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Tahanan ujung dan tahanan gesek dan model bidang keruntuhan 15
Gambar 3.2 Faktor Daya Dukung Ujung Nc* dan Nq* 22
Gambar 3.3 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956) 24
Gambar 3. 4 Grafik Tahanan lateral ultimit pada tanah granuler (Broms,1964) 26
Gambar 3. 5 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms,1964) 28
Gambar 3. 6 Grafik Koefisien Cy dan Cm Pondasi Tiang 31
Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang 32
Gambar 3. 8 Peta Wilayan Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (Ss) 39
Gambar 3. 9Peta Wilayan Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 detik (S1) 39
Gambar 4.1 Lokasi Proyek 41
Gambar 4.3 Bagan Alir Penelitian 44
Gambar 4.2 Bagan Alir SAP2000 45
Gambar 5.1 Denah Konstruksi Gedung APSLC UGM 47
Gambar 5.2 Hasil Output Nilai Tc dari SAP2000 51
Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s) 53
Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 Detik (S_1) 53
Gambar 5.5 Hasil Respon Spektrum 55
Gambar 5.6 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000 56
Gambar 5.7 Portal 3D Arah X 58
Gambar 5.8 Portal 3D Arah Y 58
Gambar 5.9 Tampak Atas Pondasi Tipe F-B 60
Gambar 5.10 Potongan Melintang Pondasi Tipe F-B 60
Gambar 5.11 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Titik BH-05 62
Gambar 5.12 Pemodelan struktur beban pada pondasi bored pile 63
Gambar 5.13 Letak N1 dan N2 pada tiang 70
Gambar 5.14 Daya Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Granuler 84
Gambar 5.15 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal 89
Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 90

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek 99

Lampiran 2 Time Schedule 100

Lampiran 3 Data Tanah 101

Lampiran 4 Hasil SAP2000 105

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Qp	: Kapasitas dukung ujung tiang
Qs	: Kapasitas dukung selimut tiang
Qg	: Beban maksimum kelompok tiang
Qa	: Kapasitas dukung ijin tiang
qp	: Tahanan ujung per satuan luas
Ap	: Luas penampang ujung tiang
As	: Luas selimut tiang
A	: Luas penampang selimut tiang
SF	: Faktor keamanan
fb	: Tahanan ujung neto per satuan luas
fs	: tekanan gesek satuan luas
N_{60}	: Nilai N-SPT rata-rata ujung bawah tiang bor
cu	: *Undrained shear strength*
db	: diameter ujung bawah tiang bor
dr	: Lebar refrensi
db	: Lebar ujung bawah tiang bor
σr	: Tegangan refrensi
σr'	: Tegangan efektif
Po'	: Tekanan overbourden ditengah-tengah lapisan tanah
δ	: Sudut gesek antara tanah dan tiang
Φ	: Sudut geser dalam
α	: Koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut
Nq*&Nc*	: Faktor kuat dukung
ΔL	: Panjang segmen tiang
L	: Panjang tiang
K	: Koefisien tekanan tanah lateral

m	: jumlah tiang per baros
n	: Jumlah tiang dalam kelompok
p	: Keliling penampang tiang
s	: Jarak antar tiang
S	: Penurunan total pondasi tiang
Ss	: Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal
Sp	: Penurunan aibat beban pada ujung tiang
Sps	: Penurunan akibat beban pada sepanjang tiang
Ep	: Modulus elastisitas material tiang
Es	: Modulus elastisitas tanah
Ip	: Momen inersia tampang pondasi
Cp	: Koefisien empiris
μs	: Angka Poisson
Iws	: Faktor pengaruh
Hu	: Beban lateral ultimit (kN)
Hizin	: Daya dukung lateral izin tiang
γ	: Berat volume tanah (kN/m3)
Sg	: Penurunan elastis tiang kelompok
Bg	: Lebar tiang kelompok
Eg	: Efisiensi kelompok tiang
yo	: Defleksi tiang akibat beban lateral
nh	: Koefisien variasi modulus terzaghi
H	: Beban lateral izin pada defleksi toleransi
z	: Kedalaman di tengah – tengah lapisan tanah

ABSTRAK

Proyek Paket 4 Pembangunan APSLC Universitas Gadjah Mada dibangun dengan tinggi 8 lantai menggunakan pondasi tiang bor dengan ukuran 80 cm pada kedalaman 20 m dibawah permukaan tanah. Penggunaan jenis pondasi tiang bor yang digunakan merupakan pemilihan yang efisien dengan kondisi tanah dasar yang keras, yang dituntut agar mampu menahan beban bangunan maksimum dan mendistribusikan beban ke tanah. Analisis kapasitas dukung pondasi diteliti berdasarkan data penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman tiang dan kondisi jepit kepala tiang. Salah satu faktor yang mempengaruhi besarnya kapasitas dukung tiang bor adalah dimensi pada tiang

Pada penelitian ini, menentukan nilai momen dan gaya yang terjadi menggunakan program SAP2000. Kapasitas dukung tiang dilteliti dengan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 cm, dan 1 m. Analisis kapasitas dukung aksial menggunakan metode Reese & O'Neil dan metode Meyerhorff. Analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms dan Reese & Matlock. Untuk mengetahui seberapa besar pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung tiang bor

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

Kata kunci : Pondasi tiang, Kapasitas dukung aksial, Kapasitas dukung lateral, Penurunan

ABSTRACT

Package 4 APSLC Development project of Universitas Gadjah Mada is consists of 8 floors, which is intended to support academic improvement and public spaces for students. The project planning uses a bored pile foundation with a size of 80 cm at a depth of 20 m below ground level. The type of drill pile foundation used is an efficient selection with hard subgrade conditions, which are required to be able to withstand the maximum building load and distribute the load to the ground. The analysis of the bearing capacity of the foundation was investigated based on soil investigation data, the load carried by the foundation, pile dimensions, distance between piles, pile depth and pile head clamp conditions. One of the factors that affect the bearing capacity of the bored pile is the dimensions of the pile

In this study, determine the value of moments and forces that occur using the SAP2000 program. Pile bearing capacity was investigated with variations in dimensions of 0.6 m, 0.8 cm, and 1 m. Analysis of axial bearing capacity using the Reese & O'Neil method and the Meyerhorff method. Analysis of lateral bearing capacity using the method of Broms and Reese & Matlock. To find out how big the influence of dimensional variations on the bearing capacity of the bored pile

The results of the analysis of the bearing capacity based on dimensional variations of 0.6 m, 0.8 m, 1 m for the axial bearing capacity obtained values of 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN, Meyerhorff's method based on SPT data obtained each value is 10.333,4 kN, 12.624,8 kN, 13.677,9 kN, Meyerhorff's method based on laboratory data is 11836,9 kN, 13.117,2 kN, 14.904,27 kN is greater than P = 9353,43 kN, , then the foundation is safe to use. Lateral bearing capacity of the Broms method obtained values of 293.793 kN, 465.527 kN, 665.274 kN, Reese & Matlock method obtained values of 290.6684 kN, 460.574 kN, 658.1968 kN, capacity values laterally qualified with a allowable deflection ranging from 6 mm – 18 mm.

Keyword : *Pile foundation, Axial Bearing Capacity, Lateral Bearing Capacity, Settlement*

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Saat ini perkembangan zaman yang sangat pesat sehingga Indonesia membutuhkan infrastruktur untuk menunjang suatu kegiatan. Didalam suatu pekerjaan konstruksi memiliki dua bagian struktur yaitu struktur atas dan struktur bawah. Pada pelaksanaan suatu bangunan hal yang pertama dilaksanakan yaitu pekerjaan struktur bawah ataupun pekerjaan pondasi. Pondasi merupakan struktur bagian paling bawah yang memiliki peranan penting untuk menyalurkan beban dari atas yang diterima oleh dasar tanah yang kuat untuk menahan beban dengan stabil dan tidak mengalami penurunan.

Proses pelaksanaan pondasi ada beberapa hal yang perlu di perhatikan untuk merencanakan tipe-tipe pondasi yang akan digunakan yaitu melihat kondisi tanah pada proyek,lingkungan sekitar,serta batasan-batasan struktur bangunan.

Pondasi tiang merupakan suatu elemen yang berasal dari baja,beton dan kayu yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban,penggunaan pondasi tiang ini berdasarkan lapisan tanah yang keras dan cukup dalam. Serta didesain untuk menahan beban aksial dan beban lateral yang terjadi pada pondasi yang akan digunakan.

Pemilihan jenis pondasi tiang yang digunakan yaitu pondasi tiang bor ,karena pada pelaksanaan pondasi jenis ini merupakan pilihan yang efisien melihat kondisi tanah dasar yang keras,bangunan bertingkat dan terletak didaerah perkotaan yang terdapat bangunan-bangunan disekitarnya sehingga tidak menimbulkan getaran jika menggunakan pondasi tiang pancang. Pemilihan tipe pondasi tiang didasarkan atas fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan, dan biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas (Sardjono, 1998).

Pondasi memiliki hubungan yang sangat erat dengan tanah,sehingga diperlukannya penyelidikan terlebih dahulu untuk menghasilkan daya dukung yang mampu menahan struktur atas. Penyelidikan tanah yang menggunakan metode statis berdasarkan pada sifat mekanis tanah dari hasil uji *standard penetration test* (SPT).

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah berdasarkan latar belakang diatas dapat diuraikan sebagai berikut ini.

1. Bagaimana kapasitas dukung struktur pondasi bangunan menahan daya dukung aksial menggunakan Metode O'Neil & Reese dan Metode Meyerhorf?
2. Bagaimana kapasitas dukung struktur pondasi bangunan menahan daya dukung lateral menggunakan Metode Broms dan metode Reese and Matlock?
3. Seberapa besar nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi bored pile?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdadarkan rumusan masalah diatas,tujuan dari penelitian dapat diuraikan sebagai berikut.

1. Mengetahui nilai kapasitas dukung aksial dengan variasi diameter dan membandingkan nilainya menggunakan Metode O'Neil & Reese dan Metode Meyerhorf.
2. Mengetahui nilai kapasitas dukung lateral dengan variasi diameter dan membandingkan nilainya menggunakan Metode Broms dan Metode Reese and Matlock.
3. Mengetahui nilai penurunan terhadap kapasitas dukung aksial dan defleksi terhadap kapasitas dukung lateral yang terjadi pada pondasi tiang bor.

1.4 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini sebagai pemahaman terhadap kapasitas dukung aksial, kapasitas dukung lateral dan penurunan pada pondasi *bored pile*. Selain itu, sebagai refrensi mahasiswa jurusan Teknik Sipil dalam analisis pondasi bored pile dan gambaran untuk perbandingan dalam kegiatan perencanaan pondasi.

1.5 Batasan Penelitian

Adapun batasan masalah yang dijadikan sebagai pedoman untuk mencapai tujuan dapat diuraikan sebagai berikut.

1. Lokasi penelitian adalah proyek bangunan APSLC di UGM.
2. Jenis Struktur bawah yang digunakan adalah pondasi tiang bor.
3. Analisis pembebanan menggunakan program SAP2000.
4. Analisis *design* kelompok tiang pada 1 kolom.
5. Peraturan untuk desain pada struktur untuk bangunan gedung menggunakan SNI 03-2847-2013.
6. Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung menggunakan SNI 03-1726-2012.
7. Pondasi tiang bor yang diperhitungkan berupa daya dukung aksial, daya dukung lateral, penurunan, dan defleksi yang terjadi.
8. Analisis kapasitas daya dukung pondasi aksial menggunakan metode Reese & O'Neil dan metode Meyerhorf , sementara kapasitas daya dukung pondasi lateral menggunakan metode Broms dan metode Reese and Matlock.
9. Diamater tiang yang digunakan 0,6 m, 0,8 m, 1 m dan diameter eksisting proyek 0,8 m dengan panjang tiang 18,8 m.
10. Angka aman (*safety factor)* yang digunakan sebesar 2.

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi tiang bor adalah pondasi yang dibangun dengan cara mengebor tanah pada awal pengerjaannya lalu diisi tulangan dan dicor dengan beton. Penggunaan pondasi tiang bor sebagai pondasi bangunan jika ditemui tanah yang memiliki dasar yang kokoh,daya dukung yang cukup besar dan kondisi tanah terdapat bangunan-bangunan sekitar. Bored pile berhubungan dengan tanah untuk menghasilkan daya dukung yang akurat.

2.2 Penelitian Kapasitas Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Pada penelitian mengenai kapasitas daya dukung pondasi tiang bor ini penulis menyertakan penelitian yang telah dianalisis sebelumnya oleh pihak lain yang berhubungan dengan penelitian yang akan penulis analisis dan sebagai bahan refrensi untuk perbandingan terhadap penelitian yang dilakukan.

2.2.1 Analisis pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung

Haq (2018), melakukan analisis pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung fondasi tiang bor kelompok dengan menggunakan metode elemen hingga pada proyek Gedung Kuliah *Twin Building* Universitas Muhammadiyah Yogyakarta. Penelitian ini menggunakan metode Elemen Hingga. Besar nilai kapasitas dukung dengan variasi dimensi 70 cm, 80 cm dan 90 cm menggunakan metode Meyerhorff berturut-turut sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN, metode Mayerhoff berdasarkan data lapangan diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN. a metode Reese & Wright diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN dari hasil kapasitas dukung tersebut memperoleh nilai lebih besar dari total nilai P = 2.523,564 maka pondasi aman digunakan dalam pembangunan Gedung *Twin Building* UMY.

2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung terhadap Beban Lateral

Hanifah (2018), melakukann analisis Faktor Efisiensi dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference dan Metode Elemen HIngga. Mengetahui faktor efisiensi kapasitas lateral berdasrkan defleksi yang diijinkan dari suatu kelompok tiang dalaman berbagai variasi jarak tiang menggunakan Metode *Finite Difference* dan Metode Elemen Hingga. Faktor efisiensi terhadap jarak tiang semakin besar jarak antar tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin besar faktor efisiensinya dan faktor efisiensi terhadap jumlah tiang semakin besar jumlah tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin kecil faktor efisiensinya.

2.2.3 Analisis penurunan tiang terhadap Kapasitas Tiang

Hudoyo (2017),melakukan penelitian terhadap Proyek Apartemen Vivo Yogyakarta yang ditujukan sebagai tempat tinggal bagi para mahasiswa yang memutuskan belajar di Yogyakarta yang berada disekitar seturan. Dalam penelitiannya melakukan perhitungan terhadap kapasitas dukung tiang dan penurunan pada pondasi tiang bor. Metode yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tiang yaitu metode berdasarkan data lapangan yang menggunakan data SPT,dan metode yang digunakan untuk meghitung penurunan pondasi yaitu Metode Vesic. Dari hasil perhitungan didapatkan besar kapasitas tiang bor pada diameter 0.6 m adalah 204.8 ton,nilai ini lebih besar dari beban yang harus ditumpu yaitu 173.77 ton sehingga dinilai aman,dan besar penurunan kelompok tiang adalah 0.026 m. Pada tiang bor diameter 1 m didapatkan kapasitas dukung adalah 652.3 ton,nilai ini lebih besar dari beban yang harus ditumpu yaitu 241.32 ton sehingga dinilai aman,dan besar penurunan kelompok tiang adalah 0.172 m.

2.2.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Aksial

Tobing (2016), melakukan analisis Daya Dukung Pondasi Bore Pile Pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan untuk mengetahui nilai daya dukung aksial berdasarkan data *Standart Penetration Test* (SPT) menggunakan Metode *Meyerhorff* dan *Metode Reese & Wright* berdasarkan data uji SPT. Daya dukung dengan kedalaman 10 m dan diameter tiang 80 cm, Metode

Meyerhoof, daya dukung tiang tunggal (Qijin) sebesar 194,747 ton, sedangkan menggunakan Metode Reese & Wright, daya dukung tiang tunggal (Qijin) sebesar 163,95 ton. Berdasarkan hasil perhitungan efesiensi dengan Metode Converse – Labarre didapat Q gabungan (2 tiang dilapangan) dengan Metode Meyerhoof sebesar 350,934 ton, dan menggunakan Metode Reese & Wright Q gabungan (2 tiang di lapangan) sebesar 295,438 ton. Q gabungan bore pile jika hanya menggunakan 2 tiang tidak aman terhadap beban aksial bangunan. Namun jika menggunakan 6 tiang dengan Metode Meyerhoof dimana Q gabungan didapat sebesar 899,934 ton > P = 776,117 ton, maka pondasi aman dalam memikul beban yang ada di atasnya.

2.3 Perbedaan Penelitian

Perbedaan penelitian ini dilakukan untuk mencegah kesamaan sataupun plagiasi dari penelitian – penelitian sebelumnya yang telah dilakukan oleh pihak lain. Untuk mengetahui perbedaan pada penelitian yang ada,dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut ini.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Peneliti	Haq (2018)	Hanifah (2018)	Hudoyo (2017)	Tobing (2016)	Fadli (2021)
Judul	Pengaruh Variasi Dimensi terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga	Analisis Faktor Efisiensi dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference dan Metode Elemen HIngga	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Tiang Bor Pada Proyek Apartemen Vivo Yogyakarta	Analisis Daya Dukung Pondasi Bore Pile Pada Proyek Pembangunan Gedung Wahid Hasyim Apartmen Medan	Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunan
Tujuan	Mengetahui kapasitas dukung pondasi kelompok bored pile	Mengetahui faktor efisiensi kapasitas lateral berdasrkan defleksi yang	Melakukan perhitungan kapasitas dukung tiang dan	Mengetahui nilai daya dukung aksial berdasarkan data *Standart*	Menganalisis kapasitas pondasi bored pile menahan daya

	dengan variasi dimensi.	diijinkan dari suatu kelompok tiang dalaman berbagai variasi jarak tiang	penurunan pada pondasi tiang bor	*Penetration Test* (SPT)	dukung aksial dan lateral Menghitung besar nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi tiang bor
Metode	Metode Elemen Hingga	Metode *Finite Difference* dan Metode Elemen Hingga	• SAP 2000 • Data Lapangan (SPT) • Metode Vesic untuk Penurunan Pondasi	Metode *Meyerhorff* dan *Metode Reese & Wright* berdasarkan data uji SPT	SAP 2000 Metode Reese & O'Neil, Meyerhorf , Broms , Reese & Matlock.
Hasil	Kapasitas dukung dengan variasi	Faktor efisiensi terhadap jarak	• Kapasitas tiang bor pada	Perhitungan daya dukung	Analisis kapasitas dukung

	dimensi 70 cm, 80 cm dan 90 cm menggunakan metode Meyerhorff berturut-turut sebesar 4.309,211 kN, 5.040,323 kN, dan 5.800,312 kN, metode Mayerhoff berdasarkan data lapangan diperoleh hasil 4.854,89 kN, 5.984,08 kN, dan 6.519,33 kN. a metode Reese &	tiang semakin besar jarak antar tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin besar faktor efisiensinya dan faktor efisiensi terhadap jumlah tiang semakin besar jumlah tiang dalam satu kelompok tiang maka semakin kecil faktor efisiensinya.	diameter 0.6 m = 204.8 ton. • Beban yang harus ditumpu= 173.77 ton Besar penurunan kelompok tiang = 0.026 m. • Kapasitas tiang bor diameter 1 m = 652.3 ton, • Beban yang harus ditumpu=	dengan kedalaman 10 m dan diameter tiang 80 cm, Metode Meyerhoof, daya dukung tiang tunggal (Qijin) sebesar 194,747 ton, sedangkan menggunakan Metode Reese & Wright, daya dukung tiang tunggal (Qijin) sebesar 163,95 ton. Berdasarkan hasil perhitungan	berdasarkan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 m, 1 m untuk kapasitas dukung aksial diperoleh nilai masing – masing sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN, Metode Meyerhorff berdasarkan data SPT diperoleh nilai masing – masing sebesar, 10.333,4 kN, 12.624,8 kN, 13.677,9 kN ,Metode

	Wright diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 3.333,08 kN, 4.006,47 kN, dan 4.632,09 kN dari hasil kapasitas dukung tersebut memperoleh nilai lebih besar dari total nilai P = 2.523,564 maka pondasi aman digunakan dalam pembangunan Gedung *Twin Building* UMY.		241.32 ton Besar penurunan kelompok tiang = 0.172 m.	efesiensi dengan Metode Converse – Labarre didapat Q gabungan (2 tiang dilapangan) dengan Metode Meyerhoof sebesar 350,934 ton, dan menggunakan Metode Reese & Wright Q gabungan (2 tiang di lapangan) sebesar 295,438	Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar, 11.836,96 kN, 13.117,16 kN, 14.904,27 kN lebih besar dari P = 9353,43 kN, ,maka pondasi aman digunakan Kapasitas dukung lateral Metode broms diperoleh nilai masing – masing sebesar 293,793 kN, 465,527 kN, 665,274 kN , Metode Reese &

				ton. Q gabungan bore pile jika hanya menggunakan 2 tiang tidak aman terhadap beban aksial bangunan. Namun jika menggunakan 6 tiang dengan Metode Meyerhoff dimana Q gabungan didapat sebesar 899,934 ton > P = 776,117 ton,	Matlock diperoleh nilai masing – masing sebesar 290,6684 kN, 460,574 kN, 658,1968 kN , nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar 6 mm – 18 mm

				maka pondasi aman dalam memikul beban yang ada di atasnya.	

(Sumber : Zikri (2019), Hanifah (2018), Hudoyo (2017), Tobing (2016), Fadli (2021))

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Tanah adalah himpunan mineral,bahan organik dan endapan-endapan yang relatif lepas (loose), yang terletak diatas batuan dasar (bedrock) (Hardiyatmo, 1992). Proses terjadinya tanah berasal dari pelapukan batuan yang dapat terjadi secara fisik maupun kimiawi. Proses pelapukan secara fisik mengubah batuan menjadi partikel partikel kecil, terjadi karena adanya pengaruh erosi, angin, air, es dan hancurnya partikel tanah akibat adanya perubahan suhu maupun cuaca. Sedangkan pada proses pelapukan secara kimia dipengaruhi oleh oksigen, karbondioksida, dan air.

Tanah menjadi peranan yang sangat penting pada proses konstruksi. Tanah merupakan dasar pendukung karena perencanaan suatu pondasi akan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah. Perlu dilakukan penyelidikan tanah guna mengetahui kondisi tanah yang aman untuk mendukung beban struktur diatas.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui kondisi tanah yang akan digunakan sebagai perencanaan pondasi. Bangunan yang aman agar tidak mengalami penurunan yang terlalu besar, kedalaman pondasi harus mencapai lapisan tanah yang cukup padat dan mencapai kedalaman tanah yang memberikan daya dukung terhadap struktur atas yang akan dibangun. Penyelidikan tanah yang dilakukan seperti pengeboran tanah, pengambilan *sample* tanah, pengujian dilapangan, dan pengujian di laboratorium

3.3 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang dapat digolongkan berdasarkan material,cara pelaksanaanya,pemakaian bahan-bahan dan lain sebagainya. Berdasarkan material ,pondasi tiang terbagi atas tiang kayu, tiang baja, tiang beton, dan tiang komposit.

Dalam proses pembuatan tiang beton dapat dibedakan menjadi tiang beton pracetak dan tiang yang dicor ditempat.

Pondasi tiang bor (*bored pile*) adalah pondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu pada proses pengerjaannya dan biasanya sering disebut dengan pembuatan tiang dengan cara dicor di tempat (*cast in place*). *Bored pile* dipasang kedalam tanah dengan membor tanah ,kemudian diisi dengan tulangan dan lubang dituangkan adukan beton. Tiang bor digunakan pada tanah yang memiliki kondisi yang stabil dan kaku,sehingga pada saat melakukan pemboran menghasilkan bentuk lubang yang stabil.

