

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN
PONDASI BORED PILE DENGAN VARIASI DIMENSI
(ANALISYS OF BEARING CAPACITY AND
SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATION
WITH DIMENSIONS VARIATION)**

1.1 (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya
Institut Seni Budaya Indonesia, Aceh)

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



Teuku Muhammad Afa Hashfi

17511262

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2022**

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN
PONDASI BORED PILE DENGAN VARIASI DIMENSI
(ANALISYS OF BEARING CAPACITY AND
SETTLEMENT OF BORED PILE FOUNDATION
WITH DIMENSIONS VARIATION)**

1.2 (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya
Institut Seni Budaya Indonesia, Aceh)

1.3

1.4

1.5 Disusun Oleh

**Teuku Muhammad Afa Hashfi
17511262**

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

Diuji pada tanggal 07 Oktober 2022

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing I

Penguji I

Penguji II

Akhmad Marzuko, Ir., M.T.
NIK : 885110107

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

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

Mengesahkan,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.
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 sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 5 September 2022

Yang membuat pernyataan,



Teuku Muhammad Aufa Hashfi
(17511262)

DEDIKASI

Alhamdulillahirabbil'amin

Pertama-tama saya panjatkan rasa syukur kepada Allah SWT yang telah memberikan saya kesehatan, kemudahan dan kelancaran dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Saya ucapkan juga terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada

1. Ayah dan Ibu yang telah memberikan doa dan segala pengorbanan kepada penulis,
2. Teman-teman saya Salsa, Farhan, Daus, Iwan, Arief, Anggoro, Ribly, Gita, Bella, Dinda yang telah memberikan bantuan dan juga dukung dari awal hingga akhir dalam penyelesaian tugas akhir ini,
3. Teman-teman saya Thareq, Ihsan, Bay, Rama, Tara, Yoga, Rival, Iqron yang telah membantu saya dari masa perkuliahan hingga penyelesaian tugas akhir ini.
4. Bale Agung Squad yaitu Alza, Ol, Geko, Dicki, Edu, Kemal, Afif.
5. Kanarasa Team yaitu Mamek, Fizan, Biyan, Alza, Firman, Ilul, Alfi, Furqan, Syafiq, Harsya, Shelly, Ila , Caca, Juli.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Mahas Esa sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Bored Pile Pada Bangunan gedung. 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 terdapat hambatan yang dihasapi penulis, namun berkat saran, kritik, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Akhmad Marzuko, Ir., M.T, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terimakasih atas bimbingan, nasehat, dan dukung yang diberikan dalam proses penyelesaian Laporan Tugas Akhir,
2. Bapak Lalu Makrup, Dr. Ir., M.T. dan Ibu Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku dosen penguji Tugas Akhir,
3. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D., Selaku Ketua Prodran 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 semasa kuliah,
5. PT. Bumi Ayu Kencana yang telah memberikan data-data Gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia- Aceh,
6. Ayah dan Ibu yang telah memebrikan doa, semangat, motivasi dan dorongan dalam mengerjakan Tugas Akhir ini, serta,
7. KEPO yaitu Aan, Dyan, Erza, Daffa, Hafizh, Wete, Husnul, Irsal, Rifi, Qist, Raja, Urfan, Azizi.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIAT	iii
DAFTAR ISI	iv
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 Tinjauan Penelitian	4
2.2.1 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan	4
2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung terhadap Beban Lateral	5
2.2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Defleksi	5
2.2.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Beban Aksial	6
2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu	7
BAB III LANDASAN TEORI	11
3.1 Tanah	11
3.2 Penyelidikan Tanah	11
3.3 Pondasi Tiang Bor	11
3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor	12
3.4.1 Daya Dukung Aksial	13

	3.4.2	Daya Dukung Lateral	21
	3.4.3	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	28
	3.5	Penurunan Pada Pondasi Tiang Bor	30
	3.5.1	Penurunan Pada Tiang Tunggal	30
	3.5.2	Penurunan Pada Tiang Kelompok	31
	3.6	Defleksi Pada Pondasi Tiang Bor	31
	3.7	Pembebanan	32
	3.7.1	Beban Mati	33
	3.7.2	Beban Hidup	33
	3.7.3	Beban Gempa	33
BAB	IV	METODE PENELITIAN	39
	4.1	Metode Penelitian	39
	4.2	Pengumpulan Data	39
	4.3	Tahap Penelitian	40
	4.4	Bagan Alir Penelitian	40
BAB	V	ANALISIS DAN PEMBAHASAN	44
	5.1	Data Proyek	44
	5.1.1	Data Umum Proyek	44
	5.2.1	Spesifikasi Material	44
	5.1.3	Denah Konstruksi	45
	5.1.4	Data Struktur	45
	5.2	Pembebanan Struktur	46
	5.2.1	Peraturan Pembebanan	46
	5.2.2	Kombinasi Pembebanan	46
	5.2.3	Pembebanan	47
	5.3	Input dan Output Program ETABS	55
	5.4	Data Karakteristik Tanah	58
	5.5	Permodelan Pondasi Bored Pile	59
	5.6	Kapasitas Dukung Tiang Bor	60
	5.6.1	Daya Dukung Aksial	60

5.6.2	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	69
5.6.3	Analisis Distribusi Beban ke Tiang Tiang	72
5.6.4	Analisis Kekuatan Tiang Bor	73
5.6.5	Daya Dukung Lateral	74
5.6.6	Analisis Penurunan Tiang Bor	79
5.6.7	Defleksi	80
5.7	Pembahasan	81
5.7.1	Hasil Analisis Struktur dengan Program ETABS	81
5.7.2	Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang	82
5.7.3	Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	83
5.7.4	Penurunan Pondasi Tiang Bor	84
5.7.5	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor terhadap Beban Lateral	85
5.7.6	Defleksi Tiang Bor	86
BAB VI	KESIMPULAN DAN SARAN	
6.1	Kesimpulan	87
6.2	Saran	88
	DAFTAR PUSTAKA	89
	LAMPIRAN	91

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu	8
Tabel 3.1	Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor	21
Tabel 3.2	Koefisien Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler	27
Tabel 3.3	Nilai – nilai n_h untuk tanah granuler ($c=0$)	31
Tabel 3.4	Nilai Parameter Perioda Pendekatan C_t dan x	34
Tabel 3.5	Koefisien untuk batas atas pada perioda yang dihitung	34
Tabel 3.6	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Non-gedung	35

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan	36
Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai	47
Tabel 5.2 Analisis Beban Mati pada Atap	48
Tabel 5.3 Koefisien Untuk Batas Atas Pada Perioda yang Dihitung	49
Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	52
Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain	52
Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan	52
Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen	54
Tabel 5.8 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik	55
Tabel 5.9 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH-02	57
Tabel 5.10 Nilai N' (Koreksi) di Titik BH-02	58
Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright Data Uji N-SPT	62
Tabel 5.12 Nilai N_{60} (Koreksi) Rata-Rata	63
Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorff Data Uji N-SPT	65
Tabel 5.14 Rekapitulasi perhitungan Metode Meyerhorff Uji Laboratorium	68
Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	72
Tabel 5.16 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Hizin Beban Lateral	79
Tabel 5.17 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang	80
Tabel 5.18 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	82
Tabel 5.19 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	83
Tabel 5.20 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang	85
Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Kapasitas Dukung Tiang Terhadap Beban Lateral	85
Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang	86



DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Penentuan Nilai Tahanan Ujung Ultimit	16
Gambar 3.2 Penentuan Nilai Tahanan Gesek Ultimit	18
Gambar 3.3 Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^*	21
Gambar 3.4 Tiang Ujung Jepit dan Ujung Bebas	23
Gambar 3.5 Grafik Tahanan Lateral Ultimit Tiang Dalam Tanah Granuler	25
Gambar 3.6 Tiang Ujung Jepit Dalam Tanah Granuler	27
Gambar 3.7 Grafik Koefisien C_y dan C_m Pondasi Tiang	30
Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang	31
Gambar 3.9 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek(S_s)	38
Gambar 3.10 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik(S_1)	39
Gambar 4. 1 Lokasi Proyek	41
Gambar 4.2 Bagan Alir ETABS	42
Gambar 4.3 Bagan Alir Penelitian	45
Gambar 5.1 Denah Konstruksi Gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI	47
Gambar 5.2 Hasil Output Nilai T_c dari ETABS	51
Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek(S_s)	53
Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik(S_1)	53
Gambar 5.5 Hasil Respon Spektrum	55
Gambar 5.6 Hasil Putpur Gaya Geser Dinamik Pada ETABS	55
Gambar 5.7 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan FIB-ISBI	58
Gambar 5.8 Portal 3D Arah x	58
Gambar 5.9 Portal 3D Arah Y	58
Gambar 5.10 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Titik BH-02	60
Gambar 5.11 Permodelan Struktur Beban Pada Pondasi Bored Pile	61
Gambar 5.12 Letak N_1 dan N_2 Pada Tiang	65
Gambar 5.13 Daya DUKung Ujung Batas Tiang Bor Pada Tanah Granuler	79