Pada pengerjaan tiang bor terdapat beberapa metode pelaksanaan yang ditinjau dari cara pengerjaaanya yaitu pengerjaan tiang bor dengan proteksi dan tanpa proteksi. Pekerjaan tiang bor dengan proteksi dapat menggunakan *temporary casing* pada kondisi tanah yang mudah runtuh atau berpasir lepas. Sedangkan pekerjaan tiang bor tanpa proteksi pada proses pengeborannya tidak perlu dijaga dengan *temporary casing*.

3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Analisis kapasitas dukung dapat dihitung berdasarkan data hasil pengujian laboratorium dan hasil pengujian di lapangan. Perhitungan kapasitas dilakukan dengan cara pendekatan statis, dimana perhitungan statis dilakukan berdasarkan teori mekanika tanah. Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban fondasi dari struktur yang terletak diatasnya (Hardiyatmo, 2018). Pada perencanaan sebuah pondasi tiang guna menentukan kapasitas daya dukung diperlukannya data tanah, kedalaman pondasi, jarak antar tuang, diemensi pondasi dan pendukung lainnya untuk menentukan kapasitas daya dukung ultimate pada tiang. Untuk itu nilai tersebut dapat dihitung dengan formula umum melalui Persamaan 3.1 berikut.

$$Qu = Qb + Qs$$
$$= A_b f_b + A_s f_s \qquad (3.1)$$

dengan :

Qu = kapasitas daya dukung ultimate tiang (kN)

Qb = kapasitas daya dukung di ujung tiang (kN)

Qs = kapasitas daya dukung selimut tiang (kN)

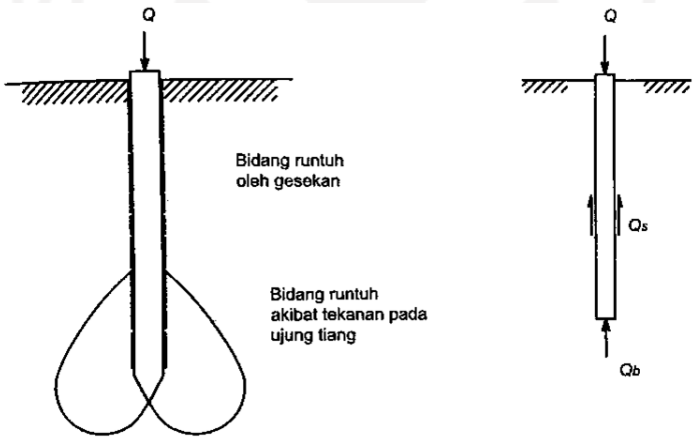
Ab = luas ujung bawah tiang (cm^2)

As = luas selimut tiang (cm^2)

fb = tahanan ujung satuan tiang (kg/cm^2)

fs = tahanan gesek satuan tiang (kg/cm^2)

Kapasitas dukung ultimit yang menggunakan persamaan diatas merupakan perhitungan dengan cara statis yang menggunakan teori – teori mekanika tanah. Berikut merupakan gambaran tiang yang ditinjau dari cara mendukung bebannya, dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



(a) Bidang runtuh pada tiang tekan (b) Tahanan ujung dan tahanan gesek

Gambar 3.1 Tahanan ujung dan tahanan gesek dan model bidang keruntuhan

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Untuk mengetahui kapasitas dukung izin tiang untuk beban aksial Qa didapatkan dengan membagi nilai kapasitas ultimate dengan faktor aman (SF) dan dapt dihitung menggunakan Persamaan 3.2 berikut.

$$Q_a = \frac{Qu}{SF} \tag{3.2}$$

dengan :

Qa = kapasitas dukung izin tiang (kN)

Qu = kapasitas dukung ultimate tiang (kN)

SF = faktor keamanan

Variasi besarnya faktor keamanan yang digunakan untuk dasar tiang *bored pile* yang dibesarkan dengan d < 2 m,maka nilai faktor aman (SF = 2,5), sedangkan untuk tiang tanpa adanya pembesaran pada bagian bawah nilai faktor aman (SF = 2).

3.4.1 Daya Dukung Aksial

Kapasits dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan aksial,yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang – bidang gersernya (Hardiyatmo,2018). Beban aksial merupakan beban yang bekerja secara vertikal terhadap struktur pondasi yang berasal dari pembebanan struktur diatasnya. Kapasitas dukung dapat dianalisis berdasarkan pendekatan persamaan-persamaan berikut ini.

1. Metode Reese & O'Neil (1989)

Pada perhitungan kapasitas daya dukung tiang bor berdasarkan hasil uji N-SPT dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode Reese & O'Neil berikut ini.

a. Tahanan Ujung Ultimit

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.3 berikut.

$$Q_b = Ab \cdot f_b \quad (3.3)$$

dengan :

Qb = tahanan ujung ultimit (kN)

Ab = luas dasar tiang (m^2)

f_b = tahanan ujung neto per satuan luas (kN/m^2)

Reese & O'Neil (1989) dalam Hardyatmo (2018) merekomendasikan tahanan ujung tiang bor pada penurunan 5% dari diameter dasar tiang pada pasir dapat dilihat pada Persamaan 3.4 berikut.

$$fb = 0{,}60\sigma r N_{60} = 60 N_{60} \leq 4500 \text{ kPa} \quad (3.4)$$

dengan,

fb = tahanan ujung neto per satuan luas (kN/m^2)

N_{60} = rata-rata nilai koreksi SPT terhadap nilai pengujian lapangan (lapisan antara tanah keras dan kedalaman dengan 2db ujung tiang dibawah tanah keras)

db = diameter ujung bawah tiang bor (m)

σ_r = tegangan refrensi = 100 kPa

Jika tiang bor dasarnya berdiameter lebih dari 1200 mm, maka besarnya f_b dapat mengakibatkan penurunan lebih besar dari 25 mm (1 in). Untuk memenuhi syarat penurunan ijin, Reese & O'Neil (1989) menyarankan f_b direduksi menjadi f_{br}, dengan menggunakan Persamaan 3.5 berikut ini dalam (Hardiyatmo, 2010).

$$f_{br} = 4{,}17 \frac{d_r}{d_b} f_b \quad ; \text{bila } d_b \geq 1200 \text{ mm} \tag{3.5}$$

dengan :

d_r = lebar refrensi = 300 mm

d_b = lebar ujung bawah tiang bor (m)

Nilai lebar refrensi yang disarankan Reese & O'Neil dalam buku (Hardiyatmo, 2010) sebesar 300 mm dengan lebar ujung bawah tiang bor berbentuk lingkaran.

b. Tahanan gesek ultimit

Tahanan gesek ultimit pada tiang bor pada tanah granuler dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.6 berikut.

$$\text{Qs} = \text{As} \cdot \beta . {p_o}'_{\text{rata-rata}} \tag{3.6}$$

dengan :

Qs = tahanan gesek ultimit tiang (kN)

A = luas penampang selimut tiang (m^2)

${p_o}'_{\text{rata-rata}}$ = tekanan overburden ditengah-tengah lapisan tanah rata-rata (kN/m^2)

f_s = tahanan gesek tiang per satuan luas (kN/m^2)

Untuk memperoleh nilai gesekan selimut tiang per satuan luas dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.7, untuk nilai tekanan overburden ditengah lapisan tanah menggunanakan Persamaan 3.8 berikut.

$$f_s = \beta \times po' \quad (3.7)$$

$$po' = \gamma \times H \quad (3.8)$$

$$\beta = K \times tg\delta \quad (3.9)$$

dengan :

fs = tahanan gesek satuan luas (kN/m^2)

Po′ = tekanan overbourden ditengah-tengah lapisan tanah (kN/m^2)

δ = sudut gesek antara tanah dan tiang (derajat)

K/K$_o$ = koefisien tekanan tanah lateral

Metode ini disebut dengan metode β. Nilai K/K$_o$ ditunjukkan pada Tabel 3.1 , dan rasio δ/φ' ditunjukkan pada Tabel 3.2. Koefisien β juga dapat dihitung dengan menggunakan persamaan yang disarankan oleh O'neil & Reese (1989) pada Persamaan 3.10a berikut.

$$\beta = 1{,}5 - 0{,}135\sqrt{\frac{z}{d_r}} \text{ dengan } 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}2 \quad (3.10a)$$

dengan :

z = kedalaman di tengah – tengah lapisan tanah (m)

d_r = lebar refrensi = 300 mm

Bila nilai N60 > 15 maka disubstitusikan ke persamaan 3.10b.

$$\beta = 1{,}5 - 0{,}245\sqrt{z} \quad \text{dengan } 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}2 \quad (3.10b)$$

Bila $N_{60} \leq 15$, maka β dalam persamaan 3.10c berikut ini.

$$\beta = \frac{N_{60}}{15}(1{,}5 - 0{,}245\sqrt{z}) \quad \text{untuk } N_{60} \leq 15 \quad (3.10c)$$

Tabel 3.1 Nilai – nilai K/Ko untuk tiang bor (Kulhawy, 1991)

Metode Pelaksanaan	K/Ko
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubang bor kecil pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung di bawah air	0,83

Sumber : Hardiyatmo (2018)

Tabel 3.2 Nilai – nilai δ/φ untuk tiang bor (Kulhawy, 1991)

Metode Pelaksanaan	δ/φ’
Lubang terbuka atau dengan pipa selubung sementara	1
Metode dengan cairan (*slurry method*) – minimum slurry cake	1
Metode dengan cairan (*slurry method)* – slurry cake banyak	0,8
Pipa selubung permanen	0,7

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_u = Q_b + Q_s - Wp \quad (3.11)$$

dengan :

Q_u = tahanan ujung ultimit (kN)

Q_b = tahanan ujung tiang (kN)

Q_s = tahanan gesek tiang (kN)

Wp = berat tiang (kN)

Nilai kapasitas dukung ultimit tiang bor juga dapat dipengaruhi oleh tinggi muka air tanah,maka dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.12

$$Q_u = Q_b + Q_s - Wp' \quad (3.12)$$

Nilai Wp' merupakan hasil pengaruh dari adanya muka air tanah yang memberikan gaya angkat pada pondasi. Berat tiang bor sendiri dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

$$Wp' = Wp - U \tag{3.13}$$

Nilai untuk memeperoleh berat tiang menggunakan Persamaan 3.14.

$$Wp = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L \times \gamma_{beton} \tag{3.14}$$

Akibat adanya air tanah, tiang akan mengalami gaya angkat ke atas menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times (L - Hw) \times \gamma_w \tag{3.15}$$

dengan :

d = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

Hw = tinggi muka air tanah terhadap tiang (m)

γ_w = berat volume air (kN/m^3)

2. Metode Meyerhorf (1976)

   a. Perhitungan Berdasarkan Uji N-SPT

      Pada perhitungan kapasitas daya dukung tiang bor berdasarkan hasil uji N-SPT dapat dihitung dengan menggunakan metode Meyerhorf (1976) berikut ini.

      1) Kapasitas dukung pada ujung tiang

         Kapasitas dukung pada ujung tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.16 berikut.

$$Qp = A_p \times f_p \tag{3.16}$$

         Untuk menghitung tahanan ujung satuan tiang dapat menggunakan Persamaan 3.17 berikut.

$$fp = 0{,}4 \times N60' \times (\frac{L}{d}) \times \sigma r \leq 4 \times N60' x \sigma r \tag{3.17}$$

dengan :

Q_p = kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

A_p = luas penampang dasar tiang (m^2)

fp = tahanan ujung satuan tiang

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

d = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

σ_r = tegangan refrensi = 100 kPa

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.18 dan tahanan gesek menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$Qs = \Sigma fs \times As \quad (3.18)$$

$$fs = \frac{1}{100} \times \sigma r \times N60 \quad (3.19)$$

dengan :

Qs = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

As = luas Selimut tiang (m^2)

N_{60} = nilai N_{SPT} perlapisan tanah

σr = tegangan refrensi = 100 kPa

b. Perhitungan Berdasarkan Uji Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang menggunakan Persamaan 3.20 hingga Persamaan 3.23 berikut.

$$Q_p = Ap \cdot q_p \quad (3.20)$$

$$qp = cu \times Nc^* + \sigma r' \times Nq^* + 0.5 \times \gamma \times B \times N\gamma^* \quad (3.21)$$

Untuk tanah non kohesif menggunakan Persmaan 3.22

$$qp = \sigma r' \times Nq^* \leq 50 \times Nq^* \times tan\phi \times Ap \quad (3.22)$$

Untuk tanah kohesif menggunakan Persamaan 3.23

$$qp = cu \times Nc^* \quad (3.23)$$

dengan :

Qp = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

qp = tahanan ujung per satuan luas (kN/m^2)

Ap = luas penampang ujung tiang (m^2)

σr' = tegangan efektif (kN/m^2)

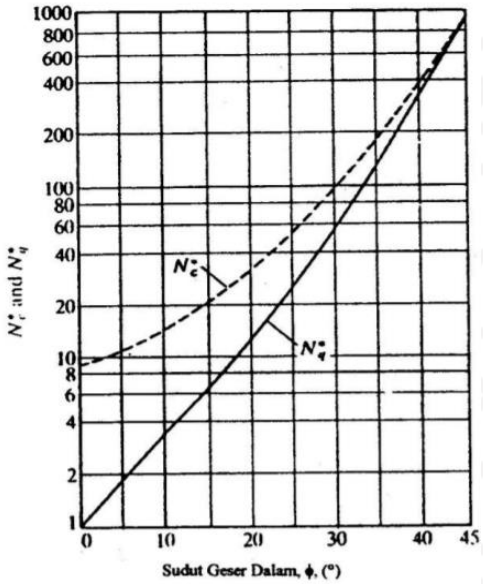
cu = *undrained shear strength* (kN/m^2)

Nq*&Nc* = faktor kuat dukung

Nγ* = faktor kuat dukung

Φ = sudut geser dalam (°)

Untuk menentukan faktor daya dukung ujung (Nq*) dapat dilihat pada Gambar 3.1 Berikut.



Gambar 3.2 Faktor Daya Dukung Ujung Nc* dan Nq*

Sumber : *Meyerhorff* (1976)

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Kapasitas dukung selimut pada tiang dapat ditentukan dengan Persamaan 3.24 berikut ini.

$$Q_s = \Sigma(A_s \times f_s) \quad (3.24)$$

$$A_s = p \times \Delta L \quad (3.25)$$

dengan :

As = luas selimut tiang (m^2)

ΔL = panjang segmen tiang (m)

fs = gesekan selimut satuan (kN/m^2)

Berikut merupakan persamaan yang digunakan pada tanah non kohesif untuk menentukan gesekan selimut dapat dilihat pada Persamaan 3.26 berikut.

$$fs = K \times \sigma r' \times tan\delta \quad (3.26)$$

dengan :

K = koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang ditinjau

σ_r' = tegangan vertikal efektif tanah (overbunden) (kN/m^2)

ϕ = sudut gesek dalam (°)

δ = sudut gesek antara tiang dengan tanah

Nilai K dan δ tergantung pada netode pelaksanaan yang digunakan. Nilai δ untuk tiang bor biasanya dihubungkan dengan sudut gesek dalam tanah (ϕ). *Meyerhorff* (1976) menganggap δ = 0,75 ϕ sebagai patokan dipergunakannya nilai δ. Untuk penentuan nilai K dapat dilihat pada Tabel 3.3 berikut.

Tabel 3.3 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor

Metode Pelaksanaan	K
Pelaksanaan kering dengan gangguan dinding lubar bor kecil,pengecoran cepat	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja baik	1
Pelaksanaan dengan cairan – cara kerja buruk	0,67
Dengan pipa selubung dibawah air	0,83

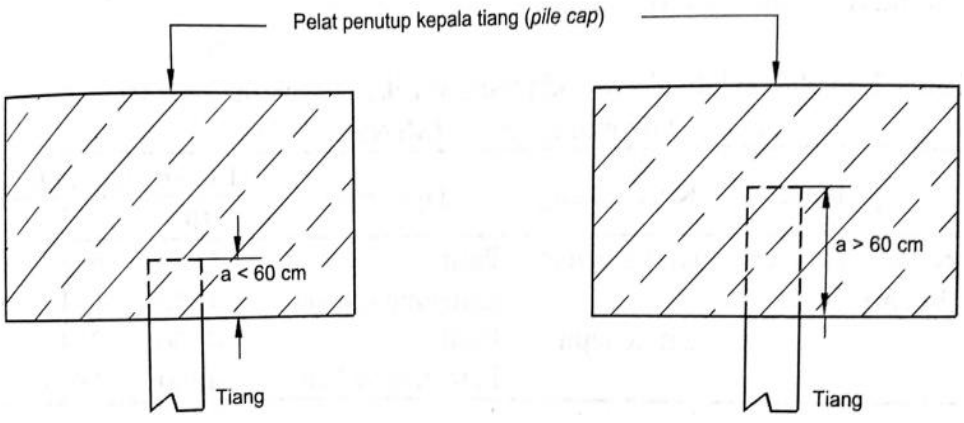
(Sumber : Kulhawy, 1991)

3.4.2 Daya Dukung Lateral

Beban lateral merupakan beban yang berasal dari arah horizontal. Beban arah horizontal sendiri berasal dari beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain sebagainya. Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada kekauan atau tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup tiang, sifat gaya – gaya dan besar defleksi. Dalam analisis gaya lateral, tiang – tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat memngaruhi kekakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang – tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu:

1. tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. tiang ujung bebas (*free end pile*)

Dalam buku (Hardiyatmo,2018) menurut McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit (*fixed end pile*) sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm (24 in.) Dengan demikian, untuk tiang – tiang yang bagian atasnya tidak terjepit ke dalam pelat penutup kepala tiang tetapi kurang dari 60 cm, termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). Tipe – tipe pada tiang dapat dilihat pada Gambar 3.2 Berikut ini .



(a) Tiang ujung bebas (b) Tiang ujung jepit

Gambar 3.3 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956)
(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Perhitungan daya dukung lateral,dalam penelitian ini menggunakan metode-metode sebagai berikut.

1. Metode Broms

   Untuk tiang dalam tanah granuler (c = 0), Broms (1964) dalam Hardiyatmo,2018 menyatakan sebagai berikut.

   a. Tekanan tanah aktif yang bekerja dibelakang tiang, diabaikan.
   b. Distribusi tekanan tanah pasif sepanjang tiang bagian depan sama dengan 3 kali tekanan tanah pasif Rankine.
   c. Bentuk penampang tiang tidak berpengaruh terhadap tekanan tanah ultimit atau tahanan lateral ultimit.
   d. Tahanan tanah lateral sepenuhnya termobilisasi pada gerakan tiang yang diperhitungkan.

   Berikut untuk perhitungan beban lateral yang terjadi pada pondasi tiang.

a. Menentukan kriteria jenis tiang panjang atau pendek

   Menentukan kriteria pada jenis tanah berpasir (granuler) akibat beban lateral dapat diuraikan pada Persamaan 3.27 berikut ini.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{nh}} \qquad (3.27)$$

   dengan :

   T = faktor kekakuan

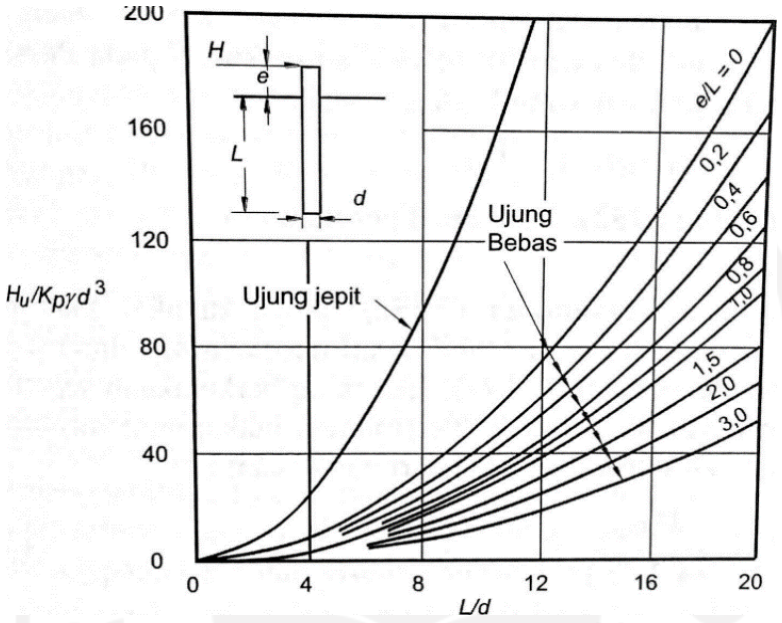
   Ep = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

   Ip = momen Inersia Tiang (m^4)

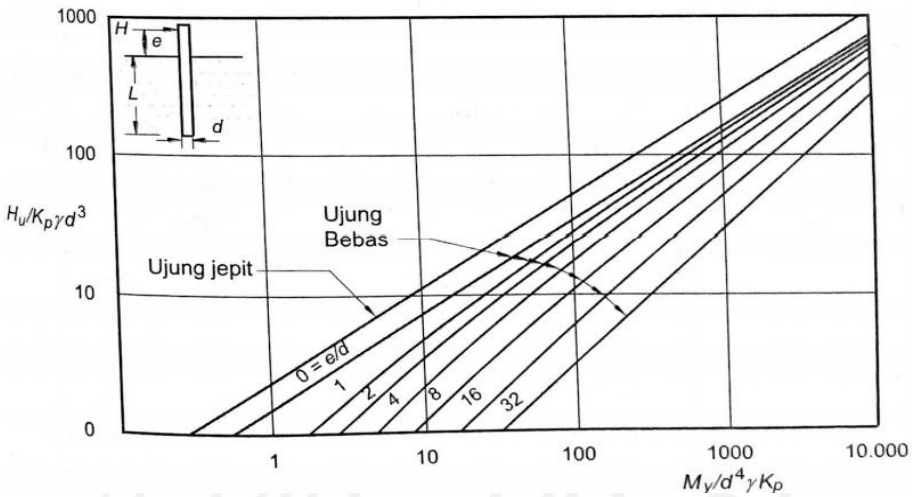
   nh = koefisien variasi modulus (kN/m^3)

   Kriteria jenis tiang ditentukan berdasarkan syarat. Bila, nilai L > 2T maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang pendek (kaku) dan bila, nilai L > 4T maka dikategorikan tiang ujung jepit yang dianggap sebagai tiang panjang (tiang kaku). L merupakan nilai dari panjang pondasi .

Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



(a) Tiang ujung pendek



(b) Tiang ujung panjang

Gambar 3. 4 Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler (Broms,1964)

Sumber : Hardiyatmo (2018)

b. Daya dukung lateral maksimum pada tiang secara Analitis

Untuk tiang ujung jepit yang kaku,keruntuhan tiang akan berupa translasi,beban lateral ultimit dapat dinyatakan dalam Persamaan 3.28 berikut ini.

$$H_u = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma \, dL^2 \, K_p \quad (3.28)$$

Perhitungan Koefisien tekanan pasif menggunakan persamaan 3.29.

$$Kp = tan^2 \times (45 + \frac{\varphi}{2}) \quad (3.29)$$

dengan :

H_u = beban lateral ultimit (kN)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

d = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m),

Momen maksimum yang mampu ditahan tiang (ultimate bending moment)

$$M_{max} = \gamma_{sat} \times d \times L^3 \times K_p \quad (3.30)$$

dengan :

γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m),

Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

Jika $M_{mak} > M_y$,maka keruntuhan tiang dapat diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.4b. Serta memperhatikan keseimbangan horizontal tiang pada Gambar 3.4c diperoleh menggunakan Persamaan 3.31 berikut ini.

$$F = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma \, dL^3 K_p - H_u \quad (3.31)$$

dengan :

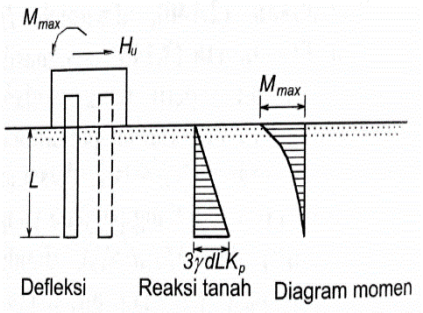
γ = Berat volume tanah (kN/m^3)

d = Diameter tiang (m)

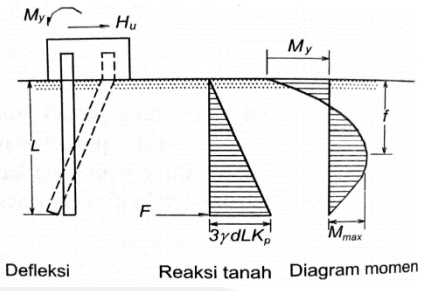
L = Panjang tiang (m),

Kp = Koefisien tekanan tanah pasif

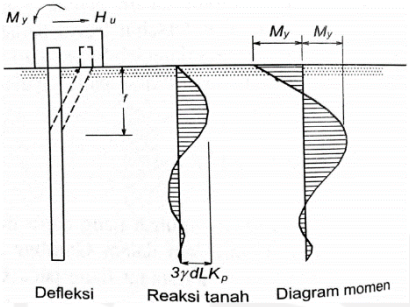
Hu = Beban Lateral Ultimit (kN)



(a) Tiang pendek



(b) Tiang sedang



(c) Tiang Panjang

Gambar 3. 5 Tiang ujung jepit dalam tanah granuler (Broms,1964)
(a) Tiang pendek (b) Tiang sedang (c) Tiang Panjang

Sumber : Hardiyatmo (2018)

Momen yang dapat diambil pada kepala tiang (pada permukaan tanah), dan dengan mensubstitusikan F pada Persamaan 3.32, dengan diperoleh (untuk $M_{maks} > M_y$) pada Persamaan 3.31 berikut ini.

$$M_y = (\frac{1}{2})(\gamma\, dL^3 K_p - H_u L) \qquad (3.32)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai daya dukung lateral maksimum pada tiang menggunakan Persamaan 3.34 berikut ini.

$$f = 0{,}82\sqrt{\frac{Hu}{d \times Kp \times \gamma_{sat}}} \qquad (3.33)$$

$$Hu = \frac{2 \times My}{e + \frac{2f}{3}} \qquad (3.34)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai daya dukung lateral izin menggunakan Persamaan 3.35 berikut ini.

$$Hizin = \frac{Hu}{SF} \quad (3.35)$$

dengan :

Hizin = daya dukung lateral izin tiang

Hu = daya dukung ultimit tiang

SF = faktor keamanan

c. Daya dukung lateral pada tiang secara grafik

Perhitungan daya dukung lateral pada tiang menggunakan grafik pada Gambar 3.4 dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.36 berikut ini.

$$Hu = \frac{M_y}{d^4 \gamma_{sat} \times Kp} \quad (3.36)$$

Nilai dari hasil persamaan 3.36 tahanan ultimit tersebut dapat diplot pada Gambar 3.4

2. Metode Reese dan Matlock (1956)

Pada tiang dengan kepala terjepit,harga slope di kepala tiang adalah nol, dapat dilihat pada Persamaan 3.38 berikut ini.

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{H \cdot T^2}{EI} + B_s \frac{M \cdot T}{EI} \quad (3.38)$$

Koefisien pondasi tiang pada tanah granuler dapat dilihat pada Tabel 3.4 Berikut ini.

Tabel 3. 4 Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler

Z	A_x	A_Θ	A_m	A_v	$A_{p'}$	B_x	B_Θ	B_m	B_v	$B_{p'}$
0	2.435	-1.623	0	1	0	1.623	-1.75	1	0	0
0.1	2.273	-1.618	0.1	0.989	-0.227	1.453	-1.65	1	-0.007	-0.145
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422	1.293	-1.55	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586	1.143	-1.45	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.84	-0.718	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897	0.752	-1.156	0.96	-0.181	-0.451
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973	0.54	0.968	0.914	-0.27	-0.432
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962	0.364	-0.792	0.852	-0.35	-0.364
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268

Lanjutan Tabel 3.4 Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler

Z	A_x	A_Θ	A_m	A_v	$A_{p'}$	B_x	B_Θ	B_m	B_v	$B_{p'}$
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609	0.029	-0.354	0.594	-0.476	-0.047
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445	-0.03	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.28	-0.07	-0.155	0.404	-0.456	0.14
3	-0.075	-0.04	0.225	-0.349	0.226	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4	-0.05	0.052	0	-0.106	0.201	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5	-0.009	0.025	-0.033	-0.015	0.046	0	-0.011	-0.026	0.029	-0.002

(Sumber : Broms, 1964)

Dengan mengambil harga As dan Bs dari Tabel 3.5 maka untuk x = 0 dapat dilihat pada Persamaan 3.39 berikut ini.

$$\frac{M}{H \cdot T} = -\frac{A_s}{B_s} = -\frac{1.623}{1.75} = 0.93 \quad (3.39)$$

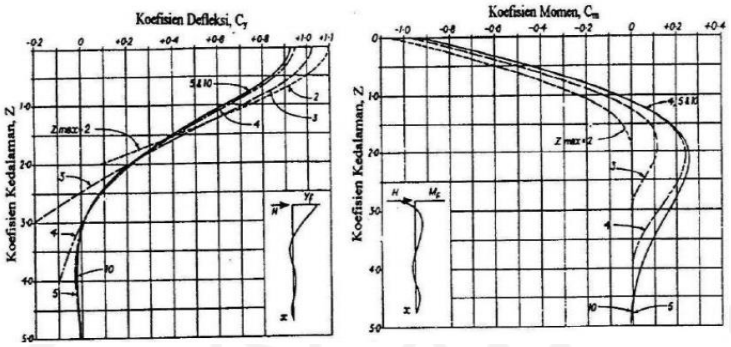
Perhitungan momen dapat dilihat pada persamaan 3.40 berikut ini.

$$y_x = C_y \cdot \frac{H \cdot T^3}{EI} \quad (3.40)$$

Perhitungan momen dapat dilihat pada persamaan 3.41 berikut ini.

$$M_x = C_m \cdot H \cdot T \quad (3.41)$$

Koefisien Cy dan Cm pondasi tiang dapat dilihat pada Gambar 3.5 berikut ini.



Gambar 3. 6 Grafik Koefisien Cy dan Cm Pondasi Tiang
(Sumber : Broms, 1964)

3.4.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Beberapa hal yang perlu diperhatikan untuk menganalisis kapasitas dukung tiang kelompok.

1. Jumlah tiang

Menentukan jumlah tiang yang akan digunakan didsarkan oleh beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung izin tiang pada Persamaan 3.42 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{izin}} \tag{3.42}$$

dengan :

P = beban yang bekerja

Qijin = kapasitas dukung ijin tunggal

2. Efisiensi Tiang

Formula disarankan oleh Converse-Labarre untuk menghitung efisiensi pada tiang dapat menggunakan Persamaan 3.43 Berikut ini.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m+(m-1)n}{90 \cdot m \cdot n} \tag{3.43}$$

dengan :

m = jumlah tiang per baris

n = jumlah tiang per kolom

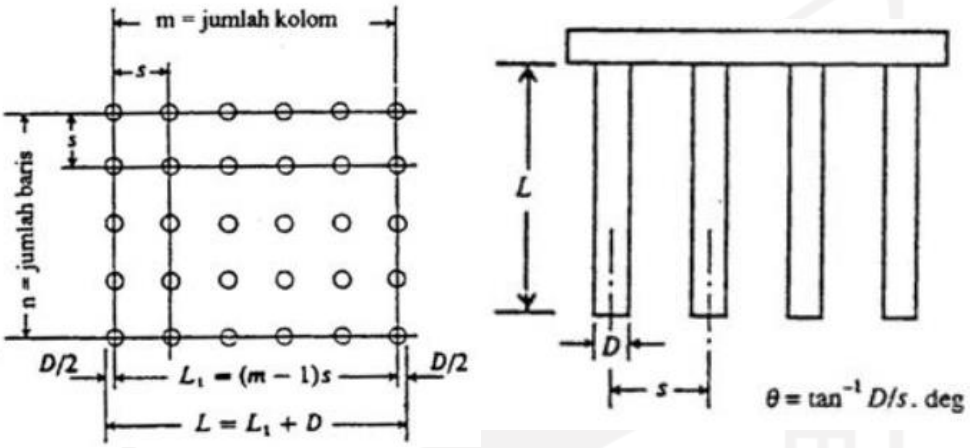
θ = arc tg d/s (°)

s = jarak antar tiang (m)

d = diameter atau sisi tiang (m)

Hasil pengujian pada tanah non kohesif yang disampaikan Brown,dkk (2010), nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak antar tiang 2,5D – 3D (Paulus,2016).

Dibawah ini merupakan gambar efisiensi tiang kelompok dapat dilihat pada gambar 3.7 Berikut ini.



Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.44 berikut ini.

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g \quad (3.44)$$

dengan :

Qg = beban maksimum kelompok tiang (kN)

n = jumlah tiang dalam kelompok

Qa = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

Eg = efisiensi kelompok tiang

3.5 Penurunan pada Pondasi Tiang Bor

Penurunan yang terjadi pada pondasi tiang bor disebabkan karena lapisan tanah yang dibebani mengalami regangan. Regangan terjadi karena adanya perubahan pada susunan tanah ataupun pengurangan pada rongga pori atau air yang ada didalam tanah tersebut. Bila pondasi terletak pada tanah granuler seperti pasir

dan kerikil,penurunan yang terjadi adalah berupa penurunan segera. Penurunan pondasi yang terletak pada tanah-tanah lanau dan pasir,sebagian disebabkan oleh deformasi tanah dasar pondasi ke arah lateral (Hardiyatmo,2018).

Penyebab terjadinya penurunan pada pondasi tiang dapat diketahui dari hal berikut.

1. Terjadinya gangguan pada saat proses pemancangan pada tiang.
2. Ketidakpastian mengenai distribusi dari posisi pengalihan beban (*load transfer)* dari tiang ke lapisan tanah.

3.5.1 Penurunan pada tiang tunggal

Penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dapat diperoleh menggunakan metode semi empiris atau metode empiris, berikut metode yang digunakan.

1. Metode Empiris

   Penurunan menggunakan metode semi empiris dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.45 berikut.

   $$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \qquad (3.45)$$

   dengan :

   S = penurunan total di kepala tiang (m)

   D = diameter tiang (m)

   Q = beban kerja (kN)

   Ap = luas penampang tiang (m^2)

   L = panjang tiang (m)

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

3.5.2 Penurunan pada tiang kelompok (Vesic,1977)

Perhitungan pada tiang kelompok dapat dihitung berdasarkan Persamaan 3.46 berikut ini.

$$S_g = S\sqrt{\frac{B_g}{D}} \qquad (3.46)$$

dengan :

S_g = penurunan elastis tiang kelompok (m)

B_g = lebar tiang kelompok (m)

D = diamter satu tiang dalam kelompok (m)

S = penurunan elastis tiang tunggal (m)

3.6 Defleksi pada Pondasi Tiang Bor

Defleksi adalah proses lendutan yang terjadi karena adanya gaya vertikal yang bekerja pada batang material. Tiang yang mengalamai nilai defleksi lateral yang besar akan membahayakan stabilitas jangka panjang yang didukungnya. Untuk mendapatkan nilai defleksi lateral pada tanah granuler (pasir,c=0) dapat digunakan Metode Broms (1964) . Bangunan gedung, jembatan dan struktur – struktur diizinkan untuk menahan beban lateral berkisar 6 mm – 18 mm.

Tabel 3.5 Nilai – nilai nh untuk tanah granuler (c = 0)

Kerapatan relatif *(Dr)*	Tak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100 – 300	300 – 1000	1000 - 2000
Nilai A dipakai	200	600	1500
Nh,pasir kering atau lembab (Terzaghi) (kN/m^3)	2425	7275	19400
Nh,pasir terendam air (Terzaghi) (kN/m^3)	1386	4850	11779
Nh,pasir terendam air (Reese dkk) (kN/m^3)	5300	16300	34000

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Defleksi tiang panjang ujung jepit diuraikan pada Persamaan 3.45 berikut ini.

$$Yo = \frac{0{,}93 \cdot Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}}(Ep \cdot Ip)^{\frac{2}{5}}} \qquad (3.45)$$

dengan :

yo = defleksi tiang akibat beban lateral (mm)

nh = koefisien variasi modulus terzaghi (kN/m^3) (tabel 3.8)

Ep = modulus elastis pondasi (kN/cm^2)

Ip = momen inersia tampang pondasi (cm^4)

H = beban lateral izin pada defleksi toleransi (kN)

3.7 Pembebanan

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui seberapa besar beban yang diteruskan terhadap struktur bawah atau pondasi. Beban atau gaya yang diteruskan ke pondasi dapat diperhitungkan menggunakan program SAP 2000. Analisis pembebanan struktur menggunakan peraturan yang paling umum dipakai untuk melengkapi perhitungan pada beban struktur bangunan yaitu.

a. Peraturan Beban Gravitasi untuk Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Struktur Gedung dan Non Gedung menggunakan SNI 03-1726-2012.
b. Peraturan Untuk Desain pada Struktur untuk Bangunan Gedung menggunakan SNI 03-2847-2013.

Beban – beban yang diperhitungkan pada penelitian ini berupa.

3.7.1 Beban Mati

Beban mati adalah beban yang memiliki besar yang konstan yang berada pada posisi yang sama dan melekat secara permanen yang mencakup semua unsur tambahan yang terdapat dalam bangunan tersebut.

3.7.2 Beban Hidup

Beban hidup adalah beban tidak tetap karena adanya pergerakan yang disebabkan oleh pengguna dan penghuni suatu gedung.

3.7.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban statik ekuivalen yang bekerja pada gedung yang dipengaruhi oleh gerakan tanah akibat gempa bumi. Beberapa tahap dalam menganalisis distrubusi beban gempa pada struktur bangunan yang harus dilakukan sebagai berikut.

1. Perioda Struktur Bangunan (T)

   Perioda struktur bangunan merupakan penentuan untuk mengetahui besarnya beban gemppa yang akan diaplikasi dalam perancangan struktur. Perioda struktur bagunan dapat ditentukan sebagai berikut .

a. Perioda (Ta)

Periode fundamental dengan pendekatan *Ct* dan *x* berdasarkan SNI-03-1726-2012 dapat dilihat pada Tabel 3.6.

Tabel 3.6 Nilai parameter perioda pendekatan *Ct* dan *x*

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

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726 – 2012))

b. Perioda *Computed* (Tc)

Perioda computed dianalisis menggunakan aplikasi SAP2000 sebagai perbandingan nilai perioda (T) fundamental dengan beberapa syarat :

1) jika *Tc > Cu Ta* gunakan *T = Cu TA*
2) jika *Ta < Cu Ta* gunakan *T = Tc, dan*
3) jika *Tc < Ta* gunakan *T = Ta*

Perioda fundamental pendekatan koefisien untuk batas atas (Cu) pada perioda yang dihitung dapat dilihat pada Tabel 3.7 berikut.

Tabel 3.7 Koefisien untuk batas atas pada pedioda yang dihitung

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

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012))

2. Faktor keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Tabel 3. 8 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - Fasilitas pertanian, perkebunan, perternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik	II
Gedung dan non gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo Gedung dan non gedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi Gedung dan non gedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.	III

Lanjutan Tabel 3.8 Kategori Resiko Bangunan Gedung dan Non Gedung

Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
Gedung dan non gedung yang ditunjukkan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - 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, 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 non gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726 – 2012))

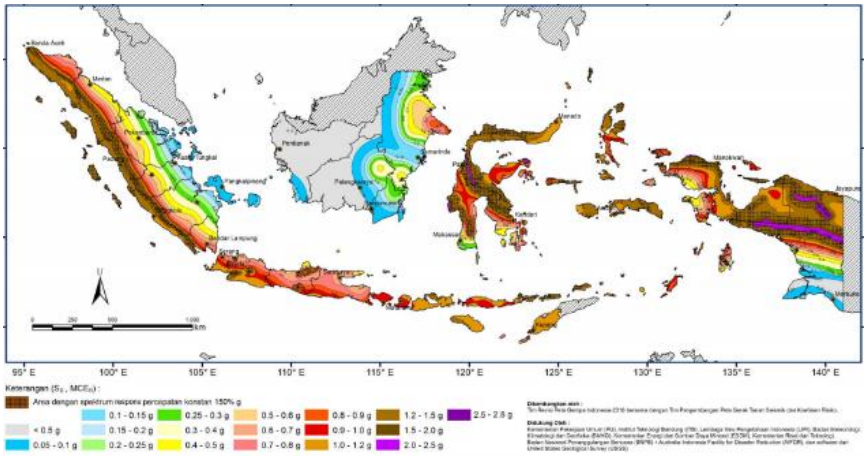
Tabel 3. 9 Faktor Keutamaan (I) untuk berbagai kategori bangunan

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

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726 – 2012))

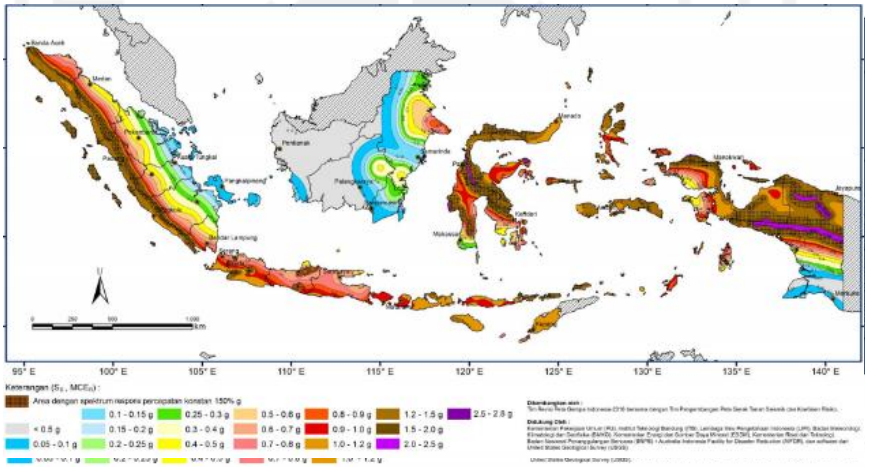
3. Nilai Respon Spektrum (C)

   Parameter percepatan terpetakan berupa percepatan batuan dasar pada perioda pendek (ss) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S1) untuk memperoleh nilai *respon spectrum* gempa dapat dilihat pada Gambar 3.8 dan Gambar 3.9 berikut.



Gambar 3. 8 Peta Wilayan Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (Ss)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726 – 2012))



Gambar 3. 9Peta Wilayan Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 detik (S1)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726 – 2012))

4. Beban Geser Nominal

   Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung,nilai beban geser nominal menggunakan Persamaan 3.46 sebagai berikut.

   $$V = Cs \times Wt \qquad (3.46)$$

5. Kontrol Gaya Geser Dasar (*Base Shear)*

   Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu Vd > 0,85 Vs, maka pengaruh gempa rencana sepanjang tinggi struktur Gedung terhadap gaya

geser tingkat nominal harus dika;ikan dengan faktor skala menggunakan Persamaan 3.47 berikut ini.

Faktor skala = $\frac{0{,}85 \times Vs}{Vd} \geq 1$ (3.47)

BAB IV
METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara dalam menganalisis dan memecahkan suatu masalah dengan menggunakan metode ilmiah. Pada penelitian ini dilakukan suatu penelitian terhadap data sekunder berupa hasil pengujian tanah yang telah dilakukan oleh pihak proyek. Analisis yang dilakukan pada tugas akhir ini adalah melakukan analisis pembebanan pada gedung menggunakan program SAP 2000 untuk mengetahui kapasitas dukung aksial tiang bor dengan metode Reese & O'Neil, Meyerhorf, dan kapasitas dukung lateral dengan metode Broms, Reese dan Matlock serta menghitung nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi tiang bor.

4.2 Pengumpulan Data

Penelitian ini memperoleh data dari proyek pembangunan gedung APSLC Universitas Gajah Mada Yogyakarta. Adapun data yang akan digunakan sebagai penelitian adalah sebagai berikut.

1. DED (*Detail Engineering Design*) gedung APSLC Universitas Gadjah Mada.
2. Data penyelidikan tanah hasil pengujian laboratorium.
3. Data penyelidikan tanah *standard penetration test.*

Untuk melihat denah lokasi objek penelitian yang akan dilakukan dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut ini



Gambar 4.1 Lokasi Proyek
(sumber : google maps)

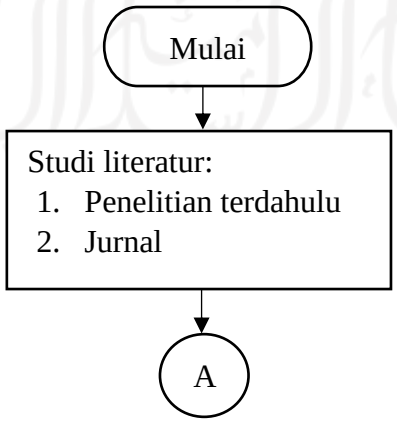
4.3 Tahapan Penelitian

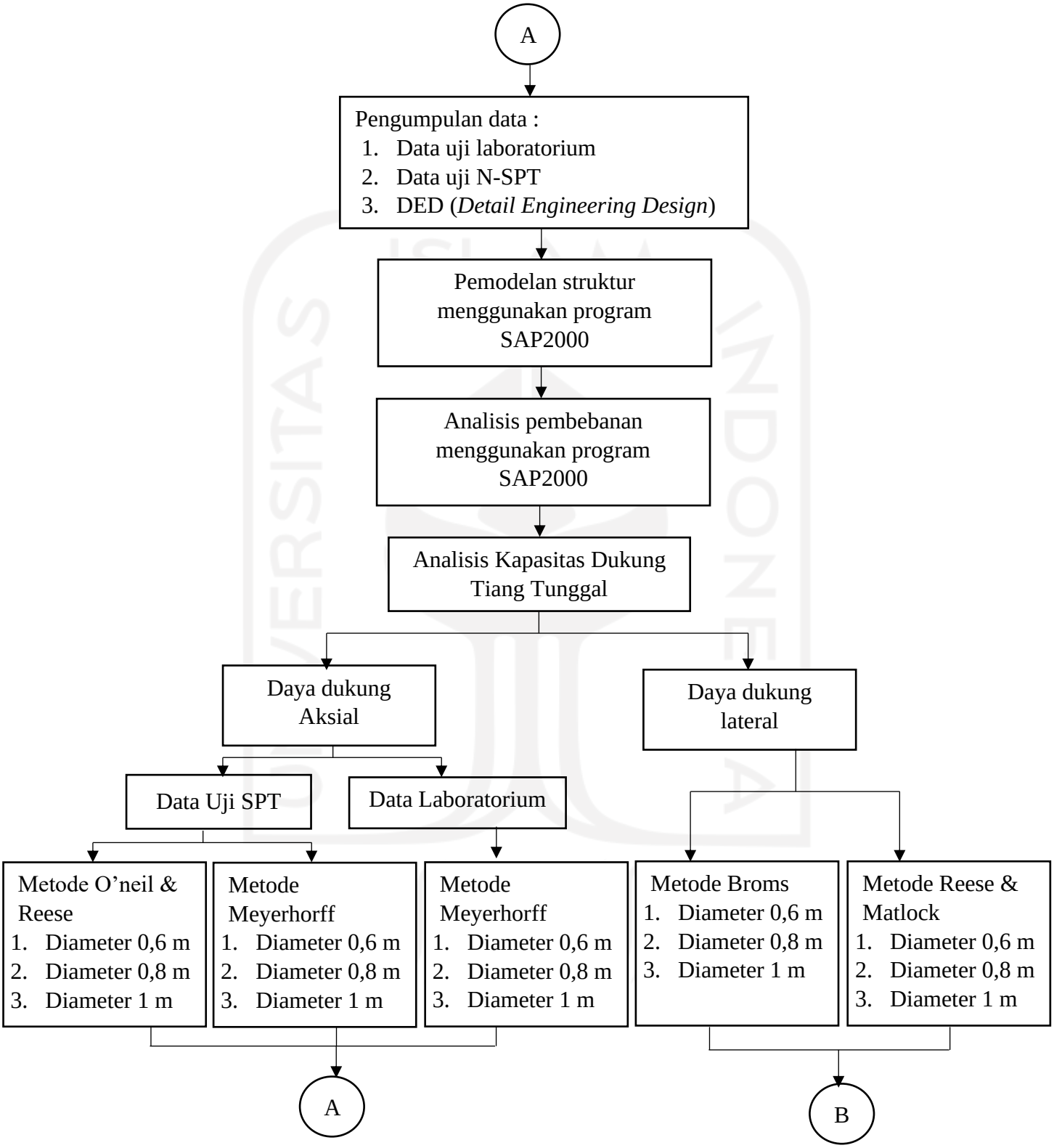
Dalam penelitian ini terdapat tahapan untuk memperoleh hasil yang diinginkan,adapun tahapan yang digunakan pada penelitian ini adalah sebagai berikut.

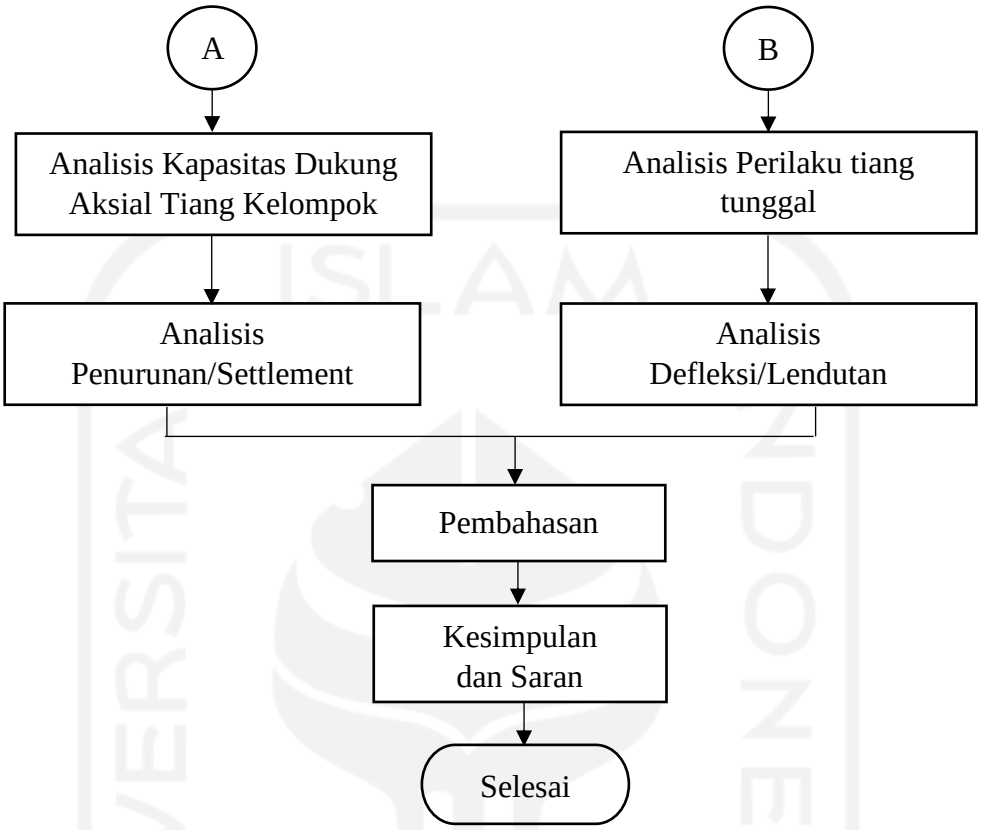
1. Mempelajari studi literatur dan jurnal sebagai informasi dan acuan penelitian.
2. Pengumpulan data sekunder berupa data penyelidikan tanah dan DED (*Detail Engineering Design*).
3. Pemodelan struktur untuk menganalisis beban pada gedung menggunakan program SAP 2000.
4. Perhitungan kapasitas dukung aksial dan lateral dengan perbandingan beberapa metode manual.
5. Pemilihan dan pembahasan metode yang memungkinan sebagai hasil yang layak digunakan sebagai perencanaan.
6. Perhitungan nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada pondasi dengan metode manual.
7. Pembahasan dari hasil analisis dan menarik kesimpulan dari hasil perbandingan perhitungan.

4.4 Bagan Alir Penelitian

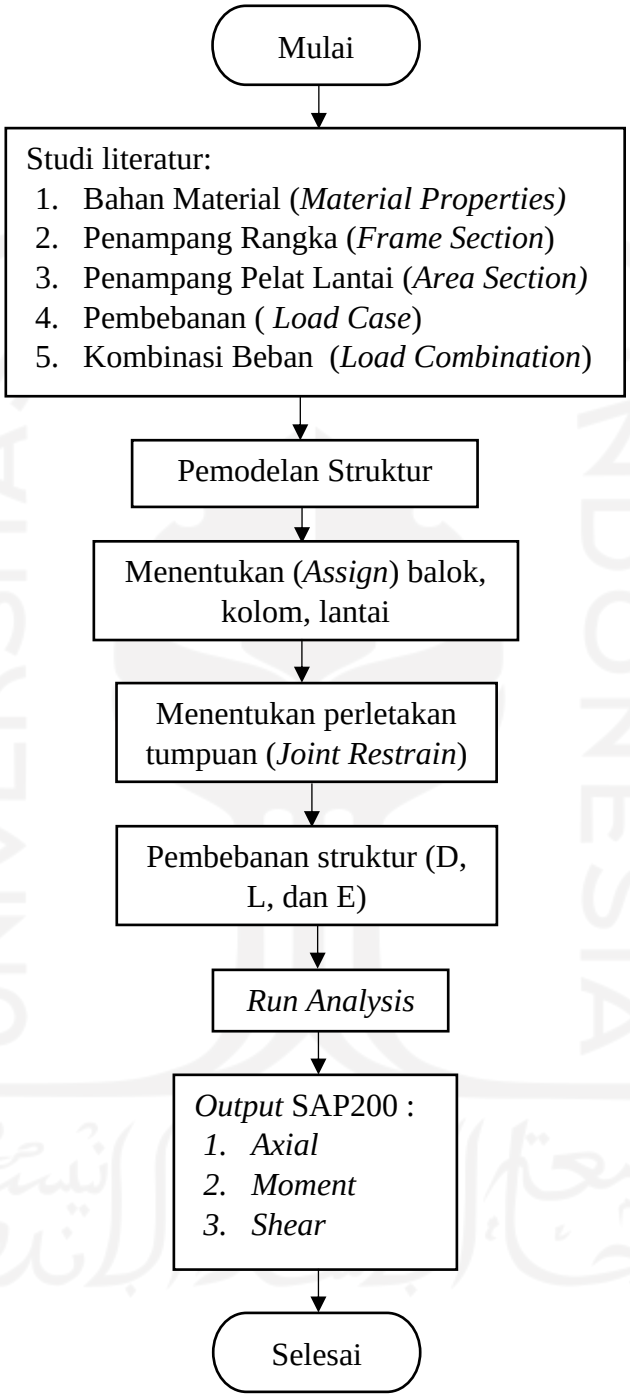
Adapun bagan alir untuk menunjukkan langkah-langkah dalam proses penelitian pada penelitian ini dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan Gambar 4.3 berikut.




A
Pengumpulan data :
1. Data uji laboratorium
2. Data uji N-SPT
3. DED (*Detail Engineering Design*)
Pemodelan struktur menggunakan program SAP2000
Analisis pembebanan menggunakan program SAP2000
Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal
Daya dukung Aksial
Daya dukung lateral
Data Uji SPT
Data Laboratorium
Metode O'neil & Reese
1. Diameter 0,6 m
2. Diameter 0,8 m
3. Diameter 1 m
Metode Meyerhorff
1. Diameter 0,6 m
2. Diameter 0,8 m
3. Diameter 1 m
Metode Meyerhorff
1. Diameter 0,6 m
2. Diameter 0,8 m
3. Diameter 1 m
Metode Broms
1. Diameter 0,6 m
2. Diameter 0,8 m
3. Diameter 1 m
Metode Reese & Matlock
1. Diameter 0,6 m
2. Diameter 0,8 m
3. Diameter 1 m
A
B



Gambar 4.2 Bagan Alir Penelitian



Gambar 4.3 Bagan Alir SAP2000

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Proyek

Pada penelitian ini digunakan berupa data sekunder yang diperoleh dari Proyek Paket 4 Pembangunan APSLC Universitas Gadjah Mada. Pembangunan gedung ini dimanfaatkan sebagai sarana dan prasarana mengembangkan ilmu bagi mahasiswa farmasi Universitas Gadjah Mada. Data yang diperoleh dari proyek ini berupa gambar rencana dan paramater tanah pengujian N-SPT dan laboratorium.

5.1.1 Data Umum Proyek

Adapaun data proyek gedung Paket 4 Universitas Gadjah Mada sebagai berikut.

1. Nama Proyek : Paket 4 Pembangunan APSLC, DLC, TILC , dan FRC Universitas Gadjah Mada
2. Pemilik Proyek : Universitas Gadjah Mada
3. Kontraktor : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk
4. Perencana : PT. Bita Enarcon Engineering
5. Konsultan Pengawas : PT. Bita Enarcon Engineering
6. Lokasi Proyek : Jl. Sekip Utara,Senolowo,Sinduadi, Kec. Melati, Kabupaten Sleman,DIY
7. Kons. Bag. Atas : Atap Baja
8. Kons. bag Bawah : Pondasi Bor Pile ∅ 80
9. Biaya Proyek : Rp. 236.214.335.000,-
10. Waktu Penyelesaian : 20 November 2019 – 16 Desember 2020

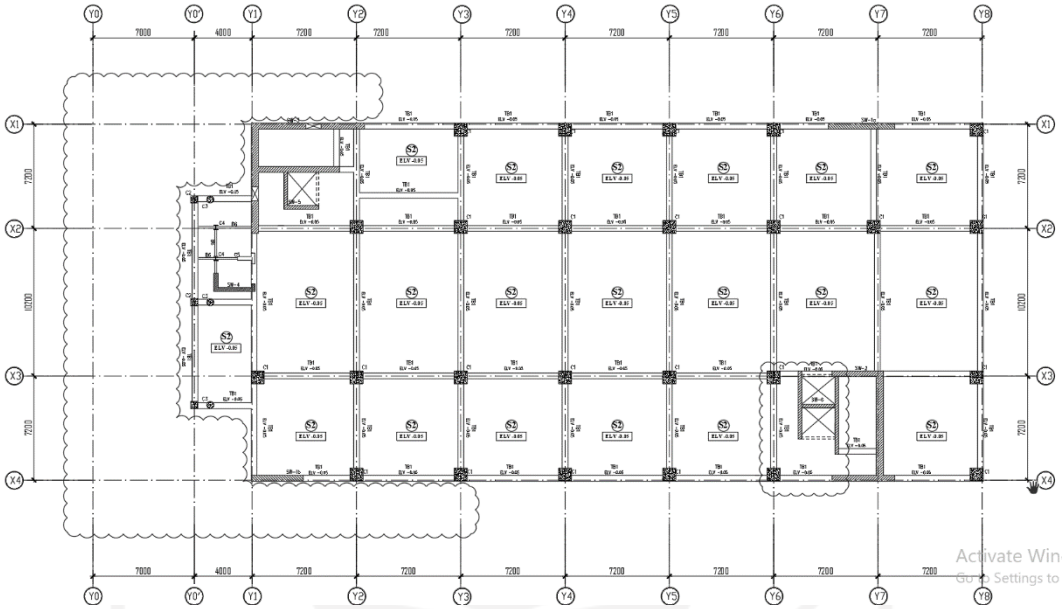
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan gedung APSLC Universitas Gadjah Mada, yakni sebagai berikut.

1. Mutu beton (f'c) sebesar 30 Mpa.
2. Mutu baja (fy) sebesar 420 Mpa.

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi gedung APSLC UGM dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Denah Konstruksi Gedung APSLC UGM
(Sumber : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)

5.1.4 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa struktur beton bertulang dan struktur bawah berupa bored pile. Penelitian ini penulis akan menganalisis kapasitas dukung yang terdapat pada fondasi bangunan APSLC universitas Gadjah Mada.

Struktur atas adalah struktur yang berada tegak lurus diatas fondasi atau diatas muka tanah. Struktur bagian atas pada proyek ini terdiri dari kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

   Kolom adalah komponen struktur bangunan yang berdiri tegak vertikal sebagai pemikul beban dari balok. Pembangunan gedung APSLC Universitas Gadjah Mada menggunakan kolom beton bertulang dengan mutu f'c = 30 Mpa.

2. Balok

Balok adalah adalah komponen struktur penguat bangunan horizontal yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Pembangunan gedung APSLC Universitas Gadjah Mada menggunakan balok dengan mutu f'c = 30 Mpa.

3. Pelat

   Pelat adalah struktur bangunan dengan bidang elemen yang berfungsi sebagai pendukung beban secara vertikal dan sisi-sisinya didukung oleh balok. Pembangunan gedung APSLC Universitas Gadjah Mada menggunakan pelat dengan mutu f'c = 30 Mpa.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur bagian atas meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa,yang kemudian dianalisis menggunakan program SAP 2000.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

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

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahnan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SNI 1727-2013 tentang Pedoman Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

Dalam perhitungan pembebanan digunakan dua jenis kombinasi pembebanan yaitu kondisi beban tetap dan kondisi beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan berupa.

1. *Comb* 1 = 1,4 D
2. *Comb* 2 = 1,2 D + 1,6 L
3. *Comb* 3 = $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})$ D + 1,0 L + 1,3 Rsx + 0,39 Rsy
4. *Comb* 4 = $(1{,}2 + 0{,}2\ S_{DS})$ D + 1,0 L + 1,3 Rsx - 0,39 Rsy

5. *Comb* 5 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 Rsx + 0,39 Rsy
6. *Comb* 6 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 Rsx - 0,39 Rsy
7. *Comb* 7 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0.39 Rsx + 1,3 Rsy
8. *Comb* 8 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0.39 Rsx – 1,3 Rsy
9. *Comb* 9 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0.39 Rsx + 1,3 Rsy
10. *Comb* 10 = (1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0.39 Rsx – 1,3 Rsy
11. *Comb* 11 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D + 1,3 Rsx + 0,39 Rsy
12. *Comb* 12 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D + 1,3 Rsx - 0,39 Rsy
13. *Comb* 13 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D - 1,3 Rsx + 0,39 Rsy
14. *Comb* 14 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D - 1,3 Rsx - 0,39 Rsy
15. *Comb* 15 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D + 0,39 Rsx + 1,3 Rsy
16. *Comb* 16 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D + 0,39 Rsx – 1,3 Rsy
17. *Comb* 17 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D – 0,39 Rsx + 1,3 Rsy
18. *Comb* 18 = (0,9 – 0,2 S_{DS}) D – 0,39 Rsx – 1,3 Rsy

dengan :

D = beban mati

L = beban hidup

Ex = beban gempa arah x

Ey = beban gempa arah y

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung yang harus diperhitungkan berupa beban mati,beban hidup, dan beban gempa sebagai berikut.

1. Beban Mati

   Untuk menentukan beban pada suatu gedung,maka diperlukan fungsi dari gedung tersebut. Pembebanan terhadap beban mati sebagai berikut.

   a. Lantai

      Analisis beban mati pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.2 Berikut ini.

Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai

Komponen	Berat Volume	Satuan	Beban	Satuan
Tegel (Keramik)	24	kg/m^3	0,23544	kN/m^2
Lapis Spesi	21	kg/m^3	0,20601	kN/m^2
Lapis Pasir	0	kg/m^3	0	kN/m^2
Plat Lantai	288	kg/m^3	2,82528	kN/m^2
Plafond	20	kg/m^3	0,1962	kN/m^2
Qd Lantai			3,46293	kN/m^2

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 Berikut ini.

Tabel 5.2 Analisis Mati pada Atap

Komponen	Berat Volume	Satuan	Beban	Satuan
Lapisan Waterproof	5	kg/m^3	0,04905	kN/m^2
Lapis Spesi	21	kg/m^3	0,20601	kN/m^2
Lapis Pasir	0	kg/m^3	0	kN/m^2
Pelat	240	kg/m^3	2,3544	kN/m^2
Plafond	20	kg/m^3	0,1962	kN/m^2
Qd Lantai			2,80566	kN/m^2

c. Dinding

Dinding ½ batu = 2,5 kN/m^2

2. Beban hidup

Beban hidup disesuaikan dengan fungsi ruangan untuk gedung pendidikan adalah koridor sebesar 4,79 kN/m^2 ,ruangan kelas sebesar 1,92 kN/m^2 dan atap sebesar 0,98 kN/m^2.

3. Beban gempa

Pembangunan gedung Paket 4 Pembangunan APSLC Universitas Gadjah Mada terletak pada provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang difungsikan sebagai gedung perkuliahan dengan tipe tanah termasuk tipe tanah keras.

a. Perioda Struktur Bangunan (T)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung.

1) Perioda (Ta)

Berdasarkan tipe struktur bangunan,gedung APSLC termasuk dalam tipe rangka beton pemikul momen dan memiliki tinggi bangunan sebesar 36,5 m ,perioda getar struktur memiliki persamaan sebagai berikut.

$T = 0{,}0466 \times H^{0,9}$

$= 0{,}0466 \times 36{,}5^{0,9}$

$= 1{,}187$ detik

2) Perioda *Computed* (Tc)

Perioda ini didapatkan dari aplikasi SAP 2000

Modal Periods And Frequencies

File View Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted | Modal Periods And Frequencies

	OutputCase Text	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	3.164789	0.31598	1.9853	3.9416
	MODAL	Mode	2	2.825764	0.35389	2.2235	4.9441
	MODAL	Mode	3	0.94449	1.0588	6.6525	44.255
	MODAL	Mode	4	0.842452	1.187	7.4582	55.625
	MODAL	Mode	5	0.838964	1.1919	7.4892	56.088
	MODAL	Mode	6	0.727139	1.3753	8.641	74.666

Record: 1 of 50 Add Tables... Done

Gambar 5.2 Hasil Output Nilai Tc dari SAP2000

3) Perioda (T)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 perioda fundamental koefisien untuk batas atas pada perioda dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut ini.

Tabel 5.3 Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung

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

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI (1726-2012))

Perioda ini dihitung berdasarkan persamaan berikut ini.

$T = Cu \times Ta$

$= 1{,}4 \times 1{,}187$

$= 1{,}662$ detik

dengan persyaratan berikut ini.

a) Jika *Tc > Cu Ta* gunakan *T = Cu TA*
b) Jika *Ta < Cu Ta* gunakan *T = Tc, dan*
c) Jika *Tc < Ta* gunakan *T = Ta*

Karena hasil *Tc > Cu Ta* maka T yang digunakan untuk perhitungan spektrum respon adalah 1,662 detik

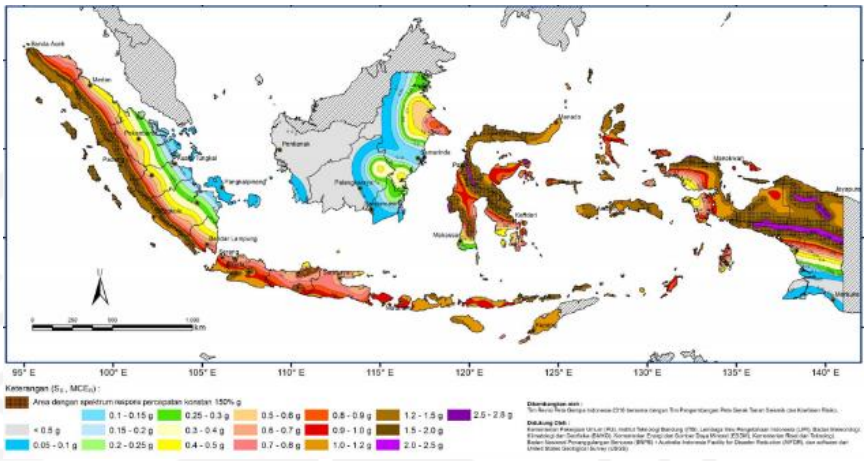
b. Faktor Keamanan (I) dan Kategori Resiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung bagian 4.1.2, kategori resiko struktur bangunan untuk gedung perkuliahan berada pada kategori resiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

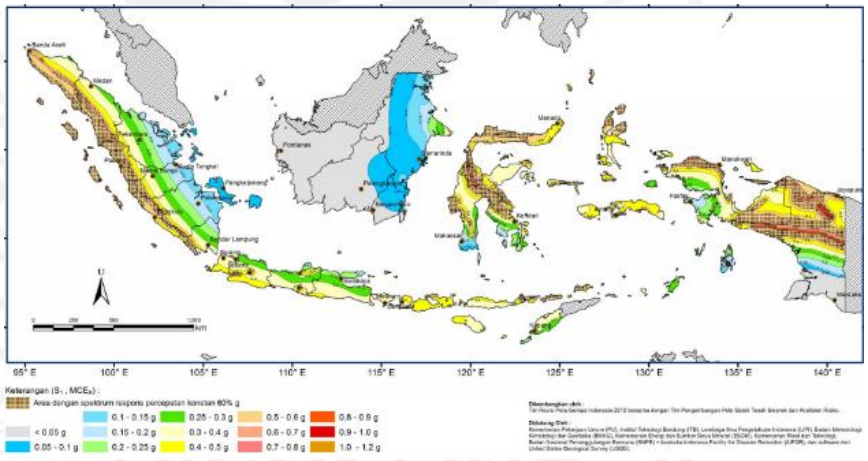
c. Nilai Respon Spektrum Gempa (C)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung, agar diperoleh nilai respon spektrum gempa,maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan,meliput percepaan batuan dasar pada periode (S_s) dan percepatan batuan dasar pada

periode 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 5. Dan Gambar 5. Berikut ini.



Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)
(Sumber : Badan Stadarisasi Nasional SNI 03-1726-2012)



Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda 1 Detik (S_1)
(Sumber : Badan Stadarisasi Nasional SNI 03-1726-2012)

Untuk data Fa, Fv, Ss dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2012 dalam pasal berikut ini.

1) Koefisien situs untuk perioda pendek pada perioda 0,2 detik (Fa) dapat dilihat pada pasal 6.2.

2) Koefisien situs untuk perioda panjang (Fv) dapat dilihat pada pasal 6.2.
3) Parameter percepatan respon sprectal MCE dari peta gempang pda perioda pendek, redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.
4) Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal-pasal diatas diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.4 hingga Tabel 5.6 Dan gambar kurva respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.5.

Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	2
F_a	1
S_{MS}	2
S_1	0,6
F_v	1,3
S_{M1}	0,780

Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

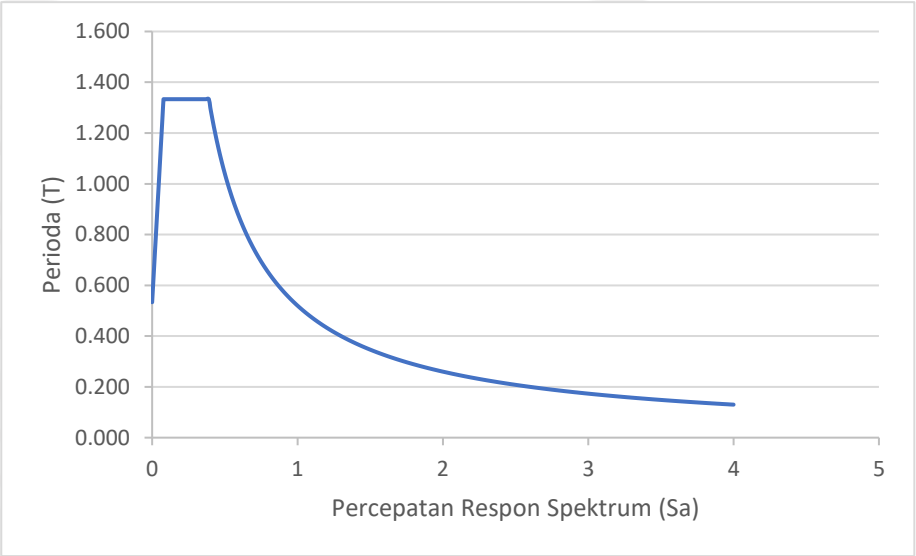
Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{ds}	1,333
S_{d1}	0,520

Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{rs}	1
C_{r1}	0,95

Lanjutan Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
S_{Dsr}	1,333
S_{D1r}	0,494



Gambar 5.5 Hasil Respon Spektrum

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 Peraturan beban gravitasi untuk tata cara perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung,nilai beban geser nominal sebagai berikut.

$V = Cs \times Wt$

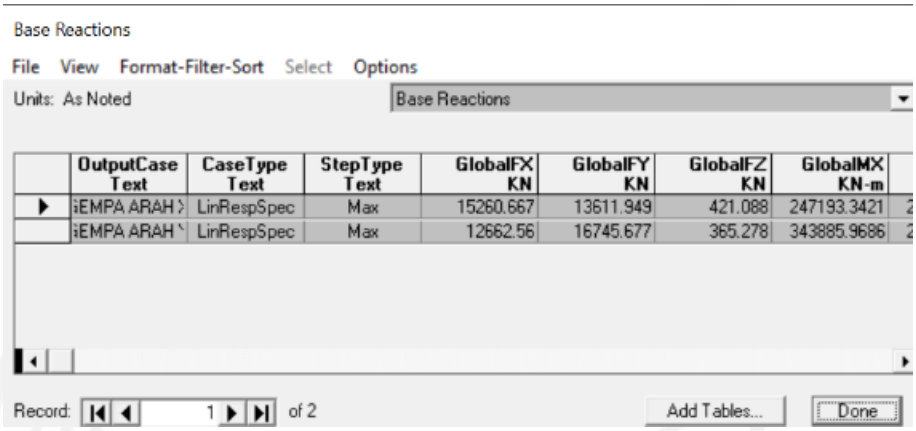
$V = 0{,}139 \times 104.299{,}859$

$= 14.469{,}047$ kN

e. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

Nilai akhir respon dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu Vd > 0,85 Vs.

Pengecekan gaya geser dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Tabel 5.7 berikut ini.



Gambar 5.6 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000

Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekivalen

	RSx	Rsy
Dinamik (kN)	15260,667	16745,677
Simbol	>	>
Statik (kN) (0,85.Vs)	12298,68976	12298,68976
Keterangan	OK	OK

f. Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang beerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal didapatkan dari persamaan berikut ini.

$$Fi = \frac{wi \times hi^k}{\Sigma wi \times hi^k} \times V$$

dengan :

Fi = gaya horizontal tingkat ke-i

Wi= berat lantai ke-i

Hi = tinggi lantai ke-i

V = gaya geser

K = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

untuk struktur dengan nilai T ≤ 0,5 dt, k = 1

untuk struktur dengan nilai T ≥ 0,5 dt, k = 2

untuk struktur dengan nilai 0,5 < T < 2,5 dt, k ditentukaan dengan interpolasi

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

Tabel 5.8 Gaya Horizontal Gempa Ekivalen Statik

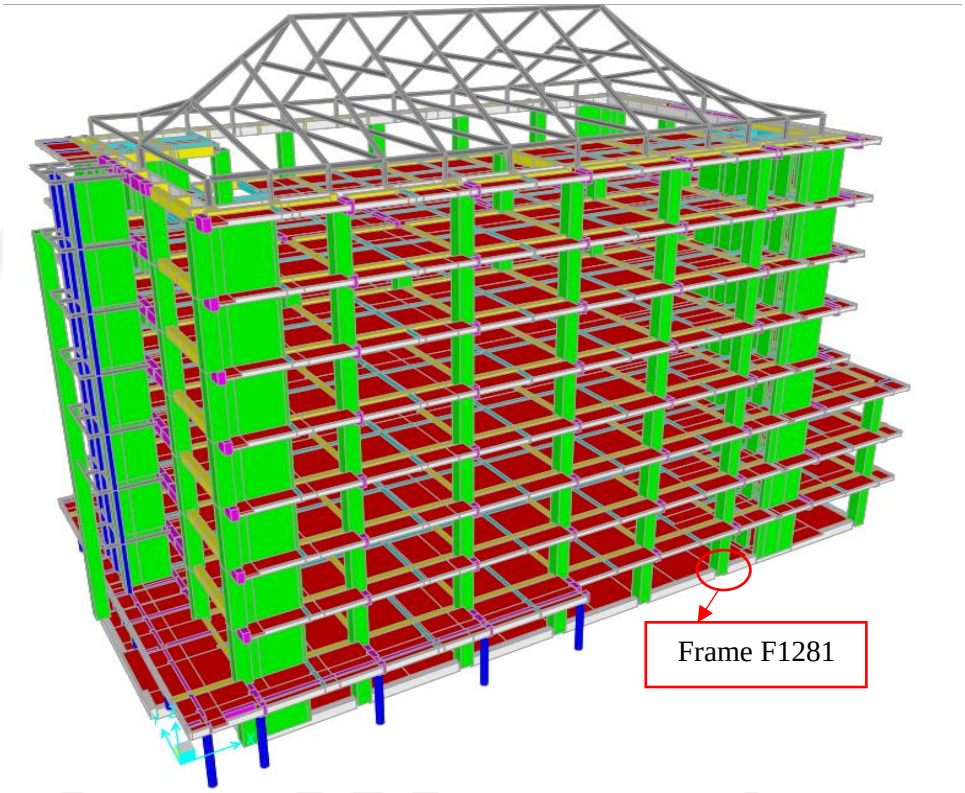
Lantai	Tinggi,H (m)	Berat,Wi (ton)	H^k	Wi x H^k	$\frac{Wi \times H^k}{\sum Wi\, x\, H^k}$	Fi= $\left(\frac{Wi \times H^k}{Wi\, x\, H^k}\right) x\, V$
Atap	36,5	3692,209	295,00212	1089209,47	0.105420	1525.321
8	32	11189,946	239,60070	2681118,85	0.259493	3754.619
7	27,5	11714,826	188,55484	2208887,14	0.213788	3093.309
6	23	11714,826	142,15180	1665283,54	0.161175	2332.051
5	18,5	11714,826	100,75551	1180333,3	0.114239	1652.930
4	14	13003,23	64,850171	843261,692	0.081615	1180.897
3	9,5	13561,062	35,130227	476403,188	0.046109	667.152
2	5	14734,049	12,735032	187638,586	0.018161	262.768
1	0	12974,885	0	0	0	0
Σ		104299,859		10332135,76	1	14469.047

5.3 *Input* dan *Output* Program SAP 2000

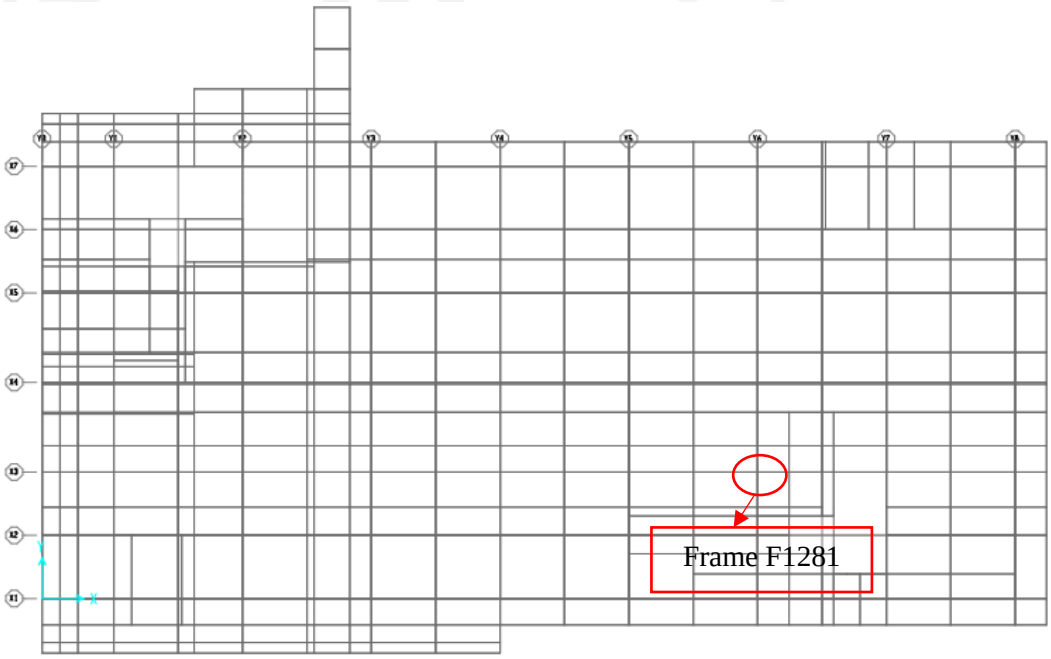
Program SAP 2000 digunakan sebagai analisis perhitungan gedung bertingkat dalam bentuk 3 dimensi dengan perhitungan awal beban tetap dan beban gempa. Prosedur dalam menginput data program SAP 2000 adalah sebagai berikut.

1. Pengidentifikasian *joint, frame, restraint,* dan *constraint.*
2. Pengidentifikasian karakteristik *material* dan *frame section.*
3. Pengidentifikasian beban (*load),* berupa beban mati (D), beban hidup (L).beban gempa (E), beban kombinasi (*load combination*).
4. Menjalankan program analisis (*run analisys*).

Pemodelan program SAP2000 struktur gedung APSLC UGM secara tiga dimensi (3D) dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8



Gambar 5.7 Portal 3D Arah X



Gambar 5.8 Portal 3D Arah Y

Analisis struktur dilakukan dengan program SAP2000 dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak mengalami pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai 1-8 dalam analisis ini didapatkan beban mati untuk lantai 1-8 sebesar 3,46293 kN/m^2 dan untuk pelat atap sebesar 2,80566 kN/m^2 dan beban pelat atap sebesar 0,98 kN/m^2.

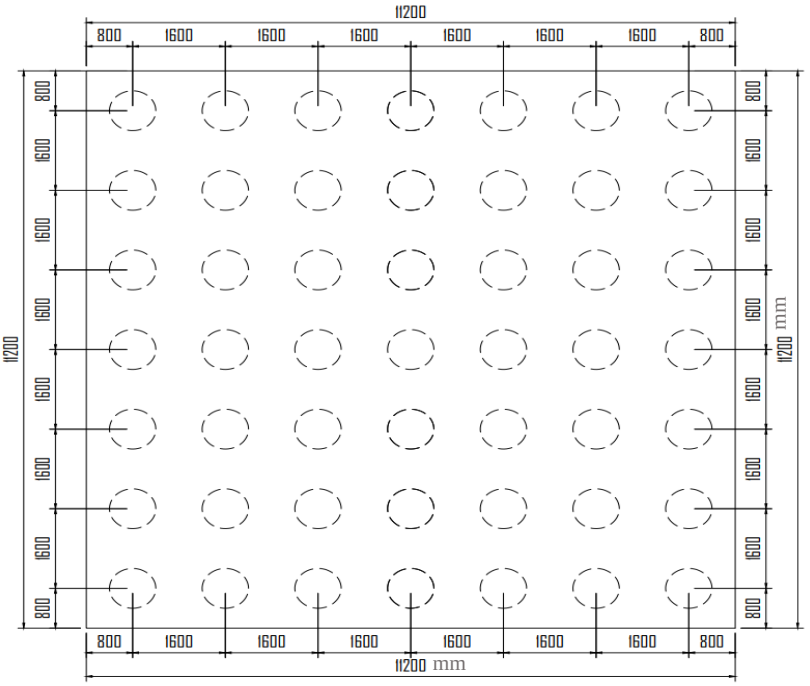
Beban gempa dihitung berdasarkan berat dan ketinggian masing-masing lantai dan kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan dengan dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai maka beban gempa tiap portalnya baik arah melintang maupun arah memanjang akan semakin besar nilainya.

Dari hasil *output* SAP 2000 menghasillkan gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban pada *frame* 1281.

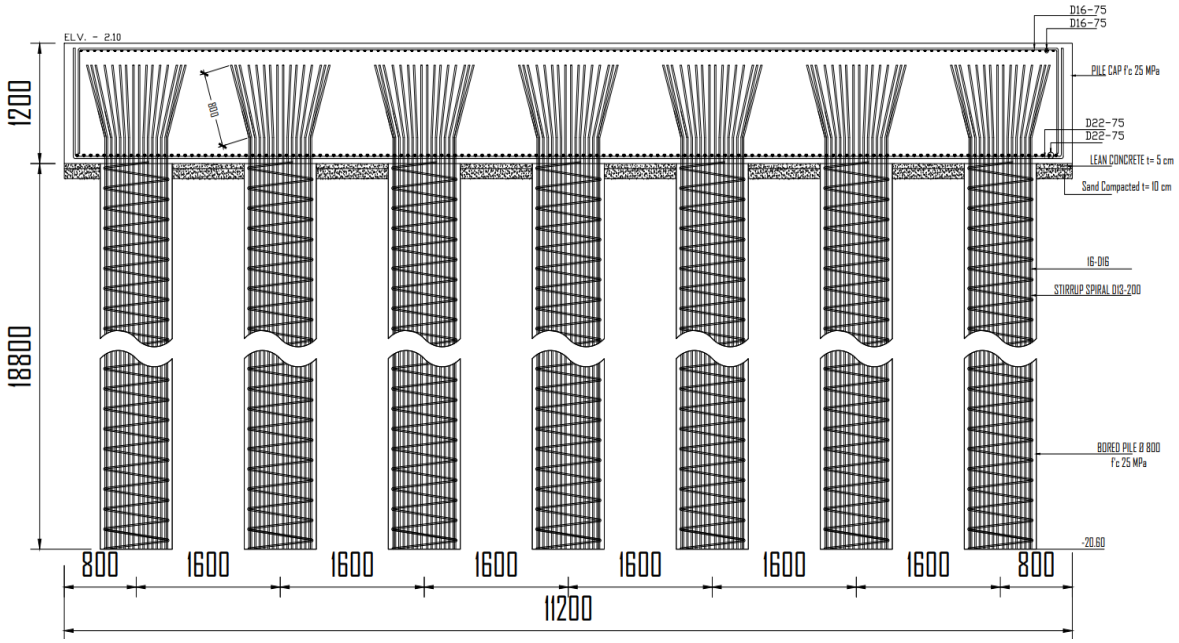
Beban Aksial (P) = 9353,429 kN
Gaya Geser (V) = 282,482 kN
Momen (Mx) = 657,99 kNm
Momen (My) = 990,8269 kNm

Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang dijadikan sebagai beban rencana pada analisis pondasi tiang bor. Hasil *output* dari analisis program SAP 2000 dapat dilihat pada Lampiran 4.

Setelah didapatkan hasil gaya maksimum pada SAP 2000,melakukan pengecekan pada DED struktur dan memplot titik pondasi yang akan ditinjau. Pada DED struktur pondasi tipe F-B yang akan digunakan sebagai analisis daya dukung pondasi,tipe pondasi F-B dapat dilihat pada Gambar 5.9 dan Gambar 5.10 .



Gambar 5.9 Tampak Atas Pondasi Tipe F-B



Gambar 5.10 Potongan Melintang Pondasi Tipe F-B

5.4 Data Karakteristik Tanah

Telah dilakukan penyelidikan tanah berdasarkan penyelidikan tanah di lapangan dan pengujian *sample* tanah di laboratorium. Adapun penyelidikan tanah dilapangan dengan menggunakan metode *Standart Penetration Test* (SPT) pada titik BH-05 dan hasil pengujian *sample* tanah dilaboratorium dapat dilihat pada Tabel 5.9 dan Gambar 5.11

Tabel 5.9 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH – 05

Depth (m)	Index Properties Titik BH-05								Direct Shear Test	
	w (%)	G	γd (kN/m^3)	γm (kN/m^3)	e	n	Sr	% Passing sieve No.200	C (kg/cm^2)	ϕ (°)
0-10	20.59	2.78	15,289	18,443	0,79	44,04	72,88	0	0,23	34,22
10-20	11.97	2.79	17,785	19,914	0,54	34,95	62,07	4,84	0	36,87

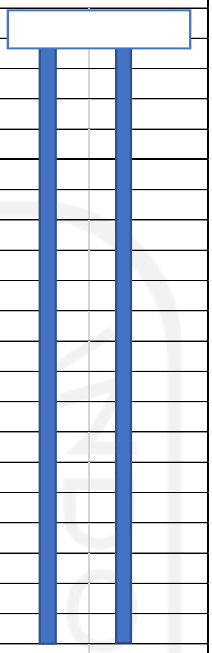
(Sumber : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)

Berikut merupakan nilai N’ koreksi terhadap cara pengujian dan regangan overburden yang diperoleh dari uji N-SPT,dapat dilihat pada Tabel 5.10

Tabel 5.10 Nilai N’(koreksi) di Titik BH – 05

Kedalaman m	Nilai N	Em	C_B	C_S	C_R	N'
2 - 2.50	60	0.6	1	1	0.75	45
4 - 4.50	60	0.6	1	1	0.85	51
6.0 - 6.50	60	0.6	1	1	0.95	57
8.0 - 8.50	60	0.6	1	1	0.95	57
10.0 - 10.50	33	0.6	1	1	1	33
12.0 - 12.50	42	0.6	1	1	1	42
14.0 - 14.50	56	0.6	1	1	1	56
16.0 - 16.50	36	0.6	1	1	1	36
18.0 - 18.50	16	0.6	1	1	1	16
20.0 - 20.50	60	0.6	1	1	1	60
22.0 - 22.50	60	0.6	1	1	1	60
24.0 - 24.50	60	0.6	1	1	1	60
26.0 - 26.50	60	0.6	1	1	1	60
28.0 - 28.50	60	0.6	1	1	1	60
30.0 - 30.50	60	0.6	1	1	1	60

(Sumber : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)

Depth (m)	Deskripsi Tanah	NV	kedalaman (m)	Sketsa kedalaman pondasi tiang
1	clayey sand		1	
2	sand	>60	4	
3				
4		>60		
5				
6	sand	>60	5	
7				
8		>60		
9				
10		>60		
11	sand		6.5	
12		42		
13				
14		56		
15				
16		>60		
16.5				
17	sand		3.5	
18		16		
19				
20		>60		
21	sand		10.5	
22		>60		
23				
24		>60		
25				
26		>60		
27				
28		>60		
29				
30		>60		
30.5				

Gambar 5.11 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Titik BH-05
(Sumber : PT. Pembangunan Perumahan (Persero) Tbk)

Perhitungan parameter tiap lapisan dapat dilihat sebagai berikut :

1. Lapisan -1,20 m s/d -10,00 m (*sand*)

   Berat Volume Kering (γd) = 15,288885 kN/m^3

   Berat Volume Basah (γm) = 18,4428 kN/m^3

   w = 20,59 %

   G = 2,78

   e = 0,79

   γsat = 19,565196 kN/m^3

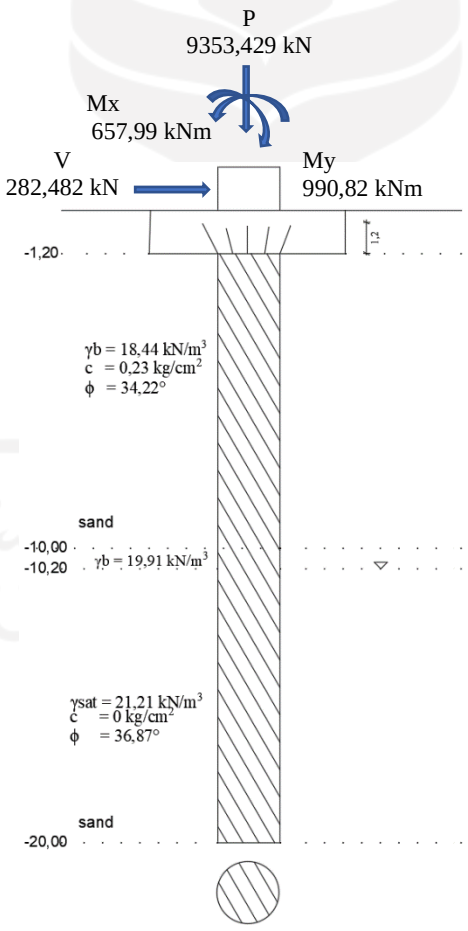
   φ = 34,22°

2. Lapisan -10,00 m s/d – 20,00 m (sand)

Berat Volume Kering (γd)	= 17,784549 kN/m^3
Berat Volume Basah (γm)	= 19,9143 kN/m^3
w	= 11,97 %
G	= 2,79
e	= 0,54
γsat	= 21,212532 kN/m^3
φ	= 36,87°

5.5 Pemodelan Pondasi *Bored Pile*

Analisis pondasi bored pile memperoleh nilai beban aksial, geser dan momen dari hasil program SAP2000. Desain pondasi bored pile dapat dilihat pada Gambar 5.12 Berikut.



Gambar 5.12 Pemodelan Struktur Beban pada Pondasi *Bored Pile*

5.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor

5.6.1 Daya Dukung Aksial

1. Metode Reese & O'Neil (1989)

Perhitungan dilakukan berdasarkan pemodelan tanah berlapis yang dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan dihitung menggunakan metode Reese & O'Neil .

a. Tahanan Ujung Ultimit

Perhitungan tahanan ujung ultimit dapat dihitung menggunakan persamaan 3.3.