Gambar 5.14 Koefisien C_y Pondasi Tiang Pada Tanah Granuler	80
Gambar 5.15 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal	84
Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	85



DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Peta Lokasi Proyek
Lampiran 2	Time Schedule
Lampiran 3	Data Tanah
Lampiran 4	Hasil ETABS



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Q_p	: Kapasitas dukung ujung tiang (kN)
Q_s (kN)	: Kapasitas dukung selimut tiang
Q_g	: Beban maksimum kelompok tiang
Q_a	: Kapasitas dukung ijin tiang (kN)
q_p	: Tahanan ujung per satuan luas (kN/m ²)
A_p	: Luas penampang ujung tiang (m ²)
A_s	: Luas selimut tiang (m ²)
A	: Luas penampang selimut tiang (m ²)
SF	: Faktor keamanan
f_b	: Tahanan ujung neto per satuan luas
f_s	: tekanan gesek satuan luas (t/m ²)
N_{60}	: Nilai N-SPT rata-rata ujung bawah tiang bor
C_u	: Kohesi dasar tiang rencana (kN/m ²)
d_b	: diameter ujung bawah tiang bor (m ²)
d_r	: Lebar refrensi
b	: Lebar ujung bawah tiang bor (m)
σ_r	: Tegangan refrensi
σ'_r	: Tegangan efektif (kN/m ²)
δ	: Sudut gesek antara tanah dan tiang
Φ	: Sudut geser dalam
α	: Koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut
N_q^* & N_c^*	: Faktor kuat dukung
ΔL	: Panjang segmen tiang
L	: Panjang tiang (m)
K	: Koefisien Tekanan Tanah Lateral

m	: jumlah tiang dalam 1 kolom
n	: Jumlah tiang dalam 1 baris
p	: Keliling penampang tiang (m^3)
s	: Jarak antar tiang (m)
S	: Penurunan total pondasi tiang (m)
Ss	: Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal
Sp	: Penurunan akibat beban pada ujung tiang
Sps	: Penurunan akibat beban pada sepanjang tiang
Ep	: Modulus elastisitas material tiang (kN/m^2)
Es	: Modulus elastisitas tanah
Ip	: Momen inersia tampang pondasi (m^4)
Iws	: Faktor pengaruh
Hu	: Beban lateral ultimit (kN)
Hizin	: Daya dukung lateral izin tiang (kN)
γ_d	: Berat volume tanah kering (kN/m^3)
γ_{sat}	: Berat volume tanah jenuh air (kN/m^3)
γ_w	: Berat volume air (kN/m^3)
Sg	: Penurunan elastis tiang kelompok (m)
Bg	: Lebar tiang kelompok (m)
Eg	: Efisiensi kelompok tiang
yo	: Defleksi tiang akibat beban lateral (m)
nh	: Koefisien variasi modulus terzaghi
H	: Beban lateral izin pada defleksi toleransi (kN)

ABSTRAK

Proyek Pembangunan gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia Aceh dibangun dengan tinggi 3 lantai menggunakan pondasi tiang bor dengan ukuran 40 cm pada kedalaman 10 m dibawah permukaan tanah. Pada pembangunan gedung ini menggunakan pondasi tiang bor dikarenakan pemilihan pondasi tiang bor merupakan pemilihan yang efisien dengan kondisi tanah dasar yang keras, yang ditujukan agar mampu menahan beban bangunan dengan maksimum dan mendistribusikan beban ke tanah dan juga dapat lebih efisien dari segi pekerjaan maupun dari segi biaya. Analisis kapasitas dukung pondasi diteliti berdasarkan data yang diperoleh pada penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman tiang dan kondisi jepit kepala tiang. Dimensi pada tiang merupakan salah satu factor yang mempengaruhi besarnya kapasitas dukung tiang bor.

Pada penelitian ini, penentuan nilai momen dan gaya yang terjadi menggunakan program ETABS. Kapasitas dukung tiang diteliti dengan menggunakan variasi dimensi 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m. Analisis kapasitas dukung aksial menggunakan metode Reese & Wright dan metode Meyerhorff. Analisis kapasitas dukung lateral menggunakan metode Broms dan Reese & Matlock yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung tiang bor.

Hasil analisis kapasitas dukung berdasarkan variasi dimensi 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m untuk kapasitas dukung aksial diperoleh nilai masing-masing sebesar 5163,0737 kN, 4880,8076 kN, 4897,1577 kN, Metode Meyerhorff berdasarkan SPT diperoleh masing-masing sebesar, 4960,405 kN, 4890,843 kN, 4910,921 kN, Metode Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar, 4879,122 kN, 5105,857 kN, 4861,8972 kN lebih besar dari $P = 4840,8121$ kN, maka pondasi aman digunakan. Kapasitas dukung lateral Metode Broms diperoleh nilai masing-masing sebesar 96,915 kN, 153,567 kN, 219,456 kN, Metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing-masing sebesar 95,884 kN, 156,941 kN, 217,124 kN, nilai kapasitas lateral memenuhi syarat dengan defleksi izin berkisar antara 6 mm – 18 mm.

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

ABSTRACT

The construction project of the Faculty of Cultural Sciences, Indonesian Cultural Arts Institute, Aceh was built with a height of 3 floors using a drill pile foundation with a size of 40 cm at a depth of 12 m below ground level. In the construction of this building using a drill pile foundation because the use of a drill pile foundation is an efficient choice with hard subgrade conditions, which is intended 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 the data obtained in the soil investigation, the load carried by the foundation, the dimensions of the pile, the distance between the piles, the depth of the pile and the condition of the pile head clamp. The dimensions of the pile are one of the factors that affect the bearing capacity of the drill pile.

In this study, the determination of the value of the moment and force that occurs using the ETABS program. Pile bearing capacity was investigated using a variations of dimensions 0.3 m, 0.4 m, and 0.5 m. Analysis of axial bearing capacity using Reese & Wright method and Meyerhorff method. Analysis of lateral bearing capacity using the method of Broms and Reese & Matlock which aims to determine how much influence the variation of dimensions on the bearing capacity of the drill pile.

The results of the analysis of bearing capacity based on variations in dimensions of 0.3 m, 0.4 m, 0.5 m for axial bearing capacity obtained values of 5163.0737 kN, 4880.8076 kN, 4897.1577 kN, Meyerhorff Method based on SPT obtained respectively, 4960,405 kN, 4890,843 kN, 4910,921 kN, Meyerhorff method based on laboratory data sebesar, 4879,122 kN, 5105.857 kN, 4861,8972 kN is greater than $P = 4840,8121$ kN, then the foundation is safe to use. Lateral bearing capacity of the Broms method obtained values of 96.915 kN, 153.567 kN, 219.456 kN, the Reese & Matlock method obtained values of 95.884 kN, 156.941 kN, 217.124 kN, the lateral capacity value meets the requirements with the allowable deflection ranging from 6 mm – 18 mm.

Keywords : *Pile foundation, Axial bearing capacity, Lateral bearing capacity, settlement*

BAB I

PENDAHULUAN

1.6 Latar Belakang

Pada sebuah pekerjaan pembangunan terdapat pekerjaan yang paling penting dilakukan yaitu pondasi. Dalam penyelenggaraan pembangunan hal yang utama diupayakan ialah tugas struktur bawah maupun pekerjaan pondasi. Pondasi selaku figure yang elemen paling bawah mempunyai keuntukan utama yakni mendistribusikan beban yang berasal dari atas yang diperoleh dasar tanah yang kokoh untuk menopang beban secara seimbang dan tidak terjadi kemerosotan (*Bowles, 1997*)

Dalam pengerjaan pekerjaan pondasi terdapat beberapa perkara yang butuh diperhatikan untuk merancang jenispondasi yang hendak digunakan yakni dengan mengamati keadaan tanah di lokasi yang akan dibangun pondasi pada proyek dan lingkungan sekitar.

Pondasi tiang mencakup atas tiga jenis yakni pondasi tiang kayu, pondasi tiang baja, pondasi tiang beton yang digunakan untuk menyalurkan beban dari struktur atasnya. Pemakaian pondasi tiang dikarenakan lapisan tanah yang keras dan mendalam.

Pemilihan pondasi tiang pada pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya yakni pondasi tiang bor, sebab dalam penyelenggaraan pondasi jenis tiang bor selaku alternatif yang sangat tepat mengamati keadaan tanah pada lapangan yang bersifat kokoh. Pondasi begitu erat kaitannya dengan tanah, maka diperlukan pemeriksaan dahulu pada tanah untuk mengetahui kapasitas yang dapat menopang beban struktur diatasnya. Pemeriksaan tanah pada proyek ini menggunakan metode statis berasal dari uji *Cone Penetration Test (CPT)* dan *Standrd Penetration Test (SPT)*

1.7 Rumusan Masalah

Berikut ialah rumusan masalah berlandaskan latar belakang diatas mampu dipaparkan yakni :

1. Seberapa besar daya dukung struktur pondasi tiang bor dalam mempertahankan kapasitas pendukung aksial menggunakan Metode Reese & Wreight dan Metode Meyerhorf?
2. Seberapa besar kapasitas dukung susunan pondasi tiang bor dalam mempertahankan kapasitas dukung lateral akibat tekanan tanah lateral menggunakan Metode Broms dan Metode Reese and Matlock?
3. Sebesar apa angka Penurunan dan Defleksi yang terjadi pada pondasi tiang bor?

1.8 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah yang sudah dipaparkan diatas, maka maksud dari dilaksanakannya penelitian mampu dijabarkan, yakni:

1. Memahami nilai kapasitas dukung aksial dengan jenis diameter dan melaksanakan perbandingan angkanya menggunakan Metode Reese & Wright dan Metode Myerhorf.
2. Menghitung nilai kapasitas dukung lateral dengan jenis dimensi dan melakukan perbandingan angkanya menggunakan Metode *Broms* dan Metode *Reese and Matlock*.
3. Memahami besaran angka turunan terhadap kapasitas dukung aksial dan defleksi pada kapasitas dukung lateral yang terjadi pada pondasi tiang bor.

1.9 Manfaat Penelitian

Tujuan dilaksanakan penelitian ini ialah agar mampu menjadi bahan referensi untuk me-redesign kembali sebuah pondasi dan juga sebagai pemahaman pada daya dukung pondasi bored pile dalam menopang beban aksial maupun beban lateral yang ada.

1.10 Batasan Penelitian

Berikut ialah batasan penelitian sebagai acuan untuk mendapati maksud

penelitian, yakni:

1. Lokasi penelitian yakni proyek pembangunan Gedung FIB di ISBI
2. Struktur bawah yang digunakan berjenis pondasi tiang bor dengan diameter 0,4 m
3. Data yang digunakan merupakan Data N-SPT dan Data Laboratorium dengan mengasumsikan Data N-SPT pada kedalaman 10 m – 12 m sebesar >60
4. Analisis pembebanan menggunakan bantuan software ETABS
5. Analisis *design* kelompok tiang pada 1 kolom.
6. Peraturan untuk merancang pada struktur bagi konstruksi Gedung menggunakan SNI 03-2847-2013
7. Aturan beban gravitasi bagi penataan perencanaan ketahanan gempa struktur gedung dan non gedung menggunakan SNI 03-1726-2012
8. Pondasi tiang bor yang dipertimbangkan mencakup kapasitas aksial, daya dukung lateral, penyusutan, dan defleksi yang ada.
9. Analisis kapasitas pondasi menggunakan metode *Reese & Wright* dan Metode *Meyerhorf*, sedangkan kapasitas lateral menggunakan metode *Broms* dan metode *Reese and Matlock*.
10. Diameter pondasi tiang bor yang digunakan ialah 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m dan diameter eksisting proyek 0,4 m melalui panjang tiang 12 m.
11. Angka teraman (*safety factor*) yang peruntukkan sebesar 2.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi *bore pile* ialah tipe pondasi yang berbentuk tabung yang berperan melanjutkan beban struktur konstruksi di atasnya ke pada muka tanah hingga tanah keras. Pondasi *bore pile* mempunyai keuntungan yang serupa dengan pondasi tiang pancang atau lainnya. Pondasi didesain supaya dapat membagikan dukung beban sampai kapasitas keamanan tertentu, tidak terkecuali menyokong beban maksimal yang bisa saja terjadi. Pemanfaatan pondasi selaku pondasi dari sebuah rancangan melalui kapasitas tanah yang memadai untuk menopang berat dari konstruksi dan semua beban tugas yang ada pada susunan melalui kedalaman lebih dari 8 meter berakar pada bidang tanah (Bowles, 1997)

2.2 Penelitian Daya Dukung Pondasi Tiang Bor

Dalam penelitian perihal kapasitas pondasi tiang bor ini penulis melampirkan penelitian-penelitian yang sudah peneliti terdahulu yang berhubungan melalui kajian yang hendak penulis analisis dan selaku dasar referensi untuk membandingkan terhadap penelitian yang hendak dilaksanakan.

2.2.1 Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan

Haq (2018) menggunakan metode elemen sampai dalam proyek “Gedung Kuliah Gedung Kembar” Universitas Muhammadiyah Yogyakarta untuk menganalisis pengaruh penyimpangan dimensi pada daya sokong pondasi tiang bor kelompok. Penelitian ini berlandaskan penguntukan metode elemen hingga. Nilai daya dukung Meyerhof untuk perubahan ukuran 70 cm, 80 cm dan 90 cm adalah 4.309.211 kN, 5.040.323 kN, dan 5.800.312 kN, dan Meyerhof berlandaskan data lapangan adalah 4.854.89 kN, 5.984.08 kN. Didapatkan hasil. 6.519,33 kN. Metode Reese & Wright untuk diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm tiap-tiap menghasilkan 3333,08 kN, 4006,47 kN, dan 4632,09 kN. 2.523.564

pondasi dapat digunakan dengan aman untuk pembangunan gedung kembar UMY.

Hudoyo (2017), melaksanakan kajian pada Proyek Apartemen Vivo Yogyakarta yang dimaksudkan selaku rumah hunian untuk mahasiswa pada Kawasan seturan. Melalui kajiannya melaksanakan pengujian pada kapasitas tiang dan penyusutan pada pondasi tiang bor. Teknik yang digunakan dalam mengukur kapasitas tiang yakni metode berlandaskan data observasi yang menggunakan data SPT, dan Teknik yang digunakan dalam mengukur penyusutan pondasi yakni Metode Vesic. Melalui pengukuran diperoleh derajat kapasitas tiang bor pada diameter 0.6 m ialah 204.8 ton, nilai tersebut lebih tinggi melalui beban yang perlu ditopang yakni 173.77 ton, sehingga diperoleh aman, dan tingkat penyusutan kelompok tiang ialah 0.026 m. Dalam tiang bor diameter 1 m diperoleh kapasitas dukung ialah 652.3 ton, nilai ini lebih tinggi dari beban yang perlu ditopang yakni 241.32 ton. Dengan begitu dianggap aman dan derajat penyusutan himpunan tiang ialah 0.172 m.

2.2.2 Analisis Kapasitas Dukung terhadap Beban Lateral

Menurut Hanifah (2018) menggunakan metode beda hingga dan elemen hingga untuk melakukan studi aspek ketepatan dan perbuatan kelompok tiang dengan beban lateral. Melalui Teknik beda hingga dan metode elemen hingga digunakan untuk mengetahui efisiensi ketahanan geser berdasarkan defleksi terdistribusi yang disetujui dari serangkaian tiang bagian dalam dengan jarak tiang yang berbeda. Efisiensi jarak tiang, makin tinggi jarak antar tiang pada sebuah kelompok tiang, makin banyak efisiensi pada total tiang, dan makin tinggi total tiang pada sebuah himpunan, makin turun tingkat ketepatannya.

2.2.3 Analisis Kapasitas Dukung dan Defleksi

Fadli (2021) melaksanakan kajian pada Pengaruh jenis Dimensi Tiang Bor pada Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan besaran turunan bertujuan untuk menganalisis kemampuan pondasi tiang bor dalam menahan gaya

aksial dan lateral, serta tingkat penurunan dan defleksi. Sebuah studi telah dilakukan tentang pengaruh dimensi tiang bor yang berbeda terhadap penurunan. Hitung nilai yang dialami pondasi tiang bor. Penelitian ini berlandaskan penguntukan metode Reese & O'neil, Meyerhorf, Broms, Reese & Matlock dan menggunakan aplikasi ETABS. Berdasarkan hasil perhitungan untuk simpangan dimensi kapasitas beban poros sebesar 0,6 m, 0,8 m dan 1 m diperoleh nilai yakni 12330,6 kN, 12767,4 kN dan 12769,9 kN. Metode Meyerhorf beraskan data SPT menghasilkan nilai yakni 10333,4 kN, 12624,8 kN dan 13677,9 kN. Metode Meyerhorf berdasarkan data laboratorium adalah 11836.96kN, 13117.16kN, 14904.27kN lebih besar dari $P=9353.43\text{kN}$, pondasi aman digunakan. Nilai 465.527 kN, 665.274 kN, metode Reese & Matlock menghasilkan nilai 290.6684 kN, 460.574 kN, 658.1968 kN, nilai kapasitas lateral mencukupi persyaratan defleksi yang diizinkan 6 mm sampai 18 mm.