1) Luas Dasar Tiang (Ab)

d = 0,8

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

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

Ab= 0,502655 m^2

2) Tahanan ujung neto per satuan luas

σr = 100 KPa

N_{60} = 60

$fb = 0{,}6 \times 100 \times 60$

$fb = 3600$ kN/m^2

3) Tahanan Ujung Ultimit

$Qb = Ab \times fb$

$Qb = 0{,}502655 \times 3600$

$Qb = 1809{,}5574$ kN

b. Tahanan Gesek Ultimit

Perhitungan tahanan gesek ultimit dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.6

1) Luas Selimut Tiang

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

h1 = 8,8

As = $\pi \times d \times h1$

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

As = 22,116812 m^2

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

h2 = 9 m

As = $\pi \times d \times (h2 - h1)$

As = $\pi \times 0{,}8 \times (9 - 8{,}8)$

As = 0,502655 m^2

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

h3 = 18,8 m

As = $\pi \times d \times (h3 - h2)$

As = $\pi \times 0{,}8 \times (18{,}8 - 9)$

As = 24,630086 m^2

2) Tekanan *Overburden* di Tengah Lapisan Tanah

Perhitungan tekanan *overburden* dihitung menggunakan Persamaan 3.8

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

h1 = 8,8 m

γm = 18,4428 kN/m^3

$p'_{1,2\text{-}10} = h1 \times \gamma m$

$p'_{1,2\text{-}10} = 8{,}8 \times 18{,}4428$

$p'_{1,2\text{-}10} = 162{,}29664$ kN/m^2

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

h2 = 10,2 m

γm = 19,9143 kN/m^3

$p'_{1,2\text{-}10} = (h2 - h1) \times \gamma m + p'_{1,2-10}$

$p'_{1,2\text{-}10} = (9 - 8{,}8) \times 18{,}4428 + 162{,}29664$

$p'_{10\text{-}10,2}$ = 166,2795 kN/m^2

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

h3 = 18,8 m

γsat = 21,212532 kN/m^3

γw = 9,81 kN/m^3

$p'_{10,2\text{-}20} = (h3 - h2) \times (\gamma sat - \gamma w) + p'_{10-10,2}$

$p'_{10,2\text{-}20} = (18{,}8 - 9) \times (21{,}212532 - 9{,}81) + 166{,}2795$

$p'_{10,2\text{-}20}$ = 278,02432 kN/m^2

3) Tekanan overburden di tengah tanah rata-rata

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times (p'_{1,2-10})$$

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times (162,29664)$$

$$p'_{rata-rata} = 81,14832 \text{ kN/m}^2$$

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times \left(p'_{1,2-10}\right) + (p'_{10-10,2})$$

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times (162,29664 + 166,2795)$$

$$p'_{rata-rata} = 164,28807 \text{ kN/m}^2$$

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times \left(p'_{10-10,2}\right) + (p'_{10,2-20})$$

$$p'_{rata-rata} = \frac{1}{2} \times (166,2795 + 278,02432)$$

$$p'_{rata-rata} = 222,15191 \text{ kN/m}^2$$

Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Tekanan Overburden (P'o)

Kedalaman (m)	As (m^2)	Tekanan *overburden* efektif P'o (kN/m^2)	P'o rata-rata (kN/m^2)
8.8	22,1168	162,2966	81,1483
9	0,5027	166,2795	164,2881
18.8	24,6301	278,0243	222,1519

4) Koefisien β

Perhitungan koefisien β tiap lapisan karena nilai N_{60} > 15 maka menggunakan Persamaan 3.10b

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

$$z = 1,2 + \frac{10 - 1,2}{2}$$

$z = 5{,}6$ m

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{z}$

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{5{,}6}$

$\beta = 0{,}9202242$

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

$z = 10 + \frac{10{,}2 - 10}{2}$

$z = 10{,}1$ m

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{z}$

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{10{,}1}$

$\beta = 0{,}7213778$

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

$z = 10{,}2 + \frac{20 - 10{,}2}{2}$

$z = 15{,}1$ m

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{z}$

$\beta = 1{,}50 - 0{,}245\sqrt{15{,}1}$

$\beta = 0{,}5479614$

5) Tahanan gesek ultimit

Perhitungan tahanan gesek ultimit menggunakan Persamaan 3.6

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

$Qs = A_s \times \beta \times P'_{rata-rata}$

$Qs = 22{,}1168 \times 0{,}9202242 \times 81{,}14832$

$Qs = 1651{,}5651$ kN

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

$Qs = A_s \times \beta \times P'_{rata-rata}$

$Qs = 0{,}5027 \times 0{,}7214 \times 164{,}2881$

$Qs = 59{,}571518$ kN

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

$Qs = A_s \times \beta \times P'_{rata-rata}$

$Qs = 24{,}6301 \times 0{,}5480 \times 222{,}1519$

$Qs = 2998{,}2369$ kN

Tabel 5.12 Rekapitulasi Perhitungan Tahanan Gesek Ultimit

Interval Kedalaman	Z (m)	β	ΔQ_s
1,2 – 10	5,6	0,9202	1651,5651
10 – 10,2	10,1	0,7214	59,5715
10,2 – 20	15,1	0,5480	2998,2369
Qs			4709,3736

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor

1) Berat Efektif Tiang Bor

Perhitungan berat efektif tiang bor dapat dihitung menggunakan persamaan 3.14 dan perhitungan berat efektif tiang bor yang dipengaruhi adanya tinggi muka air menggunakan Persamaan 3.13

D = 0,8 m

Hw = 10,2 m

L = 18,8 m

γbeton = 24 kN/m^3

$$Wp = (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times L) \times \gamma beton$$

$$Wp = (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2 \times 18{,}8) \times 24$$

$$Wp = 226{,}7979 \text{ kN}$$

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times (L - Hw) \times \gamma beton$$

$$U = \frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2 \times (18{,}8 - 10{,}2) \times 24$$

$$U = 42{,}4070 \text{ kN}$$

$$Wp' = Wp - U$$

$$Wp' = 226{,}7979 - 42{,}4070$$

$$Wp' = 184{,}3909 \text{ kN}$$

2) Kapasitas dukung tiang bor

Perhitungan kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.12 dan nilai (SF = 2) karena tidak adanya pembesaran tiang.

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p'$$

$$Q_u = 1809{,}5574 + 4709{,}3736 - 184{,}3909$$

$$Q_u = 6334{,}5401$$

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

$$Q_{all} = \frac{6334{,}5401}{2}$$

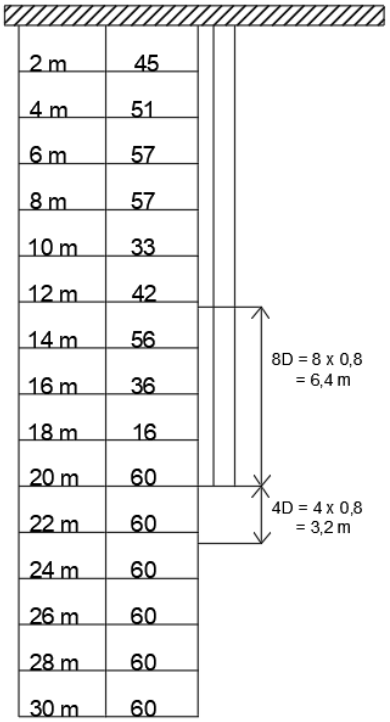
$$Q_{all} = 3167{,}27 \text{ kN}$$

Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Metode O'Neil & Reese berdasarkan Uji N-SPT

Diameter	60 cm	80 cm	100 cm
Qp (kN)	1017,876	1809,5574	2827,4334
Qs (kN)	3532,03	4709,3736	5886,7170
Qu (kN)	4446,19	6334,5401	8426,0396
Qall (kN)	2223,09	3167,4163	4213,0198

2. Metode Meyerhorf (1976)
   a. Perhitungan Berdasarkan Uji N-SPT
      1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

         Tiang berada pada kedalaman 20,0 m. Harga N_{SPT} yang diambil berdasarkan nilai rata-rata yang dihitung dari 8D diatas dasar tiang dan 4D dibawah dasar tiang. Ilustrasi perletakan N1 dan N2 pada tiang dengan diameter 0,8 m dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut ini.



Gambar 5.13 Letak N1 dan N2 pada tiang

Tabel 5.14 Nilai $N_{60(koreksi)}$ Rata-rata

Kedalaman (m)	N_{60}'(koreksi)	N_{60}'(rata-rata)
13,6	42	44,25
23,2	60	

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

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

Ap $= 0{,}5027$ m^2

fp $= 0{,}4 \times N'_{60} \times \left(\frac{L}{d}\right) \times \sigma r \leq 4 \times N'_{60} \times \sigma r$

fp $= 0{,}4 \times 44{,}25 \times \left(\frac{20}{0{,}8}\right) \times \sigma r \leq 4 \times 44{,}25 \times 100$

fp $= 44250 \leq 17700$

fp pakai $= 17700$ kN/m^2

Qp $= fp \times Ap$

Qp $= 8896{,}9904$ kN

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.18.

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

h = 8,8 m

N_{60} = 33

As = $\pi \times d \times h$

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

= 22,1168 m^2

fs = $\frac{1}{100} \times \sigma r \times N_{60}$

= $\frac{1}{100} \times 100 \times 33$

= 33 kN/m^2

Qs = $fs \times As$

= $33 \times 22{,}1168$

= 729,8548 kN

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20

h = 0,2 m

N_{60} = 33

As = $\pi \times d \times h$

= $\pi \times 0{,}8 \times 0{,}2$

= 0,5027 m^2

fs = $\frac{1}{100} \times \sigma r \times N_{60}$

= $\frac{1}{100} \times 100 \times 33$

= 33 kN/m^2

Qs = $fs \times As$

= $33 \times 0{,}5027$

= 16,5876 kN

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00

h = 9,8 m

N_{60} = 16

As $= \pi \times d \times h$

$= \pi \times 0{,}8 \times 9{,}8$

$= 24{,}6301$ m^2

fs $= \frac{1}{100} \times \sigma r \times N_{60}$

$= \frac{1}{100} \times 100 \times 16$

$= 16$ kN/m^2

Qs $= fs \times As$

$= 16 \times 24{,}6301$

$= 394{,}0814$ kN

d) Qstotal = Qs1 + Qs2 + Qs3

= 729,8548 + 16,5876 + 394,0814

= 1140,5238 kN

3) Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

Perhitungan kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.1.

Qu $= Qp + Qs$

$= 8896{,}9904 + 1140{,}5238$

= 10037,514 kN

4) Kapasitas Dukung Tiang Bor

SF = 2

Qall $= \frac{Qu}{SF}$

$= \frac{10037{,}514}{2}$

= 5018,7571 kN

Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji N-SPT

Diameter	60 cm	80 cm	100 cm
Qp (kN)	4599,292	8896,99	14137,2
Qs (kN)	855,3928	1140,524	1425,65

Lanjutan Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji N-SPT

Diameter	60 cm	80 cm	100 cm
Qu (kN)	5454,684	10037,51	15562,8
Qall (kN)	2727,342	5018,757	7781,41

b. Perhitungan Berdasrkan Uji Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Φ = 36,87°

Nq* = 175 (dari Gambar 3.2)

σr' = $\Sigma\gamma \times h$

= $(8{,}8 \times 18{,}4428) + (0.2 \times 19{,}99143) + (9{,}8 \times (21{,}2125 - 9{,}81))$

= 278,024 kN/m^2

qp = $\sigma r' \times Nq^* \leq 50 \times Nq^* \times tan\phi$

= $278{,}024 \times 175 \leq 50 \times 175 \times \tan(36{,}87)$

= $52527{,}2 \leq 6562{,}52$ kN/m^2

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

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

= 0,28274 m^2

Qp = $qp \times Ap$

= $6562{,}52 \times 0{,}2827$

= 1855,51 kN

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Berikut nilai teknanan *overburden* pada setiap lapisan tanah yang dihitung hingga kedalaman 18,8 m pada Tabel 5.16

Tabel 5.16 Tekanan Overburden pada Tanah Berlapis

Kedalaman (m)	Tekanan *Overburden* (kN/m^2)
8,8	8,8 x 18,4428 = 162,2966
9	162,29664+(0,2 x 19,9143) = 166,2795
18,8	166,2795 + (9,8 x (21,2125 – 9,81)) = 278,0243

a) Lapisan -1,20 m hingga -10,00 m

Tinggi Lapisan (L) = 8,8 m

Sudut geser dalam (Φ) = 34,22°

Koefisien Tekanan (K) = 1

Keliling tiang (P) = $\pi \times d$

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

= 2,51327 m^2

Tegangan effektif (σr') =162,2966 kN/m^2

δ = $0{,}75 \times \Phi$

= $0{,}75 \times 34{,}22$

=25,665

fs = $K \times \sigma r' \times tan\delta$

=$1 \times 162{,}2966 \times \tan(25{,}665)$

= 77,986 kN/m^2

Qs = $fs \times p \times l$

= $77{,}986 \times 2{,}51327 \times 8{,}8$

= 1724,8 kN

b) Lapisan -10,00 m hingga -10,20 m

Tinggi Lapisan (L) = 0,2 m

Sudut geser dalam (Φ) = 36,87°

Koefisien Tekanan (K) = 1

Keliling tiang (P) = $\pi \times d$

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

= 2,51327 m^2

Tegangan effektif (σr') =166,28 kN/m^2

δ = $0{,}75 \times \Phi$

= $0{,}75 \times 36{,}87$

= 27,6525

fs = $K \times \sigma r' \times tan\delta$

=$1 \times 166{,}28 \times \tan(27{,}6525)$

= 87,1229 kN/m^2

Qs = $fs \times p \times l$

= $87{,}1229 \times 2{,}51327 \times 0{,}2$

= 43,7928 kN

c) Lapisan -10,20 m hingga -20,00 m

Tinggi Lapisan (L) = 9,8 m

Sudut geser dalam (Φ) = 36,87°

Koefisien Tekanan (K) = 1

Keliling tiang (P) = $\pi \times d$

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

= 2,51327 m^2

Tegangan effektif (σr') =278,024 kN/m^2

δ = $0{,}75 \times \Phi$

= $0{,}75 \times 36{,}87$

= 27,6525

fs = $K \times \sigma r' \times tan\delta$

=$1 \times 278{,}024 \times \tan(27{,}6525)$

= 145,672 kN/m^2

Qs = $fs \times p \times l$

= $145{,}672 \times 2{,}51327 \times 9{,}8$

= 3587,92 kN

d) Qstotal = $Qs_1 + Qs_2 + Qs_3$

= 1724,8 + 43,7928 + 3587,92

= 5356,51 kN

3) Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

Qu = $Qp + Qs$

= $3298{,}68 + 5356{,}51$

= 8655,2 kN

4) Kapasitas Dukung Ijin Tiang Bor

SF = 2

Qall = $\frac{Qu}{SF}$

= $\frac{8655{,}2}{2}$

= 4327,6 kN

Tabel 5.17 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji Laboratorium

Diameter	60 cm	80 cm	100 cm
Qp (kN)	1855,51	3298,68	5154,20
Qs (kN)	4017,38	5356,51	6695,64
Qu (kN)	5872,89	8655,2	11849,84
Qall (kN)	2936,45	4327,6	5924,92

5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

1. Metode O'Neil & Reese berdasarkan uji N-SPT.

a. Jumlah Tiang

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

= $\frac{9353{,}429}{3.167{,}27}$

= 5 buah

b. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

m = 5

n = 1

s = 2 m

D = 0,8 m

$\theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{s}\right)$

$= \text{arctg}\left(\frac{0,8}{2}\right)$

$= 21,8014$

$Eg = 1 - \theta\frac{(n-1)\cdot m+(m-1)\cdot n}{90\cdot m\cdot n}$

$= 1 - 21,8014\frac{(1-1).5+(5-1).1}{90.5.1}$

$= 0,806$

c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

n tiang = 5

$Qg = Eg \times n \times Qall$

$= 0,806 \times 5 \times 3167,27$

$= 12.767,419$ kN

2. Metode Meyerhorf bedasarkan uji N-SPT

a. Jumlah Tiang

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

$= \frac{9353,429}{5018,7571}$

= 3 buah

b. Efisiensi Tiang

m = 3

n = 1

s = 2 m

D = 0,8 m

$\theta = \text{arctg}\left(\frac{D}{s}\right)$

$= \text{arctg}\left(\frac{0,8}{2}\right)$

$= 21,8014$

$Eg = 1 - \theta\frac{(n-1)\cdot m+(m-1)\cdot n}{90\cdot m\cdot n}$

$= 1 - 21,8014\frac{(1-1).3+(3-1).1}{90.3.1}$

$= 0,8385$

c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

n tiang = 4

Qg = $Eg \times n \times Qall$

= $0{,}8385081 \times 3 \times 5018{,}7571$

= 12.624,805 kN

3. Metode Meyerhorf berdasarkan uji Laboratorium

a. Jumlah Tiang

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

= $\frac{9353{,}429}{4327{,}6}$

= 4 buah

b. Efisiensi Tiang

m = 2

n = 2

s = 2 m

D = 0,8 m

θ = $\text{arctg}\,(\frac{D}{s})$

= $\text{arctg}\,(\frac{0{,}8}{2})$

= 21,8014

Eg = $1 - \theta\frac{(n-1)\cdot m+(m-1)\cdot n}{90\cdot m\cdot n}$

= $1 - 21{,}8014\frac{(2-1).2+(2-1).2}{90.2.2}$

= 0,75776

c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

n tiang = 4

Qg = $Eg \times n \times Qall$

= $0{,}75776 \times 4 \times 4327{,}6$

= 13.117,2 kN

Tabel 5.18 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Metode	Reese & O'Neil (N-SPT)			Meyerhorff (N-SPT)			Meyerhorff (Laboratorium)		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1
Qg (kN)	12.330,5	12.767,4	12.769,9	10.333,38	12.624,8	13.677,9	11.836.9	13.117,2	14.904,3

5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiang Tiang

Analisis kelompok tiang yang digunakan pada diameter 0,8 m dengan jumlah 3 tiang, berdasarkan metode Meyerhorff SPT beban yang diterima tiang oleh setiap tiang (Pi) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut ini.

$$Pi = \frac{\Sigma Pt}{n} \pm \frac{My.xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.yi}{\Sigma y^2}$$

Beban – beban diatas kelompok tiang dapat dilihat sebagai berikut.

Beban Aksial (P) = 9353,429 kN (hasil SAP 2000)

Berat Pile Cap $= (B \times H \times t)\gamma$

$= (3{,}6 \times 3{,}6 \times 1{,}2)24$

= 373,248 kN

Berat Tiang $= (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times t) \times \gamma \times n_{tiang}$

$= (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2 \times 18{,}8) \times 24 \times 3$

= 680,39357 kN

Berat Total = 9353,429 + 2373,248 + 680,394

= 10.407,071 kN

n tiang = 3 buah

absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$\Sigma x^2 = 2 \times (1)^2$

= 2 m

$\Sigma y^2 = 1{,}5 \times (1)^2$

= 1,5 m

Mx = 657,99 kNm (hasil dari program SAP2000)

My = 990,8269 kNm (hasil dari program SAP2000)

$$Pi = \frac{\Sigma Pt}{n} \pm \frac{My.xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx.yi}{\Sigma y^2}$$

$$P1 = \frac{9353,429}{3} + \frac{990,8269.2}{2^2} - \frac{657,99.1,5}{1.5^2}$$

= 3.525,7802 kN

$$P2 = \frac{9353,429}{3} - \frac{990,8269.2}{2^2} + \frac{657,99.1,5}{1.5^2}$$

= 3.412,2669 kN

5.6.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Mutu beton K-300 dengan diameter tiang 0,8 m dan Panjang tiang 18,8 m, kekuatan pada tiang bor dapat dihitung dengan rumus berikut ini.

$$\sigma = \frac{P}{A} \; < \; \sigma ijin$$

dengan :

P = 3.525,7802 kN (beban maksimum yang diterima oleh satu tiang)

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

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

= 0,50266 m^2

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

$= \frac{3.525,7802}{0,50266}$

= 7014,3168 kN/m^2

= 71,5017 kg/cm^2

$\sigma ijin$ = K-300

= 300 x 0,83

= 249 kg/cm^2

$\sigma = 71,5017 \text{ kg/cm}^2 \; < \; \sigma ijin = 249 \text{ kg/cm}^2$ AMAN

5.6.5 Daya Dukung Lateral

Berikut merupakan data karakteristik untuk menghitung daya dukung terhadap beban lateral pada pondasi tiang.

Diameter pondasi = 0,8 m

Panjang pondasi = 18,8 m

f'c = 30 MPa

Modulus Elastisitas(Ep) $= 4700 \times \sqrt{f'c}$

$= 4700 \times \sqrt{30}$

= 25742,9602 MPa

= 25742960,2 kN/m^2

Momen Inersia (Ip) $= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4$

$= \frac{1}{64} \times \pi \times 0{,}8^4$

= 0,02010619 m^4

1. Metode Broms

   a. Kriteria jenis tiang

   Menentukan kriteria tiang termasuk dalam jenis tiang panjang atau tiang pendek pada jenis tanah pasir (granuler) yang diakibatkan beban lateral, dapat ditentukan pada perhitungan berikut ini.

$$T = \sqrt[5]{\frac{Ep \times Ip}{nh}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{25742960 \times 0{,}02010619}{19400}}$$

   T = 1,9285785 m

   Syarat :

   L > 4T

   18,8 > 7,71431399

   Dikategorikan tiang panjang dan tidak kaku (*long flexible pile*)

   b. Beban lateral maksimum pada tiang bor

1) Lapisan 1 kedalaman – 10,00 m

$$Kp = tan^2 \times (45 + \frac{\varphi}{2})$$

$$Kp = tan^2 \times (45 + \frac{34{,}22}{2})$$

Kp = 3,5701

2) Lapisan 2 kedalaman – 20,00 m

$$Kp = tan^2 \times (45 + \frac{\varphi}{2})$$

$$Kp = tan^2 \times (45 + \frac{36{,}87}{2})$$

Kp = 4,0

Keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang :

$$M_{max} = \gamma_{sat} \times d \times L^3 \times K_p$$

$$M_{max} = 19{,}5652 \times 0{,}8 \times 18{,}8^3 \times 3{,}5701$$

$$M_{max} = 371301{,}87 \text{ kNm}$$

Momen maksimum yang dapat ditahan oleh tiang

$$M_y = \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times \gamma_{beton}) \times L^2$$

$$M_y = \frac{1}{8} \times (\frac{1}{4} \times \pi \times 0{,}8^2 \times 24) \times 18{,}8^2$$

My = 532,9750 kNm

Syarat :

Mmax	>	My
371301,87 kNm	>	532,9750 kNm

Maka,tidak terjadi keruntuhan tanah,sehingga beban laeral ultimit dapat ditentukan dengan kekuatan bahan tiang dalam menahan momen My

Jarak momen maksimum (My) dari permukaan tanah .

$$f = 0{,}82 \times \sqrt{\frac{Hu}{d \times Kp \times \gamma sat}}$$

$$= 0{,}82 \times \sqrt{\frac{Hu}{0{,}8 \times 3{,}5701 \times 19{,}5652}}$$

$$= 0{,}82 \times \sqrt{\frac{Hu}{55{,}8796}}$$

$$= 0{,}1097 \times \sqrt{Hu}$$

$$= 0{,}1097 \times \sqrt{596{,}7064}$$

$$= 2{,}6796 \text{ m}$$

Beban lateral maksimum pada tiang bor

$$Hu = \frac{2 \times My}{e + \frac{2f}{3}}$$

$$Hu = \frac{2 \times 532{,}974964}{0 + \frac{2 \times (0{,}1097 \times \sqrt{Hu}}{3}}$$

$$Hu = \frac{2 \times 532{,}974964}{0 + \frac{2 \times (0{,}1097 \times \sqrt{Hu}}{3}}$$

$$Hu^{\frac{3}{2}} = 14576{,}0888$$

$$Hu = 14576{,}0888^{\frac{2}{3}}$$

$$Hu = 596{,}7064 \text{ kN}$$

Nilai Hu disubstitusi ke nilai f

Beban lateral ijin

$$Hijin = \frac{Hu}{SF}$$

$$Hijin = \frac{596{,}7064}{3}$$

Hijin = 198,9021 kN

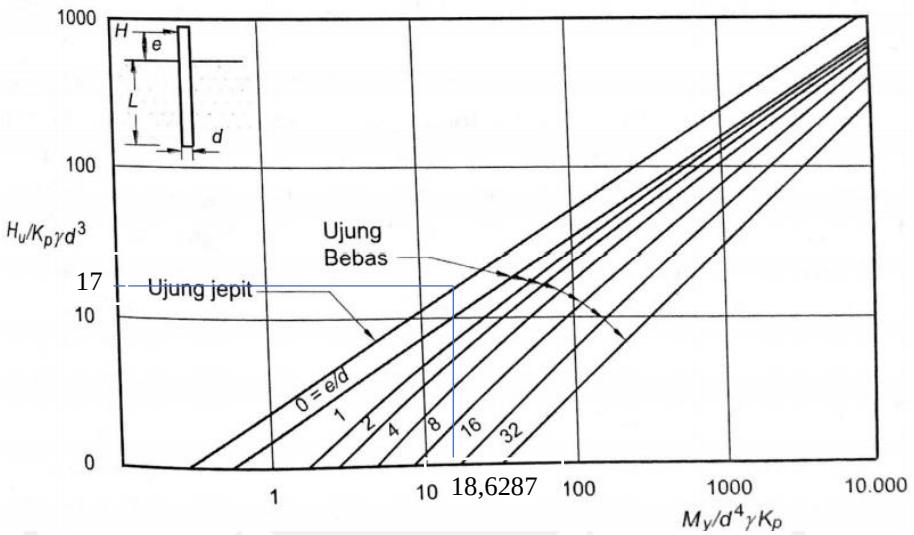
Menghitung beban lateral berdasarkan grafik

$$= \frac{My}{d^4 \times \gamma_{sat} \times Kp}$$

$$= \frac{My}{0{,}8^4 \times 19{,}5652 \times 3{,}5701}$$

$$= 18{,}6287$$

Nilai daya dukung ujung batas tiang bor pada tanah granuler dapat dilihat pada Gambar 5.12



Gambar 5.14 Daya Dukung Ujung Batas Tiang Bor pada Tanah Granuler

Pada grafik berikut digunakan berdasarkan tiang ujung jepit dimana dari persamaan diatas menghasilkan nilai kapasitas momen ultimit sebesar 18,6287 kN, dan dihubungkan pada nilai momen ultimit lateral menghasilkan nilai 607,9705 kN.

$$17 = \frac{Hu}{Kp \times d^3 \times \gamma_{sat}}$$

$$17 = \frac{Hu}{3{,}5701 \times 0{,}8^3 \times 19{,}5652}$$

Hu = 607,9705 kN (dari grafik)

Menghitung Hizin berdasarkan defleksi toleransi 6 mm

$$Hijin = \frac{1}{0{,}93} \times yo \times (nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \times Ip)^{\frac{2}{5}}$$

$$\text{Hijin} = \frac{1}{0{,}93} \times 0{,}006 \times (19400)^{\frac{3}{5}} \times (25742960{,}2 \times 0{,}02010619)^{\frac{2}{5}}$$

$Hijin = 465{,}526783$ kN

2. Metode Reese & Mattlock

   a. Momen dipermukaan pondasi

      Mg = 0

b. Kekuatan karakteristik tiang

f'c = 30 Mpa

c. Koefisien rekasi *subgrade*

nh = 19400 kN/m^3 (tabel 3.5)

d. Karakteristik panjang tiang

$$T = \sqrt[5]{\frac{Ep \times Ip}{nh}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{25742960{,}2 \times 0{,}02010619}{19400}}$$

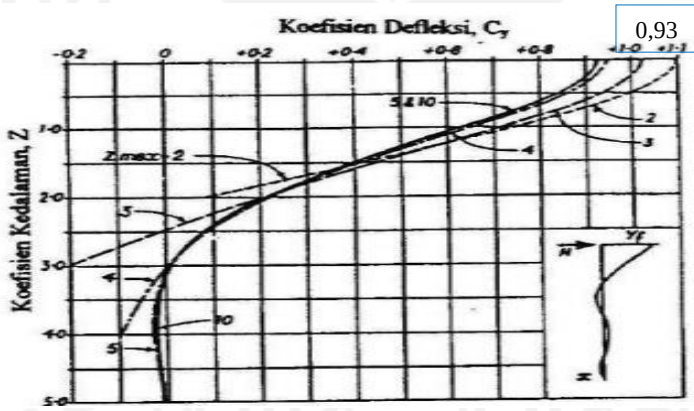
T = 1,9285785 m

Syarat :

L > 4T

18,8 m > 7,71431399 m

Grafik koefisien Cy dapat dilihat pada Gambar 5.15 Berikut ini.