2.2.4 Analisis Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Aksial

Tamimi (2020) melaksanakan penelitian terhadap Proses Ulang Perencanaan Susnan Bawah Gedung Dengan Pondasi Bored Pile melalui maksud untuk Mengetahui kapasitas pondasi dengan beragam dimensi. Pada openelitian ini menggunakan Metode Reese & Wright dan Metode Skempton serta menggunakan aplikasi ETABS. Berdasarkan hasil perhitungan dengan variasi diameter tiang 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m, hasil kapasitas dukung dengan metode Reese and wright untuk tiap-tiap dimensi sejumlah 1211,81 kN, 1489,37 kN, dan 1482,45 kn. Metode Skempton mendapati tiap-tiap nilai 1004,7 kn, 1229,87 kN, dan 1482,45 kN.

2.3 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Perbedaan penelitian ini dilaksanakan untuk mencegah keserupaan atau plagiasi dari kajian-kajian sebelumnya dilaksanakan sebelumnya oleh beberapa peneliti. Untuk memahami ketidaksamaan penelitian yang ada, dapat dilihat dalam Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Peneliti	Penelitian Terdahulu				
	Fadli (2021)	Hanifah (2018)	Haq (2018)	Hudoyo (2017)	Tamimi (2020)
Judul penelitian	Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunan	Analisis Faktor Efisiensi dan Perilaku Kelompok Tiang Akibat Beban Lateral dengan Metode Finite Difference dan Elemen Hingga	Pengaruh Variasi Dimensi terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga	Analisis kapasitas dukung dan penurunan Tiang Bor pada proyek Apartemen Vivo Yogyakarta	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Bored Pile
Tujuan Penelitian	Menganalisis Kapasitas Pondasi bored pile menahan kapasitas aksial dan Lateral Menghitung besar nilai penyusutan dan defleksi yang dialami pada pondasi tiang bor	Memahami faktor efisiensi kapasitas lateral berlandaskan defleksi	Memahami daya dukung pondasi kelompok bored pile melalui variasi dimensi.	Memahami perhitungan kapasitas tiang dan penyusutan pada pondasi tiang bor.	Memahami daya dukung pondasi melalui variasi dimensi.

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Aspek Peneliti	Penelitian Terdahulu				
	Fadli (2021)	Hanifah (2018)	Haq (2018)	Hudoyo (2017)	Tamimi (2020)
Metode Penelitian	SAP2000 Metode Reese & O'neil, meyerhorf, Broms, Reese & Matlock.	Metode Finite Difference dan Metode Elemen Hingga	Metode Elemen Hingga	SAP2000, Data Lapangan (SPT), Metode Vesic untuk penurunan Pondasi.	Metode Reese and Wright dan Metode Skempton. ETABS
Hasil Penelitian	Analisis kapasitas beban berlandaskan deviasi ukuran 0,6 m, 0,8 m dan 1 m bagi kapasitas beban aksial mendapati skor 12.330,6 kN, 12.767,4 kN dan 12.769,9 kN. Nilai yang diperoleh data SPT metode Meyerhorff berturut-turut adalah 10.333.4 kN, 12.624,8 kN, dan 13.677.9 kN, dan metode	Efisiensi pada selisih tiang lebih tinggi bila jarak antar tiang pada kelompok tiang lebih tinggi, dan lebih rendah bila jumlah tiang pada kelompok tiang lebih besar.	Daya dukung pada simpangan dimensi 70 cm, 80 cm, dan 90 cm dengan metode Meyerhorff beruntun ialah 4309.211 kN, 5040.323 kN, dan 5800.312 kN; , dan menghasilkan 6519,33. kn Metode Reese & Wright menghasilkan hasil daya dukung masing-masing sebesar 333,08 kN, 4006.47 kN, dan 4632.09 kN untuk	Menggunakan diameter tiang 0,6 m dan 1 m. Pada tiang 0.6 m dengan kapasitas sebesar 204.8 ton dan beban yang perlu ditopang sebesar 173.77 ton dan penyusutan kelompok tiang sebesar 0.026 . Sedangkan pada tiang 1 m dengan kapasitas sebesar 652.3 ton dan beban yang harus ditumpu sebesar	Menggunakan diameter tiang 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m. Hasil kapasitas dukung dengan metode Reese and wright untuk masing-masing dimensi sebesar 1211,81 kN, 1489,37 kN, dan 1482,45 kn. Metode Skempton diperoleh sebesar 1004,7 kn, 1229,87 kN, dan 1482,45 kN

	<p>Meyerhorff berdasarkan data lab adalah 11.836.96 kN, 13.117.16 kN, 14.904.27 kN P = 9353.43 kN yang merupakan basis kN untuk penguntukan yang aman. Kapasitas dukung beban lateral Metode Broms menghasilkan nilai 293.793 kN, 465.527 kN, 665.274 kN, dan metode Reese & Matlock menghasilkan nilai 290.6684 kN, 460.574 kN, 658.1968 kN. 6mm hingga 18mm</p>		<p>diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm dengan nilai P lebih besar dari 2523.564. Pembangunan gedung kembar UMY aman.</p>	<p>24.132 ton dan penurunan kelompok tiang sebesar 0.172 m.</p>	
--	---	--	---	---	--

Sumber : Sumber : Fadli (2021), Hanifah (2018), Haq (2018), Hudoyo (2017), Tamimi (2020)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Pada Ilmu teknik sipil tanah ialah kelompok mineral, material alami dan sedimen-sedimen yang terukur luput, yang ada pada bagian atas batuan dasar (bedrock). (Hardiyatmo, 1992). Prosedur pembentukan tanah bersumber pada pelapukan batuan yang mampu dialami secara wujudnya ataupun kimiawi. Prosedur pelapukan wujudnya mengonversikan batuan selaku elemen kecil, hal ini diperoleh sebab terdapat dampak dari pengikisan, angin, air, es dan leburnya elemen tanah sebab terdapat alterasi temperatur ataupun iklim. Lazimnyaa, pelapukan dalam prosedur kimia terjadi akibat didampaki oleh oksigen, karbondioksida, dan air yang terkandung asam dan alkali (Wesley, 1997)

Tanah memegang peranan penting dalam proses konstruksi. Tanah adalah pekerja keras karena desain pondasi mentransfer beban dari bangunan atas ke tanah. Sebuah survei tanah harus dilakukan untuk menentukan keadaan tanah yang aman untuk menolong beban struktural di atas.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan Tanah ialah hal yang diharuskan ketika akan melaksanakan tugas konstruksi meliputi pembangunan gedung bertingkat, pembangunan jalan beton, dll. Penyelidikan tanah ialah aktivitas yang bertujuan untuk memahami ciri khas ataupun kapasitas tanah. Pemeriksaan tanah yang dilaksanakan mencakup pengeboran tanah, penetapan sampel tanah, uji lapangan, dan uji pada laboratorium.

3.3 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang mampu diklasifikasikan berlandaskan materialnya, cara penyelenggaraan serta pemakaian bahan-bahan dan lainnyaa. Berlandaskan material bahan pada tiang yang diklasifikasikan atas empat yakni tiang beton, tiang baja, tiang

kayu, dan tiang komposit. Ketika mekanisme pembentukkan tiang beton tidak sama tas tiang beton pracetak (*precast concrete pile*) dan tiang beton cor di tempat (*cast in place*).

Pondasi tiang bor (bored pile) ialah pondasi tiang yang pelaksanaannya melalui upaya dicetak lubang pada tanah, berwujud serupa tiang, selanjutnya dalam lubang tersebut dicampurkan dalam adonan beton. Pondasi tiang bor diciptakan melalui upaya = membor tanah dan selanjutnya di cor beton (Hardiyatmo, 2010)

Saat bekerja dengan pondasi tiang bor, ada beberapa metode pelaksanaan yang dipertimbangkan dalam hal beban kerja. Artinya, bekerja dari tumpukan membosankan yang terlindungi dan tidak terlindungi. Tiang pancang dengan pelindung dapat menggunakan selubung sementara di tanah yang riskan roboh atau pasir lepas. Melalui tugas tiang bor yang tidak terlindungi saat prosedur pemboran tidak butuh dipertahankan melalui selubung sementara.

3.4 Kapasitas Dukung Tiang Bor

Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kapasitas tanah pada pembagian dukung beban fondasi dari rangka yang ada di atasnya (Hardiyatmo,2018). Dalam perancangan fondasi tiang untuk menetapkan kapasitas yang dibutuhkan data tanah untuk memantapkan kapasitas ultimate pada tiang. Untuk itu nilai tersebut mampu diperoleh melalui Persamaan 3.1 berikut ini :

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= q_p \cdot A_p + f_s \cdot l \cdot p \end{aligned} \quad (3.1)$$

dengan :

Q_u = Kapasitas dukung ultimate tiang (kN)

Q_p = Kapasitas dukung ujung tiang (kN)

Q_s = Kapasitas selimut tiang (kN)

A_p = Luas penampang tiang bor (cm²)

P = Keliling penampang tiang (cm²)

L = Panjang Tiang (cm^2)

F_s = Tahanan gesek satuan tiang (kg/cm^2)

Untuk mengetahui kapasitas izin tiang dalam beban aksial Q_a diperoleh dengan membagi nilai daya dukung ultimate dengan factor aman (SF).

Persamaan dapat dinyatakan pada rumus berikut ini :

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} \quad (3.2)$$

dengan :

Q_a = Kapasitas izin tiang (kN)

Q_u = Kapasitas ultimate tiang (kN)

SF = Faktor Keamanan

Beberapa pertimbangan factor keamanan (SF) ditentukan dengan cara sebagai berikut:

1. Tipe dan kepentingan struktur,
2. Jenis pengujian tanah,
3. Jenis kandungan tanah,
4. Tingkat pengawasan mutu pembuatan pondasi fondasi,
5. Total beban yang dipikul oleh fondasi.

Untuk dasar tiang yang dibesarkan dengan diameter $d < 2\text{m}$, factor aman (SF=2,5), sementara tiang tanpa pembesaran pada bagian bawahnya factor aman (SF=2). (Hardiyatmo, 2001)

3.4.1 Daya Dukung Aksial

Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat beban aksial, yaitu tahanan geser yang mampu dibagikan tanah pada sisi bidang gesernya (Hardiyatmo, 2018). Kapasitas dukung dapat dianalisis berdasarkan pendekatan persamaan-persamaan berikut.

1. Metode Reese & Wright (1981)

Pada perhitungan kapasitas tiang bor berdasarkan uji N-SPT mampu diukur menggunakanberagam metode Reese & Wright berikut ini.

a. Tahanan Ujung Ultimit Tiang

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

$$Q_p = q_p \cdot A \quad (3.3)$$

dengan :

A = Luas penampang bored pile (m^2)

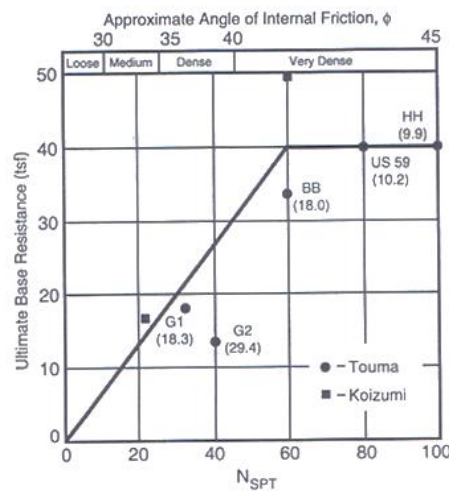
q_p = Tahanan unung ultimit satuan (ton/m^2)

Q_p = Tahanan ujung ultimit tiang (ton)

Pada tanah yang bersifat kohesif, tahanan ujung per satuan luas, dapat diambil sebesar 9 kali kuat geser tanah..

$$q_p = 9 \cdot C_u$$

Pada tanah bersifat non kohesif, nilai q_p diperoleh melalui pembacaan korelasi yang terlihat pada Gambar 3.1 sesuai dengan N-SPT pada ujung tiang.



Gambar 3.1 Penentuan nilai tahanan ujung ultimit berdasarkan nilai N-SPT.

b. Tahanan Gesek Ultimit

Tahanan gesek ultimit dalam tiang bor pada tanah granuler dapat dihitung menggunakan rumus 3.4 berikut ini.

dengan :

$$Q_s = f_s \times l \times p \quad (3.4)$$

dengan:

f_s = Tahanan gesek selimut satuan (kN/m²)

l = Tinggi lapisan tanah (m)

p = keliling lingkaran (m)

Tahanan gesek ultimit tiang per satuan yang luas dipengaruhi oleh jenis tanah parameter kuat geser tanah.

a. Tanah Kohesif

Gesekan ultimit tiang dapat ditentukan dengan persamaan 3.5 berikut.

$$F_s = a \cdot C_u \quad (3.5)$$

$$C_u = \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \quad (3.6)$$

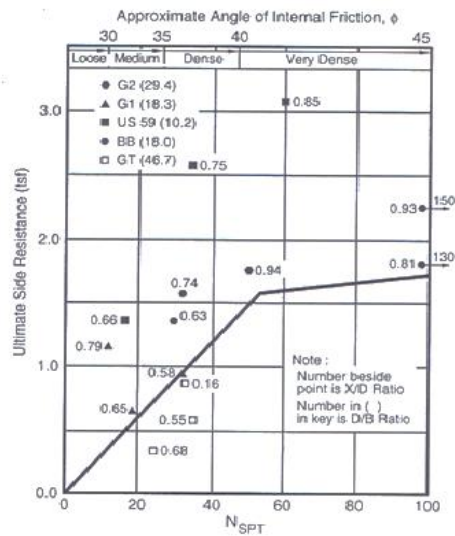
dengan:

a = factor adhesi (diambil 0,55)

C_u = Kohesi dasar tiang rencana

b. Tanah Non – Kohesif

Tingginya nilai f_s didapat dari korelasi langsung dengan N_{spt} pada grafik, seperti yang ditunjukkan pada gambar 3.2 berikut.



Gambar 3.2 Penentuan nilai tahanan gesek ultimit berdasarkan nilai N-SPT

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang bor dapat dihitung dengan Persamaan 3.7

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (3.7)$$

dengan :

Q_u = tahanan ujung ultimit (kN)

Q_p = tahanan ujung tiang (kN)

Q_s = tahanan gesek tiang (kN)

Nilai kapasitas dukung tiang bor juga dapat dipengaruhi oleh tinggi muka air tanah, maka dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.8.

$$Q_u = Q_b + Q_s - Wp' \quad (3.8)$$

Nilai Wp' hasil pengaruh dari adanya muka air tanah yang memberikan gaya angkat pada pondasi. Berat tiang bor sendiri dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.9 di bawah ini.

$$Wp' = Wp - U \quad (3.9)$$

Nilai untuk memperoleh berat tiang menggunakan Persamaan 3.10

$$Wp = \frac{1}{4} \times \pi d^2 \times L \times \gamma_{beton} \quad (3.10)$$

Karena terdapat air tanah, tiang menemui gaya angkat ke atas menurut rumus 3.11 di bawah ini.

$$U = \frac{1}{4} \times \pi d^2 \times (L - Hw) \times \gamma_w \quad (3.11)$$

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 dukung tiang bor dapat dihitung menggunakan persamaan 3.12 berikut.

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$Q_p = A_p \times f_p \quad (3.12)$$

Untuk menghitung tahanan ujung satuan tiang dapat menggunakan persamaan 3.13

$$f_p = 0,4 \times N60' \times \left(\frac{L}{d}\right) \times \sigma_r \times \leq 4 \times N60' \times \sigma_r \quad (3.13)$$

dengan :

Q_p = Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

f_p = tahanan ujung satuan tiang

$N60'$ = NSPT yang dikoreksi terhadap pengaruh prosedur lapangan dan tekanan overburden

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

σ_r =tegangan referensi = 100 kPa

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

1.11 Kapasitas dukung selimut pada tiang dapat ditentukan dengan persamaan 3.14

$$Q_s = \sum f_s \times A_s \quad (3.14)$$

$$f_s = \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \quad (3.15)$$

1.12

1.13 dengan :

1.14 Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

1.15 A_s = Luas selimut tiang (m²)

1.16 N_{60} = nilai NSPT perlapisan tanah

1.17 σ_r = tegangan referensi = 100kPa

1.18

b. Perhitungan Berdasarkan Uji Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

1.19 Untuk menghitung kapasitas dukung ujung tiang digunakan Persamaan 3.16 dan 3.17

1.20

$$1.21 \quad Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.16)$$

$$1.22 \quad q_p = c_u \times N_c^* + \sigma_r' \times N_q^* + 0.5 \times \gamma \times B \times N_{\gamma}^* \quad (3.17)$$

1.23

1.24 Untuk tanah non kohesif menggunakan Persamaan 3.14

1.25

$$1.26 \quad q_p = \sigma_r' \times N_q^* \leq 50 \times N_q^* \times \tan \phi \times A_p \quad (3.18)$$

1.27

1.28 Untuk tanah kohesif menggunakan Persamaan

3.15

1.29

$$1.30 \quad qp = cu \times Nc^* \quad (3.19)$$

1.31

1.32 Dengan :

1.33 Q_p = kapasitas dukung ujung tiang
(kN)

1.34 q_p = tahanan ujung per satuan luas
(kN/m²)