Gambar 5.15 Koefisien Cy Pondasi Tiang pada Tanah Granuler
(Sumber : Broms , 1964)

Dapat dilihat dari Gambar 5.15 diperoleh Cy = 0,93

e. Hizin berdasarkan defleksi toleransi

Yx = 0,006 m

$$Hu = \frac{y_x \times Ep \times Ip}{C_y \times T^3}$$

$$Hu = \frac{0{,}006 \times 25742960{,}2 \times 0{,}02010619}{0{,}93 \times 1{,}9285785^3}$$

Hu = 460,574371 kN

Tabel 5.19 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Hizin Beban Lateral

Metode					
Broms			Broms		
0,6 m	0,6 m	0,6 m	0,6 m	0,6 m	0,6 m
293,79 kN	293,79 kN	293,79 kN	293,79 kN	293,79 kN	293,79 kN

5.6.6 Analisis Penurunan Tiang Bor

Pondasi tiang akan mengalami penurunan karena ada beban – beban yang menopang. Perhitungan penurunan meliputi penurunan pondasi tiang tunggal dan penurunan pondasi tiang kelompok. Penurunan pondasi tiang dapat ditentukan pada perhitungan berikut ini.

1. Penurunan Tiang Tunggal

d = 0,8 m

L = 18,8 m

Q = 10.407,071 kN

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

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

= 0,502655 m^2

Ep $= 4700 \times \sqrt{30}$

= 25742,9602 MPa

= 25742960,2 kN/m^2

S $= \frac{d}{100} + \frac{Q \times L}{Ap \times Ep}$

$= \frac{0{,}8}{100} + \frac{10.407{,}071 \times 18{,}8}{0{,}502655 \times 25742960{,}2}$

= 0,0231 m

2. Penurunan tiang kelompok

S = 0,0231 m

Bg = 3,6 m

Sg $= S \times \sqrt{\frac{Bg}{D}}$

$= 0{,}0231 \times \sqrt{\frac{3{,}6}{0{,}8}}$

= 0,0460 m

Tabel 5.20 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang

	Penurunan Tiang		
Diameter	0,6 m	0,8 m	1 m
S (m)	0.03257	0.02301	0.0195
Sg (m)	0.05318	0.04601	0.0302

5.6.7 Defleksi

Perancangan tiang pondasi dalam menahan gaya lateral harus memperhatikan defleksi yang terjadi akibat beban yang bekerja masuk dalam batatas-batas toleransi. Nilai defleksi dapat dihitung dengan persamaan berikut.

$$Yo = \frac{0{,}93Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep.Ip)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Yo = \frac{0{,}93 \times 596{,}706364}{(19400)^{\frac{3}{5}} \times (23500000.0{,}02010619)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Yo = 0{,}00797634 \text{ m}$$

5.7 Pembahasan

Proyek Paket 4 Pembangunan APSLC Universitas Gadjah Mada adalah gedung yang dimanfaatkan untuk memenuhi kebutuhan perkuliahan mahasiswa UGM. Gedung perkuliahan ini terletak di Jalan Sekip Utara, Senolowo, Sinduadi, Kec. Melati, Kabupaten Sleman. Gedung ini memiliki 8 lantai yang menggunakan pondasi tiang bor dengan kondisi tanah pasir keras.

Pelaksanaan konstruksi gedung tidak akan lepas dari perencanaan struktur pondasi. Kesalahan dalam merencanakan atau perhitungan menyebabkan

kerusakan (*collapse)* pada gedung itu sendiri. Maka dari itu diperlukan ketelitian dalam perhitungan. Salah satu faktor penentu dalam struktur pondasi yaitu kondisi pada lapisan tanah yang dapat mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang itu sendiri.

Dalam pelaksanaan suatu gedung, setiap pondasi harus diperhitungkan kapasitas untuk menahan beban sampai dengan batas keamanan yang telah direncanakan. Analisis kapasitas dukung pondasi dihitung berdasarkan data penyelidikan tanah,beban bangunan yang akan dipikul oleh pondasi, mutu beton, kedalaman pondasi, jarak antar tiang, dimensi pada tiang itu sendiri.

5.7.1 Hasil Analisis Struktur dengan Program SAP2000

Suatu gedung dikatakan aman apabila tiang pondasi dapat menyalurkan beban struktur atas ke lapisan tanah. Beban struktur atas yang ditinjau yaitu gaya-gaya yang terjadi pada struktur, berupaya beban aksial (P), gaya geser (V), dan momen (M). Telah dilakukan analisis struktur menggunakan program SAP 2000,berikut gaya – gaya yang diperoleh.

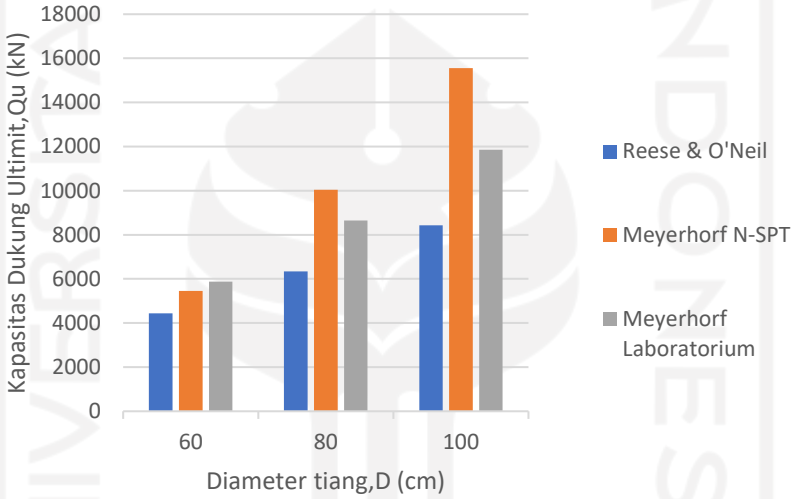
Beban Aksial (P) = 9353,429 kN
Gaya Geser (V) = 282,482 kN
Momen (Mx) = 657,99 kNm
Momen (My) = 990,8269 kNm

5.7.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor ini membandingkan nilai antara tiga metode yaitu metode Reese & O'Neil dan Meyerhorf berdasarkan data hasil uji lapangan (SPT) dan metode Meyerhorf berdasarkan hasil uji laboratorium. Sebaiknya juga dibandingkan dengan diameter 0,6 m, 0,8 m, dan 1m dengan pondasi eksisting di proyek adalah 0,8 m untuk menghitung dan mengambil kesimpulan dari hasil analisis. Perbandingan dari hasil analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.21 berikut ini.

Tabel 5.21 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Metode	Reese & O'Neil (N-SPT)			Meyerhorff (N-SPT)			Meyerhorff (Laboratorium)		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1
Qb (kN)	1017,88	1809,56	2827,43	4599,29	8896,99	14137,2	1855,51	3298,68	5154,20
Qs (kN)	3532,03	4709,37	5886,72	855,393	1140,524	1425,65	4017,384	5356,51	6695,64
Qu (kN)	4446,186	6334,54	8426,04	5454,68	10037,51	15562,8	5872,894	8655,2	11849,84
Qa (kN)	2223,093	3167,42	4213,02	2727,34	5018,757	7781,41	2936,45	4327,6	5924,918



Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Dari Gambar 5.13 diatas analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan metode Reese & O'Neil berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1m diperoleh nilai masing – masing sebesar 4446,19 kN, 6334,54 kN, 8426,04 kN, metode *Meyerhorff* berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1 m diperloleh nilai masing – masing sebesar 5454,684 kN, 10037,51 kN, 15562,82 kN dan metode *Meyerhorff* berdasarkan uji laboratorium dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1 m diperoleh nilai masing – masing 5872,894 kN, 8655,197 kN, 11849,84 kN

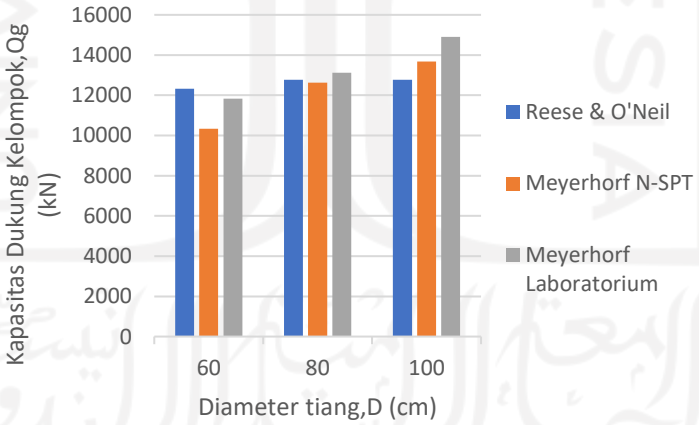
5.7.3 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dilakukan perhitungan dengan metode Reese & O'Neil berdasarkan data uji lapangan (SPT), *Meyerhorff*

berdasarkan uji lapangan (SPT) dan uji laboratorium memperoleh nilai kapasitas dukung kelompok tiang yang berbeda – beda. Perbandingan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok dapat dilihat pada Tabel 5.22

Tabel 5.22 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Metode	Reese & O'Neil (N-SPT)			Meyerhorff (N-SPT)			*Meyerhorff* (Laboratorium)		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1	0,6	0,8	1
Qb (kN)	1017,88	1809,56	2827,43	4599,29	8896,99	14137,2	1855,51	3298,68	5154,20
Qs (kN)	3532,03	4709,37	5886,72	855,393	1140,524	1425,65	4017,384	5356,51	6695,64
Qu (kN)	4446,186	6334,54	8426,04	5454,68	10037,51	15562,8	5872,894	8655,2	11849,84
Pt (kN)	10.910	10.782,3	11.065.8	10.201,2	10.407,07	10.321,37	10.286,2	10.555,5	10.711,5
Qa (kN)	2223,093	3167,42	4213,02	2727,34	5018,757	7781,41	2936,45	4327,6	5924,918
n_{tiang}	7	5	4	5	3	2	5	4	3
Qg (kN)	12.330,5	12.767,4	12.769,9	10.333,38	12.624,8	13.677,9	11.836.9	13.117,2	14.904,3
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5.17 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Dari Gambar 5.16 diatas analisis kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan metode Reese & O'Neil berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1m diperoleh nilai masing – masing sebesar 12330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN, metode *Meyerhorff* berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1 m diperloleh nilai masing – masing sebesar

10.333,4 kN, 12.624,8 kN, 13.677,9 kN dan metode *Meyerhorff* berdasarkan uji laboratorium dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, 1 m diperoleh nilai masing – masing 11.836,96 kN, 13.117,2 kN, 14.904,3 kN. Pondasi tiang masuk kategori aman jika hasil dari kapasitas dukung tiang memiliki nilai lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi.

Dari hasil perhitungan,didapatkan hasil yang berbeda-beda. Perbedaan dari hasil analisis antara metode Reese & O'Neil, Meyerhorff N-SPT dan Meyerhorff berdasarkan uji laboratorium disebabkan oleh beberapa faktor. Pada analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan metode Reese & O'Neil dipengaruhi oleh muka air tanah yang dapat mengurangi kekuatan pada tahanan ujung tiang dan tahanan gesek tiang. Tahanan gesek tiang dipengaruhi oleh adanya tekanan *overburden* ditengah – tengah lapisan tanah. Perbedaan analisis kapasitas dukung ultimit dengan menggunakan metode Meyerhorff N-SPT disebabkan metode Meyerhorff melakukan koreksi pada nilai N-SPT yang mempengaruhi nilai tahanan ujung yang memperhatikan faktor kedalaman tiang dimana nilai N rata -rata dihitung dari 8d diatas dasar tiang sampai 4d dibawah dasar tiang. Sedangkan pada perhitungan analisis dukung ultimit menggunakan metode Meyerhorff berdasarkan uji laboratorium dipengaruhi oleh sudut geser tanah yang terjadi untuk mendapatkan nilai faktor daya dukung ujung pada tiang,dimana semakin besar nilai sudut geser dalam yang terjadi maka semakin besar juga nilai fakor daya dukung ujung serta nilai pada tahanan gesek tiang yang terjadi dipengaruhi oleh penentuan metode pelaaksaan pada tiang.

5.7.4 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penurunan pondasi dipengaruhi pada jenis tanah, beban yang bekerja diameter tiang dan jenis material tiang pondasi. Penurunan pada pondasi tiang kelompok juga dipengaruhi oleh jumlah tiang dan formasi pada kelompok tiang, maka penurunan tiang kelompok lebih besar dari penurunan tiang tunggal. Perhitungan penurunan pondasi dihitung menggunakan Metode *empiris* .

Tabel 5.23 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang

Diameter (m)	Penurunan Kelompok Tiang		
	Reese & O'Neil	Meyerhorff SPT	Meyerhorff Lab
0,6	0.0558 m	0.0473 m	0.0314 m
0,8	0.0532 m	0.0460 m	0.0302 m
1	0.0532 m	0.0467 m	0.0309 m

Dari Tabel 5.23 diatas dapat dilihat hasil penurunan dengan variasi diameter 0,6 m, 0,8 m, dan 1 m. Nilai dari penurunan tiang kelompok semakin besar diameter tiang maka semakin kecil nilai penurunan pada kelompok tiang,disebabkan luasan pada kelompok tiang yang semakin luas maka nilai penurunan tiang akan semakin kecil.

5.7.5 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor terhadap Beban Lateral

Beban lateral terjadi karena adanya gaya horizontal yang terjadi seperti beban angin,tekanan tahanan lateral dan gaya lateral dipengaruhi oleh tipe tiang,jenis tanah, dan penanaman pada ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang. Perbedaan hasil beban lateral dapat diihat pada Tabel 5.24

Tabel 5.24 Rekapitulasi Hasil Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Lateral

Metode	Broms			Reese & Matlock		
Diameter (m)	0,6	0,8	1	0,6 m	0,8	1
Hizin (kN)	293,79	465,53	665,27	290,67	460,57	658,20

Dilihat pada tabel diatas bahwa hasil perhitungan dengan menggunakan Metode Broms dan Metode Reese & Matlock memiliki hasil beban lateral yang hampir sama berdasarkan defleksi izin 0,006 m.

5.7.6 Defleksi Tiang Bor

Defleksi yang terjadi pada perancangan pondasi tidak diizinkan mengalami defleksi lateral yang terlalu besar, karena dapat membahayakan stabilitas jangka panjang bangunan yang didukungnya. Defleksi yang diizinkan untuk bangunan gedung berkisar antara 6 mm – 18 mm. Tiang pondasi pada DED menunjukkan bahwa tiang ujung atasnya terjepit dalam pelat penutup kepala termasuk a > 0,6 m, maka tiang tersebut masuk dalam kategori tiang ujung jepit. Berikut hasil perhitungan defleksi yang terjadi dilihat pada Tabel 5.25

Tabel 5.25 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang

Diameter (m)	Defleksi Tiang (m)	Tiang Ujung Jepit (a > 0,6 m)
0.6	0,007691	Aman
0.8	0,007545	Aman
1	0,007806	Aman

Dilihat pada Tabel 5.25 diatas hasil perhitungan kontrol defleksi dengan variasi dimensi 0,6 m, 0,8 m, 1 m, berturut – turut sebesar 0,007691 m, 0,007545 m, dan 0,007806m. Maka dari hasil defleksi diatas telah masuk dalam syarat yang diizinkan yaitu berkisar 6 mm – 18 mm untuk bangunan gedung.

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dan pembahasan pada bab sebelumnya dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut.

1. Hasil nilai kapasitas dukung kelompok terhadap beban aksial dengan variasi diameter dengan Metode O'Neil & Reese dan Metode *Meyerhorff* berdasarkan data SPT dan data laboratorium. Hal ini berdasarkan hasil dari nilai kapasitas dukung kelompok (Qg) lebih besar dari beban aksial (Pt)
2. Hasil nilai kapasitas dukung lateral dengan variasi diameter dan membandingkan nilainya menggunakan Metode Broms dan Metode *Reese and Matlock*. Hal ini menghasilkan bahwa nilai dimensi yang digunakan semakin besar maka semakin besar nilai kapasitas dukung lateral yang terjadi dengan defleksi izin sebesar 6 mm
3. Besar nilai penurunan terhadap kapasitas dukung aksial tiang kelompok dengan variasi diameter yang semakin besar, maka nilai penurunan tiang semakin kecil. Penurunan tiang yang semakin kecil disebabkan karena adanya luasan pada kelompok tiang yang semakin luas maka nilai penurunan tiang akan semakin kecil. Berdasarkan nilai penurunan yang terjadi telah memenuhi syarat yang dizinkan. Besar nilai defleksi terhadap kapasitas dukung lateral yang terjadi berdasarkan variasi diameter terlihat bahwa semakin besar diameter yang digunakan maka, hasil defleksi yang terjadi semakin besar. Dari perhitungan defleksi lateral telah memenuhi syarat yang diizinkan berkisar 6 mm – 18 mm.

6.2 Saran

Dengan mempertimbangkan hal – hal diatas,untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam melaksanakan perancanaan pondasi tiang maka perlu dilakukan analisis – analisis lebih lanjut sebagai berikut.

1. Melakukan analisa dan membandingkan menggunakan *software* PLAXIS versi terbaru.
2. Melakukan analisis dengan variasi jarak tidak hanya dengan variasi dimensi.
3. Melakukan perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok terhadap beban lateral.

DAFTAR PUSTAKA

Badan Standarisasi Nasional, 2012. 'SNI 1726 2012 Tata cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung'. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional, 2013. 'SNI 2847 2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung'. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.

Badan Standarisasi Nasional, 2013. 'SNI 1727 2013 Pedoman Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain'. Jakarta : Badan Standarisasi Nasional

Bowles, J. E., 1988. *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 2*. Keempat, *Erlangga*. Keempat. Jakarta.

Bowles, J. E., 1998 *Analisis dan Desain Pondasi Jilid 1*. Keempat, *Erlangga*. Keempat. Jakarta.

Dirgananta, M. F., 2018. *Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki & De Alencar, Dan Luciano Decourt, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.

Hanifah, K. M., 2018. *Analisis Faktor Efisiensi Dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral Menggunakan Metode Finite Difference Dan Metode Elemen Hingga, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.

Haq, D., 2018. *Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.

Hardiyatmo, H., 1992. *Mekanika Tanah II, Gadjah Mada University Press*. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H., 2006. *Teknik Pondasi II, Gadjah Mada University Press*. Yogyakarta: University Gadjah Mada Press.

Hardiyatmo, H., 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi I*. Ketiga, *Gadjah Mada University Press*. Ketiga. Yogyakarta.

Hardiyatmo, H., 2018. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Keempat, *Gadjah Mada University Press*. Keempat. Yogyakarta.

Nurul Fadilah, U., Tunafiah, H., Halimah Tunafiah, I., 2018. Analisa Daya Dukung Pondasi Bored Pile Berdasarkan Data N-SPT Menurut Rumus Reese & Wright dan Penurunan. IKRA-ITH Teknol. J. Sains Teknol.

Paulus, P. .,2013. 'Manual Pondasi Tiang', *Universitas Katolik Parahyangan*. Bandung.

PT Pembangunan Perumahan, Tbk., 2020. Data Penyelidikan Tanah (Sondir Penetration Test) dan Laboratorium.