1.35 A_p = luas penampang ujung tiang (m²)

1.36 σ' = tegangan efektif (kN/m²)

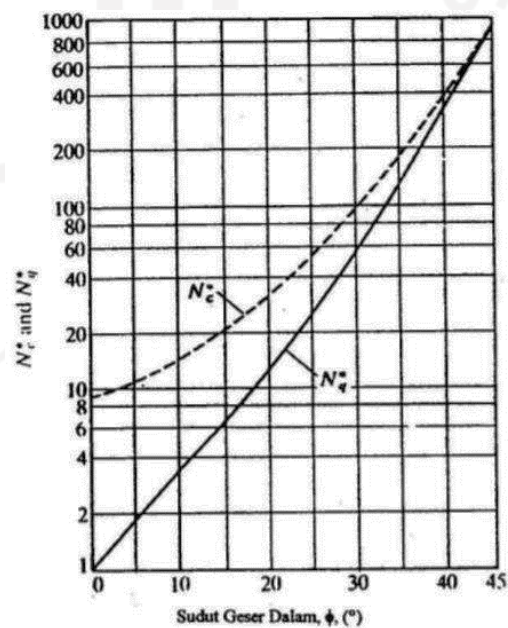
1.37 c_u = undrained shear strength (kN/m²)

1.38 N_q^* & N_c^* = aspek utama pendukung

1.39 N_γ^* = aspek kuat pendukung

1.40 Φ = sudut geser dalam (°)

Untuk menentukan factor daya dukung ujung (N_q^*) dapat dilihat pada Gambar 3.3



1.41 Gambar 3.3 Faktor Daya Dukung Ujung N_c^* dan N_q^*

1.42 Sumber : Meyerhorff (1976)

1.43

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

1.44 Kapasitas dukung selimut tiang dapat ditentukan dengan menggunakan persamaan 3.20

1.45

1.46

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

(3.20)

$$1.47 \quad A_s = p \times \Delta L$$

(3.21)

1.48

1.49 dengan :

1.50 A_s = luas selimut tiang (m²)1.51 ΔL = panjang segmen tiang (m)1.52 f_s = gesekan selimut satuan (kN/m²)

1.53 Berikut merupakan persamaan yang digunakan pada tanah non kohesif untuk menentukan gesekan selimut dapat dilihat pada persamaan 3.22 berikut.

$$f_s = K \times \sigma_r' \times \tan \delta \quad (3.22)$$

dengan :

K = Koefisien tekanan tanah lateral pada sisi tiang yang diamati

 σ_r' = tegangan vertical efektivitas tanah overbudden (kN/m²) ϕ = Sudut gesek dalam (°) δ = Sudut gesek antara tiang dengan tanah

Nilai K dan δ tergantung pada metode pelaksanaan yang digunakan. Nilai δ untuk tiang bor biasanya dihubungkan dengan sudut gesek dalam tanah (ϕ). Meyerhorf (1976) menganggap $\delta = 0,75 \phi$ sebagai acuan yang digunakan \ nilai δ . Sebagai penentuan nilai K dapat dilihat dalam Tabel 3.1 Berikut

1.54 Tabel 3. 1 Penentuan Nilai K untuk Tiang Bor

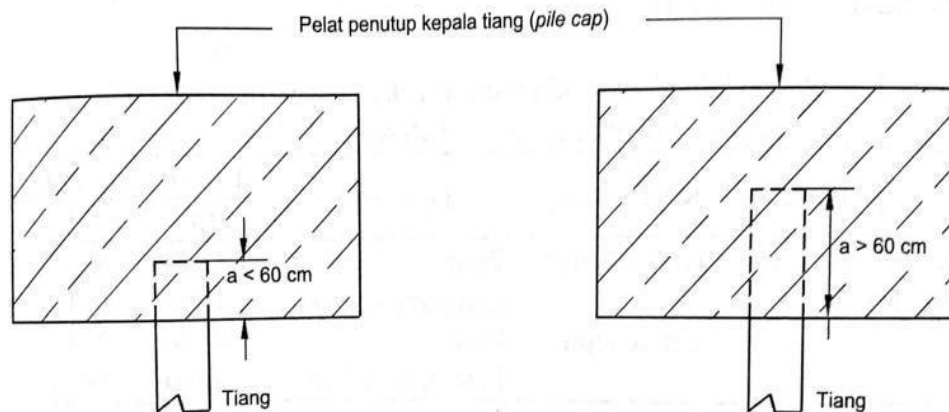
Bahan Tiang	δ	Nilai K	
		Kepadatan Relatif Rendah	Kepadatan Relatif Tinggi
Baja	20°	0,5	1,0
Beton	3/4 φ	1,0	2,0
Kayu	2/3 φ	1,5	4,0

3.4.2 Daya Dukung Lateral Akibat Beban Lateral

Beban lateral adalah beban yang berasal dari arah horizontal. Beban horizontal sendiri berasal dari beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang, dan sebagainya. Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada 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 mempengaruhi 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 penutu, untuk tiang – tiang yang bagian atasnya tidak terjepit ke dalam pelat penutup kepala tiang termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). Tipe – tipe pada tiang dapat dilihat pada Gambar 3.4 Berikut.



(a) Tiang ujung bebas

(b) Tiang ujung jepit

1.55 Gambar 3.4 Definisi tiang ujung jepit dan ujung bebas (McNulty, 1956)

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

Dalam penelitian ini, metode berikut digunakan untuk menilai kapasitas beban lateral.

1. Metode Broms

Untuk tiang dalam tanah granular ($c = 0$), Broms (1964) dalam Hardiyatmo, 2018 menyatakan sebagai berikut:

- a. Tekanan tanah aktif yang bekerja di belakang 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 jenis tanah berpasir akibat beban lateral dapat diuraikan pada persamaan 3.23 berikut.

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{nh}} \quad (3.23)$$

dengan :

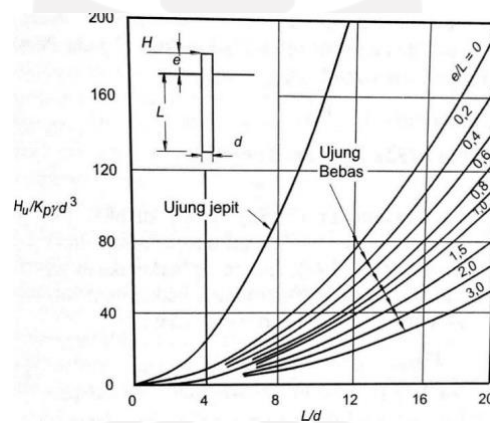
T = factor kekakuan

E_p = modulus elastisitas tiang (m^4)

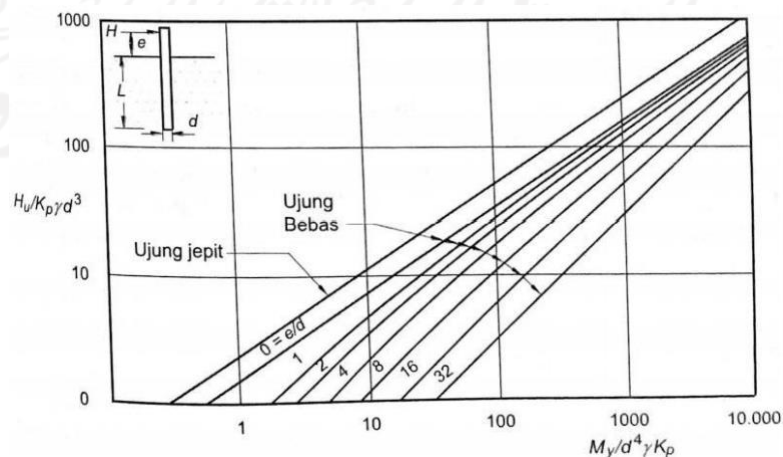
I_p = momen Inersia Tiang (m^4)

N_h = 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 dari tahanan lateral ultimit dari dalam tanah granular ditunjukkan pada Gambar 3.5



(a) Tiang ujung pendek



(b) Tiang ujung panjang

**Gambar 3.5 Grafik Tahanan lateral ultimit tiang dalam tanah granuler
(Broms, 1964)**

(Sumber : Hardiyatmo, 2018)

b. Daya Dukung lateral maksimum pada tiang secara Analitis

Pada tiang ujung jepit yang kaku, keruntuhan tiang akan berupa translasi, beban lateral ultimit dapat dinyatakan dalam persamaan 3.24 berikut.

$$H_u = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma d L^2 K_p \quad (3.24)$$

Perhitungan Koefisien tekanan pasif dapat digunakan persamaan 3.25

$$K_p = \tan^2 \times \left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.25)$$

dengan :

H_u = beban lateral ultimit (kN)

γ = berat volume tanah (kN/m³)

D = diameter tiang (m)

L = panjang tiang (m)

Momen dimaksimalkan yang mampu ditahan tiang (ultimate bending moment)

$$M_{max} = \gamma_{sat} \times d \times L^3 \times K_p \quad (3.26)$$

dengan :

γ = Berat volume tanah (kN/m³)

d = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m),

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

Jika $M_{mak} > M_y$, maka keruntuhan tiang diharapkan akan berbentuk seperti yang ditunjukkan pada Gambar 3.6b. Serta memperhatikan keseimbangan horizontal tiang pada Gambar 3.6c yang diperoleh menggunakan Persamaan 3.27 berikut ini

$$F = \left(\frac{3}{2}\right) \gamma dL^2 K_p - H_u \quad (3.27)$$

dengan :

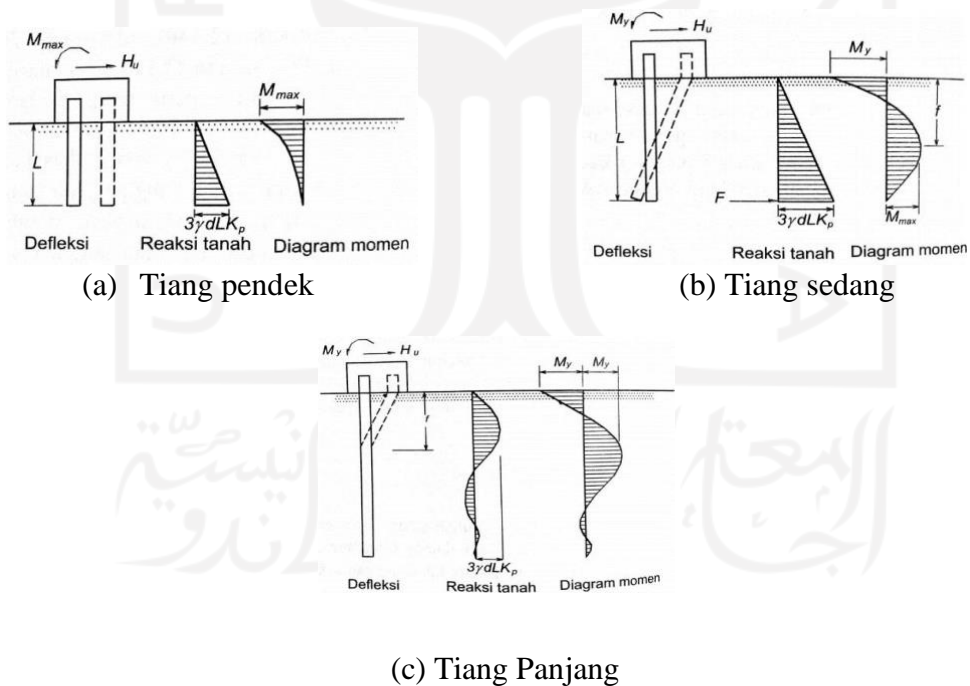
γ = Berat volume tanah (kN/m³)

D = Diameter tiang (m)

L = Panjang tiang (m)

K_p = Koefisien tekanan tanah pasif

H_u = Beban lateral Ultimit (kN)



Gambar 3.6 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 3.23, dengan diperoleh (untuk $M_{maks} > M_y$) pada Persamaan 3.28 berikut ini.

$$M_y = \left(\frac{1}{2}\right) (\gamma dL^3 K_p - H_u L) \quad (3.28)$$

Perhitungan untuk mendapatkan nilai kapasitas dukung lateral maksimum pada tiang dapat menggunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$F = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{d x K_p x Y_{sat}}} \quad (3.29)$$

$$H_u = \frac{2 x M_y}{e + \frac{2f}{3}} \quad (3.30)$$

Perhitungan untuk memperoleh nilai dukung lateral izin menggunakan Persamaan 3.31 berikut ini.

$$H_{izin} = \frac{H_u}{SF} \quad (3.31)$$

dengan :

H_{izin} = daya dukung lateral izin tiang

H_u = daya dukung ultimit tiang

SF = factor keamanan

c. Daya dukung lateral pada tiang secara grafik

Penilaian daya dukung lateral pada tiang menggunakan grafik pada Gambar 3.5 diperoleh dengan menggunakan persamaan 3.32

$$H_u = \frac{M_y}{d4Y_{sat} x K_p} \quad (3.32)$$

Nilai dari hasil persamaan 3.28 dapat ditentukan pada gambar 3.5

2. Metode Reese dan Matlock (1956)

Pada tiang dengan kepala terjepit, slope pada kepala tiang dihargai dengan nol, hal berikut dapat dilihat pada Persamaan 3.33 berikut ini.

$$Sx = SA + SB = As \frac{H.T^2}{EI} + Bs \frac{M.T}{EI} \quad (3.33)$$

Koefisien pondasi tiang pad tanah granuler dapat dilihat pada Tabel 3.2

Tabel 3.2 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
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 menentukan harga As dan Bs dari Tabel 3.2 maka untuk x = 0 dapat dilihat pada persamaan 3.34

$$\frac{M}{H.T} = - \frac{As}{Bs} = - \frac{1.623}{1.75} = 0.93$$

(3.34)

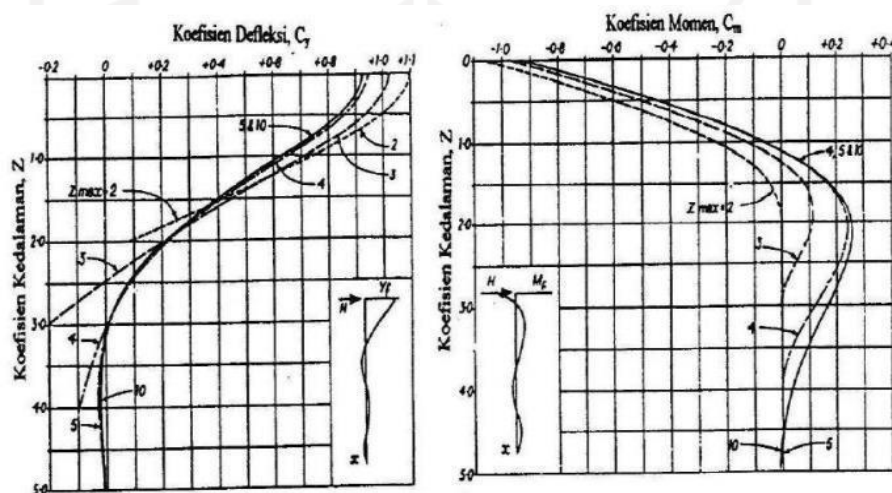
Perhitungan momen mampu dapat dilihat pada persamaan 3.35

$$yx = Cy \cdot \frac{H \cdot T^3}{EI} \quad (3.35)$$

Penilaian momen dapat dilihat pada persamaan 3.36

$$Mx = Cm \cdot H \cdot T \quad (3.36)$$

Koefisien Cy dan Cm pondasi tiang dapat dilihat dalam Gambar 3.7



Gambar 3.7 Grafik Koefisien Cy dan Cm Pondasi Tiang
(Sumber : Broms, 1964)

3.4.3 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berikut beragam jenis kebutuhan diamati untuk melaksanakan analisis kapabilitas tiang kelompok.

1. Jumlah tiang

Total tiang yang hendak digunakan ditentukan dengan berdasarkan beban yang dikerjakan pada pondasi dan kapasitas izin pada Persamaan 3.37

$$n = \frac{P}{Q_{izin}} \quad (3.37)$$

dengan :

P = beban yang bekerja

Q_{ijin} = kapasitas dukung ijin tunggal

2. Efisiensi Tiang

Kaidah yang dibagikan saran dari Converse – Labbare untuk mengukur ketepatan yang ada pada tiang menggunakan Persamaan 3.38

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90.m.n} \quad (3.38)$$

dengan :

m = jumlah tiang per baris

n = jumlah tiang per kolom

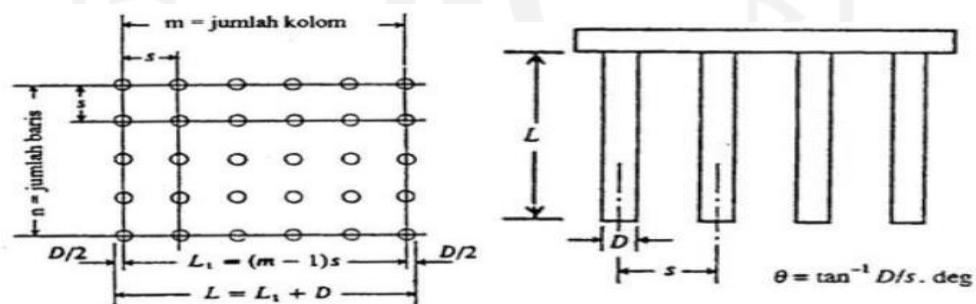
θ = arc tg d/s ($^\circ$)

S = jarak antar tiang (m)

D = diameter atau sisi tiang (m)

Temuan perhitungan pada tanah non kohesif yang dinyatakan Brown,dkk(2010), nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih mampu diperoleh melalui jarak antar tiang $2,5D - 3D$ (Paulus,2016)

Berikut ialah gambar efisiensi tiang kelompok dapat dilihat dalam gambar 3.8



Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang

Kapasitas dukung tiang kelompok dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.39.