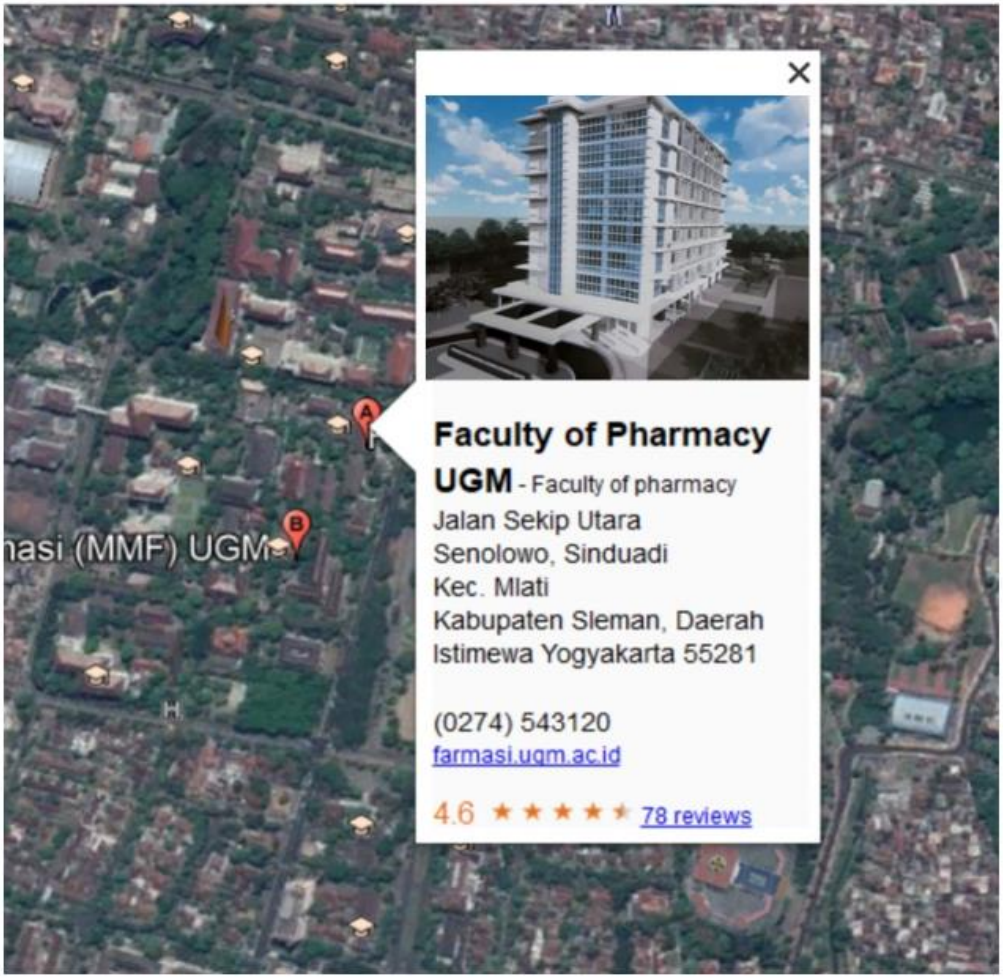
Sardjono, 1998. Pondasi Tiang Pancang, Jilid 1. Sinar Wijaya, Surabaya.

Sobari, M., 2020. Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Pada Tanah Granuler (Studi Kasus: Proyek Tol Semaarang – Batang Sta. 375+000 – Sta. 449+200). Teknik Sipil.

Zikri, N. F., 2019. *Pengaruh Jarak Tiang Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi Bored Pile Dengan Metode Reese & O'neil, Brom, Poulus & Davis dan Elemen Hingga*, *Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*. Universitas Islam Indonesia.

LAMPIRAN

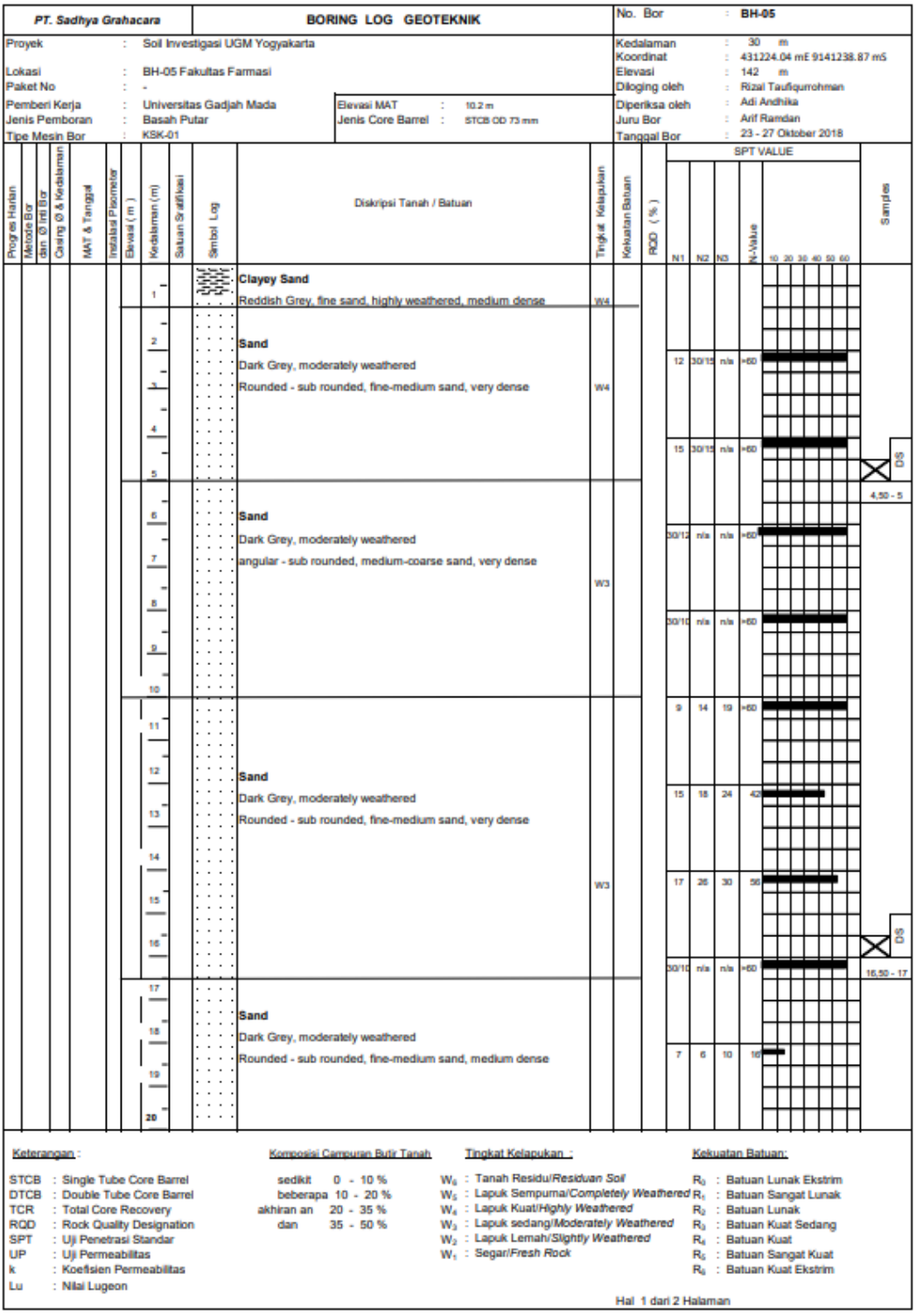
Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek



Lampiran 2 Time Schedule

No	KEGIATAN	BULAN		FEBRUARI 2021				MARET 2021			
		Minggu Ke		1	2	3	4	1	2	3	4
		Waktu (Jam)	Bobot (%)								
1	**Pengumpulan Data**	12	8.82	4.41	4.41						
2	**Perhitungan Pembebanan**										
	Permodelan Struktur pada SAP2000	26	19.12		12	7.12					
	Analisis Pembebanan	4	2.94			2.94					
3	**Perhitungan Daya Dukung akibat beban Aksial**										
	Metode Meyerhof	8	5.88			5.88					
	Metode Oneil Resee	8	5.88				5.88				
	Verifikasi perbandingan hasil hitungan	3	2.21				2.21				
4	**Perhitungan Daya Dukung akibat beban Lateral**										
	Metode Broms	8	5.88				5.88				
	Resee and Matlock	8	5.88					5.88			
	Verifikasi perbandingan hasil hitungan	3	2.21					2.21			
5	**Perhitungan Nilai Penurunan Pondasi**	8	5.88					5.88			
6	**Perhitungan Nilai Defleksi Pondasi**	8	5.88						5.88		
7	**Penyusunan Laporan**	40	29.41						9.41	10	10
		136	100.00								
	Total			4.4117647	16.411765	15.941176	13.970588	13.970588	15.294118	10	10
	Total Kumulatif			4.4117647	20.823529	36.764706	50.735294	64.705882	80	90	100

Lampiran 3 Data Tanah



PT. Sadhya Grahacara — **BORING LOG GEOTEKNIK**

Proyek	: Soil Investigasi UGM Yogyakarta			No. Bor	: BH-05
Lokasi	: BH-05 Fakultas Farmasi			Kedalaman	: 30 m
Paket No	: -			Koordinat	: 431224.04 mE 9141238.87 mS
Pemberi Kerja	: Universitas Gadjah Mada	Elevasi MAT	: 10.2 m	Elevasi	: 142 m
Jenis Pemboran	: Basah Putar	Jenis Core Barrel	: STCB OD 73 mm	Diloging oleh	: Rizal Taufiqurrohman
Tipe Mesin Bor	: KSK-01			Diperiksa oleh	: Adi Andhika
				Juru Bor	: Arif Ramdan
				Tanggal Bor	: 23 - 27 Oktober 2018

Kedalaman (m)	Diskripsi Tanah / Batuan	Tingkat Kelapukan	Kekuatan Batuan	RQD (%)	SPT VALUE N1	N2	N3	N-Value	Samples
1	**Clayey Sand** Reddish Grey, fine sand, highly weathered, medium dense	W4							
2–5	**Sand** Dark Grey, moderately weathered Rounded - sub rounded, fine-medium sand, very dense	W4			12	30/15	n/a	>60	DS 4,50 - 5
6–10	**Sand** Dark Grey, moderately weathered angular - sub rounded, medium-coarse sand, very dense	W3			30/12	n/a	n/a	>60	
11–16	**Sand** Dark Grey, moderately weathered Rounded - sub rounded, fine-medium sand, very dense	W3			9	14	19	>60	DS 16,50 - 17
17–20	**Sand** Dark Grey, moderately weathered Rounded - sub rounded, fine-medium sand, medium dense				7	6	10	16	

Keterangan :

STCB : Single Tube Core Barrel
DTCB : Double Tube Core Barrel
TCR : Total Core Recovery
RQD : Rock Quality Designation
SPT : Uji Penetrasi Standar
UP : Uji Permeabilitas
k : Koefisien Permeabilitas
Lu : Nilai Lugeon

Komposisi Campuran Butir Tanah

sedikit 0 - 10 %
beberapa 10 - 20 %
akhiran an 20 - 35 %
dan 35 - 50 %

Tingkat Kelapukan :

W_6 : Tanah Residu/*Residuan Soil*
W_5 : Lapuk Sempurna/*Completely Weathered*
W_4 : Lapuk Kuat/*Highly Weathered*
W_3 : Lapuk sedang/*Moderately Weathered*
W_2 : Lapuk Lemah/*Slightly Weathered*
W_1 : Segar/*Fresh Rock*

Kekuatan Batuan:

R_0 : Batuan Lunak Ekstrim
R_1 : Batuan Sangat Lunak
R_2 : Batuan Lunak
R_3 : Batuan Kuat Sedang
R_4 : Batuan Kuat
R_5 : Batuan Sangat Kuat
R_6 : Batuan Kuat Ekstrim

Hal 1 dari 2 Halaman

PT. Sadhya Grahacara — **BORING LOG GEOTEKNIK**

Proyek	: Soil Investigasi UGM Yogyakarta			No. Bor	: **BH-05**
Lokasi	: BH-05 Fakultas Farmasi			Kedalaman	: 30 m
Paket No	: -			Koordinat	: 431224.04 mE 9141238.87 mS
Pemberi Kerja	: Universitas Gadjah Mada	Elevasi MAT	: 10.2 m	Elevasi	: 142 m
Jenis Pemboran	: Basah Putar	Jenis Core Barrel	: STCB OD 73 mm	Diloging oleh	: Rizal Taufiqurrohman
Tipe Mesin Bor	: KSK-01			Diperiksa oleh	: Adi Andhika
				Juru Bor	: Arif Ramdan
				Tanggal Bor	: 23 - 27 Oktober 2018

Progres Harian	Metode Bor dan Ø Inti Bor	Casing Ø & Kedalaman	MAT & Tanggal	Installasi Piezometer	Elevasi (m)	Kedalaman (m)	Satuan Stratifikasi	Simbol Log	Diskripsi Tanah / Batuan	Tingkat Kelapukan	Kekuatan Batuan	RQD (%)	SPT VALUE N1	N2	N3	N-Value	10 20 30 40 50 60	Samples
						21			**Sand**				20	26	30/10	>60		
						22			Dark Grey, wet, moderately weathered									
						23			Rounded - sub rounded, fine-medium sand, very dense				30/10	n/a	n/a	>60		
						24												
						25							20	30/12	n/a	>60		
						26												
						27							27	30/15	n/a	>60		
						28												
						29							30/15	n/a	n/a	>60		
						30												
													30/15	n/a	n/a	>60		
						31			**END OF BORING**									
						32												
						33												
						34												
						35												
						36												
						37												
						38												
						39												
						40												

Keterangan :

STCB	:	Single Tube Core Barrel
DTCB	:	Double Tube Core Barrel
TCR	:	Total Core Recovery
RQD	:	Rock Quality Designation
SPT	:	Uji Penetrasi Standar
UP	:	Uji Permeabilitas
k	:	Koefisien Permeabilitas
Lu	:	Nilai Lugeon

Komposisi Campuran Butir Tanah

sedikit	0 - 10 %
beberapa	10 - 20 %
akhiran an	20 - 35 %
dan	35 - 50 %

Tingkat Kelapukan :

W_6	:	Tanah Residu/Residuan Soil
W_5	:	Lapuk sempurna/*Completely Weathered*
W_4	:	Lapuk Kuat/*Highly Weathered*
W_3	:	Lapuk sedang/*Moderately Weathered*
W_2	:	Lapuk Lemah/*Slightly Weathered*
W_1	:	Segar/*Fresh Rock*

Kekuatan Batuan:

R_0	:	Batuan Lunak Ekstrim
R_1	:	Batuan Sangat Lunak
R_2	:	Batuan Lunak
R_3	:	Batuan Kuat Sedang
R_4	:	Batuan Kuat
R_5	:	Batuan Sangat Kuat
R_6	:	Batuan Kuat Ekstrim

Hal 2 dari 2 Halaman

Hasil Pemboran di Lokasi BH – 05

Bore Hole	Kedalaman (m)	Litologi
BH – 05	0,00 – 01,00	Pasir lempungan ; abu – abu kemerahan, pasir halus, pelapukan tinggi, padat sedang (medium dense)
	01,50 – 10,00	Pasir; abu – abu gelap, pelapukan sedang, butiran angular – subrounded, ukuran butiran pasir sedang – kasar, sangat padat (very dense)
	10,00 – 16,50	Pasir; abu – abu gelap, pelapukan sedang, butiran rounded – subrounded, ukuran butiran pasir halus – sedang, sangat padat (very dense)
	16,50 – 20,00	Pasir; abu -abu gelap, pelapukan sedang, butiran rounded – subrounded, ukuran butiran pasir halus – sedang, sangat padat (very dense)

Hasil Laboratorium di BH – 05

Depth (m)	Direct Shear Test									
	w (%)	γd (kN/m^3)	γm (kN/m^3)	G	e	n	Sr	% Passing sieve No.200	C (kg/cm^2)	ϕ (°)
0 - 10	20.59	15.289	18.443	2.78	0.79	44.04	72.88	0	0.23	34.22
10 - 20'	11.97	17.785	19.914	2.79	0.54	34.95	62.07	4.84	0	36.87

Hasil Uji Lapangan (SPT) pada Titik BH-05

No	Kedalaman (m)	BH – 05
1	2.0 – 2.50	> 60
2	4.0 – 4.50	> 60
3	6.0 – 6.50	> 60
4	8.0 – 8.50	> 60
5	10.0 – 10.50	33
6	12.0 – 12.50	42
7	14.0 – 14.50	56
8	16.0 – 16.50	36
9	18.0 – 18.50	16
10	20.0 – 20.50	> 60
11	22.0 – 22.50	> 60
12	24.0 – 24.50	> 60
13	26.0 – 26.50	> 60
14	28.0 – 28.50	> 60
15	30 – 30.50	> 60

Lampiran 4 Hasil SAP2000

Frame	Station	OutputCase	P	V2	M2	M3
1281	0.4	COMB 4	-9353.43	-282.48	-657.99	-990.83
1281	0.4	COMB 5	-9353.43	-282.48	-657.99	-990.83
1281	0.4	COMB 6	-9353.43	-282.48	-657.99	-990.83
1281	0.4	COMB 3	-9294.36	-282.60	-657.66	-991.21
1281	2.5	COMB 4	-9293.55	-282.48	-264.28	-405.05
1281	2.5	COMB 5	-9293.55	-282.48	-264.28	-405.05
1281	2.5	COMB 6	-9293.55	-282.48	-264.28	-405.05
1281	2.5	COMB 3	-9235.30	-282.60	-264.65	-405.20
1281	4.6	COMB 4	-9233.68	-282.48	48.86	-266.25
1281	4.6	COMB 5	-9233.68	-282.48	48.86	-266.25
1281	4.6	COMB 6	-9233.68	-282.48	48.86	-266.25
1281	4.6	COMB 3	-9176.24	-282.60	47.79	-266.16
1281	0.4	COMB 7	-8656.53	-219.42	-819.03	-809.48
1281	0.4	COMB 8	-8656.53	-219.42	-819.03	-809.48
1281	0.4	COMB 9	-8656.53	-219.42	-819.03	-809.48
1281	0.4	COMB 10	-8656.53	-219.42	-819.03	-809.48
1281	2.5	COMB 7	-8596.66	-219.42	-334.62	-358.65
1281	2.5	COMB 8	-8596.66	-219.42	-334.62	-358.65
1281	2.5	COMB 9	-8596.66	-219.42	-334.62	-358.65
1281	2.5	COMB 10	-8596.66	-219.42	-334.62	-358.65
1281	4.6	COMB 7	-8536.78	-219.42	27.75	-203.69
1281	4.6	COMB 8	-8536.78	-219.42	27.75	-203.69
1281	4.6	COMB 9	-8536.78	-219.42	27.75	-203.69
1281	4.6	COMB 10	-8536.78	-219.42	27.75	-203.69
1281	0.4	COMB 11	-5761.97	-293.15	-628.04	-1018.20
1281	0.4	COMB 12	-5761.97	-293.15	-628.04	-1018.20
1281	0.4	COMB 13	-5761.97	-293.15	-628.04	-1018.20
1281	0.4	COMB 14	-5761.97	-293.15	-628.04	-1018.20
1281	2.5	COMB 11	-5736.12	-293.15	-290.82	-410.02
1281	2.5	COMB 12	-5736.12	-293.15	-290.82	-410.02
1281	2.5	COMB 13	-5736.12	-293.15	-290.82	-410.02
1281	2.5	COMB 14	-5736.12	-293.15	-290.82	-410.02
1281	4.6	COMB 11	-5710.26	-293.15	-34.18	-248.82
1281	4.6	COMB 12	-5710.26	-293.15	-34.18	-248.82
1281	4.6	COMB 13	-5710.26	-293.15	-34.18	-248.82
1281	4.6	COMB 14	-5710.26	-293.15	-34.18	-248.82
1281	0.4	COMB 2	-5352.25	16.31	-45.74	41.24
1281	2.5	COMB 2	-5303.26	16.31	39.99	6.99
1281	4.6	COMB 2	-5254.27	16.31	125.72	-27.27
1281	0.4	COMB 15	-5065.07	-230.09	-789.08	-836.85
1281	0.4	COMB 16	-5065.07	-230.09	-789.08	-836.85
1281	0.4	COMB 17	-5065.07	-230.09	-789.08	-836.85
1281	0.4	COMB 18	-5065.07	-230.09	-789.08	-836.85
1281	2.5	COMB 15	-5039.22	-230.09	-361.16	-363.62
1281	2.5	COMB 16	-5039.22	-230.09	-361.16	-363.62
1281	2.5	COMB 17	-5039.22	-230.09	-361.16	-363.62
1281	2.5	COMB 18	-5039.22	-230.09	-361.16	-363.62
1281	4.6	COMB 15	-5013.37	-230.09	-55.28	-186.26
1281	4.6	COMB 16	-5013.37	-230.09	-55.28	-186.26
1281	4.6	COMB 17	-5013.37	-230.09	-55.28	-186.26
1281	4.6	COMB 18	-5013.37	-230.09	-55.28	-186.26
1281	0.4	COMB 1	-4134.63	7.93	-22.81	26.77
1281	2.5	COMB 1	-4077.48	7.93	26.01	10.12
1281	4.6	COMB 1	-4020.33	7.93	74.83	-6.53
1281	0.4	COMB 7	-2267.05	247.93	738.50	888.44
1281	0.4	COMB 8	-2267.05	247.93	738.50	888.44
1281	0.4	COMB 9	-2267.05	247.93	738.50	888.44
1281	0.4	COMB 10	-2267.05	247.93	738.50	888.44
1281	2.5	COMB 7	-2207.17	247.93	411.24	377.75
1281	2.5	COMB 8	-2207.17	247.93	411.24	377.75
1281	2.5	COMB 9	-2207.17	247.93	411.24	377.75
1281	2.5	COMB 10	-2207.17	247.93	411.24	377.75
1281	4.6	COMB 7	-2147.30	247.93	206.01	162.92
1281	4.6	COMB 8	-2147.30	247.93	206.01	162.92
1281	4.6	COMB 9	-2147.30	247.93	206.01	162.92
1281	4.6	COMB 10	-2147.30	247.93	206.01	162.92
1281	0.4	COMB 4	-1570.15	310.99	577.46	1069.79
1281	0.4	COMB 5	-1570.15	310.99	577.46	1069.79
1281	0.4	COMB 6	-1570.15	310.99	577.46	1069.79
1281	0.4	COMB 3	-1511.09	310.88	577.79	1069.41
1281	2.5	COMB 4	-1510.28	310.99	340.90	424.15
1281	2.5	COMB 5	-1510.28	310.99	340.90	424.15
1281	2.5	COMB 6	-1510.28	310.99	340.90	424.15
1281	2.5	COMB 3	-1452.03	310.88	340.53	424.00
1281	4.6	COMB 4	-1450.40	310.99	184.91	225.48
1281	4.6	COMB 5	-1450.40	310.99	184.91	225.48
1281	4.6	COMB 6	-1450.40	310.99	184.91	225.48
1281	4.6	COMB 3	-1392.97	310.88	183.84	225.58
1281	0.4	COMB 15	1324.41	237.26	768.45	861.07
1281	0.4	COMB 16	1324.41	237.26	768.45	861.07
1281	0.4	COMB 17	1324.41	237.26	768.45	861.07
1281	0.4	COMB 18	1324.41	237.26	768.45	861.07
1281	2.5	COMB 15	1350.27	237.26	384.69	372.78
1281	2.5	COMB 16	1350.27	237.26	384.69	372.78
1281	2.5	COMB 17	1350.27	237.26	384.69	372.78
1281	2.5	COMB 18	1350.27	237.26	384.69	372.78
1281	4.6	COMB 15	1376.12	237.26	122.98	180.35
1281	4.6	COMB 16	1376.12	237.26	122.98	180.35
1281	4.6	COMB 17	1376.12	237.26	122.98	180.35
1281	4.6	COMB 18	1376.12	237.26	122.98	180.35
1281	0.4	COMB 11	2021.31	300.32	607.41	1042.42
1281	0.4	COMB 12	2021.31	300.32	607.41	1042.42
1281	0.4	COMB 13	2021.31	300.32	607.41	1042.42
1281	0.4	COMB 14	2021.31	300.32	607.41	1042.42
1281	2.5	COMB 11	2047.16	300.32	314.36	419.18
1281	2.5	COMB 12	2047.16	300.32	314.36	419.18
1281	2.5	COMB 13	2047.16	300.32	314.36	419.18
1281	2.5	COMB 14	2047.16	300.32	314.36	419.18
1281	4.6	COMB 11	2073.02	300.32	101.87	242.91
1281	4.6	COMB 12	2073.02	300.32	101.87	242.91
1281	4.6	COMB 13	2073.02	300.32	101.87	242.91
1281	4.6	COMB 14	2073.02	300.32	101.87	242.91