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g \quad (3.39)$$

dengan :

Q_g = 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 dapat terjadi karena adanya perubahan pada susunan tanah ataupun adanya penurunan yang terdapat pada rongga pori atau air yang ada didalam tanah tersebut. Bila pondasi terletak pada tanah granuler seperti pasir dan kerikil, maka penurunan yang terjadi merupakan penurunan segera. Penurunan pondasi yang terletak pada tanah-tanah lanau dan pasir, sebagian disebabkan oleh deformasi tanah dasar pondasi ke arah lateral. (Hardiyatmo, 2018).

3.5.1 Penurunan pada tiang tunggal

Penurunan yang terjadi pada tiang tunggal dapat diperoleh dengan menggunakan metode empiris, berikut metoda yang digunakan.

1. Metode Empiris

Penyusutan menggunakan metode empiris diperoleh dengan menggunakan Persamaan 3.40

$$S = \frac{d}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.40)$$

dengan :

- S = Penurunan total di kepala tiang (m)
 D = Diameter tiang (m)
 Q = Beban Kerja (kN)
 Ap = Luas penampang tiang (m²)
 L = Panjang tiang (m)
 Ep = Modulus elastisitas tiang (Tabel 3.7)

3.5.2 Penurunan pada tiang kelompok (Vesic,1977)

Perhitungan pada tiang kelompok dapat diitung dengan persamaan 3.41

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.41)$$

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 sebuah proses lendutan yang terjadi Karen adanya gaya vertical yang bekerja pada batang material. Tiang yang mengalami nilai defleksi lateral yang besar akan membahayakan stabilitas jangka panjang yang didukungnya. Untuk mendapatkan nilai defleksi lateral pada tanah granuler (pasir, $c=0$) dpat digunakan Metode Broms (1964). Bangunan gedung, jembatan dan struktur-struktur diizinkan untuk menahan beban lateral berkisar 6mm – 18mm.

1.56 Tabel 3.3 Nilai – nilai n_h untuk tanah granuler ($c = 0$)

Kerapatan relatif (D_r)	Tak padat	Sedang	Padat
Interval nilai A	100 – 300	300 – 1000	1000 - 2000
Nilai A dipeuntukkan	200	600	1500
N_h ,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 dalam Persamaan 3.42

$$Y_o = \frac{0,93Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \cdot Ip)^{\frac{2}{5}}} \quad (3.42)$$

dengan :

Y_o = defleksi tiang akibat beban laeral (mm)

Nh = koefisien variasi modulus terzaghi (kN/m³)

Ep = modulus elastis pondasi (kN/cm²)

Ip = momen inersia tampang pondasi (cm⁴)

H = beban lateral izin pada defleksi toleransi (kN)

3.7 Pembebanan

Analisis Pembebanan dilakukan agar dapat mengetahui berapa besar beban yang akan diteruskan terhadap struk dibawah atau pondasi. Beban atau gaya yang diteruskan terhadap struktur bawah dapat diperhitungkan dengan ETABS. 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

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

Gempa bumi adalah bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Energi tersebut terakumulasi dan terperangkap pada waktu yang lama kemudian terlepas dan merambat ke segala arah sampai ke permukaan tanah. Hal tersebut membuat permukaan tanah bergelombang yang mengakibatkan bangunan di atasnya bergetar. Pada saat bangunan bergetar, timbul gaya-gaya pada struktur bangunan karena adanya kecenderungan massa bangunan untuk mempertahankan dirinya dari gerakan.

tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung tahapan pada analisis distribusi beban gempa dapat dijelaskan sebagai berikut.

1. Periode struktur bangunan (T)

Periode getar struktur merupakan salah satu nilai yang penting dalam merancang bangunan tahan gempa. Periode getar struktur akan menentukan besarnya beban gempa yang akan mempengaruhi perancangan struktur bangunan. Periode struktur bangunan ditentukan dengan perhitungan sebagai berikut

a. Periode (T_a)

Periode fundamental pendekatan dipengaruhi oleh tinggi bangunan (h_n), nilai parameter C_t dan x berdasarkan SNI-03-1726-2012 dapat dilihat pada table 3.4.

Tipe Struktur	C_t	X
Sistem rangka penahan momen di mana rangka rangka menopang 100% gaya seismik yang diperlukan, tidak dikelilingi atau dikaitkan oleh komposisi yang lebih rigid, dan menangkai rangka rangka dari lentur saat dikenai gaya gempa:		
Rangka baja pemikul momen	0,072 4	0,8
Rangka beton pemikul momen	0,046 6	0,9
Rangka baja dengan bresing eksentris	0,073 1	0,75
Rangka baja dengan bresing terkekang terhadap tekuk	0,073 1	0,75
Semua sistem struktur lainnya	0,048 8	0,75

Tabel 3.4 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

Sumber: SNI 03-1726-2019 (2019)

b. Periode computed (T_c)

Periode computed dihitung menggunakan aplikasi ETABS yang berkedudukan untuk memperbandingkan nilai periode fundamental (T) melalui beragam kriteria:

- 1) Jika $T_c > C_u.T_a$, digunakan $T = C_u.T_a$
- 2) Jika $T_a < T_c < C_u.T_a$, digunakan $T = T_c$
- 3) Jika $T_c < T_a$ digunakan $T = T_a$

Periode fundamental (T) menggunakan pendekatan nilai koefisien batas atas (C_u) yang dihitung dapat dilihat menggunakan Tabel 3.5

Tabel 3.5 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5

0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber: SNI 03-1726-2019 (2019)

2. Faktor keutamaan (I) dan kategori risiko struktur bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung bagian 4.1.2, nilai faktor keutamaan (I) dan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.6 dan Tabel 3.7.

Tabel 3.6 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung



Jenis pemanfaatan	Kategori risiko
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - Fasilitas sementara - Gudang penyimpanan - Rumah jaga dan struktur kecil lainnya 	I
<p>Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I,III,IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Perumahan - Rumah toko dan rumah kantor - Pasar - Gedung perkantoran - Gedung apartemen/ rumah susun - Pusat perbelanjaan/ mall - Bangunan industri - Fasilitas manufaktur - Pabrik 	II
<p>Gedung dan nongedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bioskop - Gedung pertemuan - Stadion - Fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas penitipan anak - Penjara - Bangunan untuk orang jompo <p>Gedung dan nongedung, tidak termasuk kedalam kategori risiko IV, yang memiliki potensi untuk menyebabkan dampak ekonomi yang besar dan/atau gangguan massal terhadap kehidupan masyarakat sehari-hari bila terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Pusat pembangkit listrik biasa - Fasilitas penanganan air - Fasilitas penanganan limbah - Pusat telekomunikasi <p>Gedung dan nongedung yang tidak termasuk dalam kategori risiko IV, (termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk fasilitas manufaktur, proses, penanganan, penyimpanan, penggunaan atau tempat pembuangan bahan bakar berbahaya, bahan kimia berbahaya, limbah berbahaya, atau bahan yang mudah meledak) yang mengandung bahan beracun atau peledak di mana jumlah kandungan bahannya melebihi nilai batas yang disyaratkan oleh instansi yang berwenang dan cukup menimbulkan bahaya bagi masyarakat jika terjadi kebocoran.</p>	III
<p>Gedung dan nongedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk:</p> <ul style="list-style-type: none"> - Bangunan-bangunan monumental - Gedung sekolah dan fasilitas pendidikan - Rumah ibadah - Rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat - Fasilitas pemadam kebakaran, ambulans, dan kantor polisi, serta garasi kendaraan darurat - Tempat perlindungan terhadap gempa bumi, tsunami, angin badai, dan tempat perlindungan darurat lainnya - Fasilitas kesiapan darurat, komunikasi, pusat operasi dan fasilitas lainnya untuk tanggap darurat - Pusat pembangkit energi dan fasilitas publik lainnya yang dibutuhkan pada saat keadaan darurat - Struktur tambahan (termasuk menara telekomunikasi, tangki penyimpanan bahan bakar, menara pendingin, struktur stasiun listrik, tangki air pemadam kebakaran atau struktur rumah atau struktur pendukung air atau material atau peralatan pemadam kebakaran) yang disyaratkan untuk beroperasi pada saat keadaan darurat <p>Gedung dan nongedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.</p>	IV

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

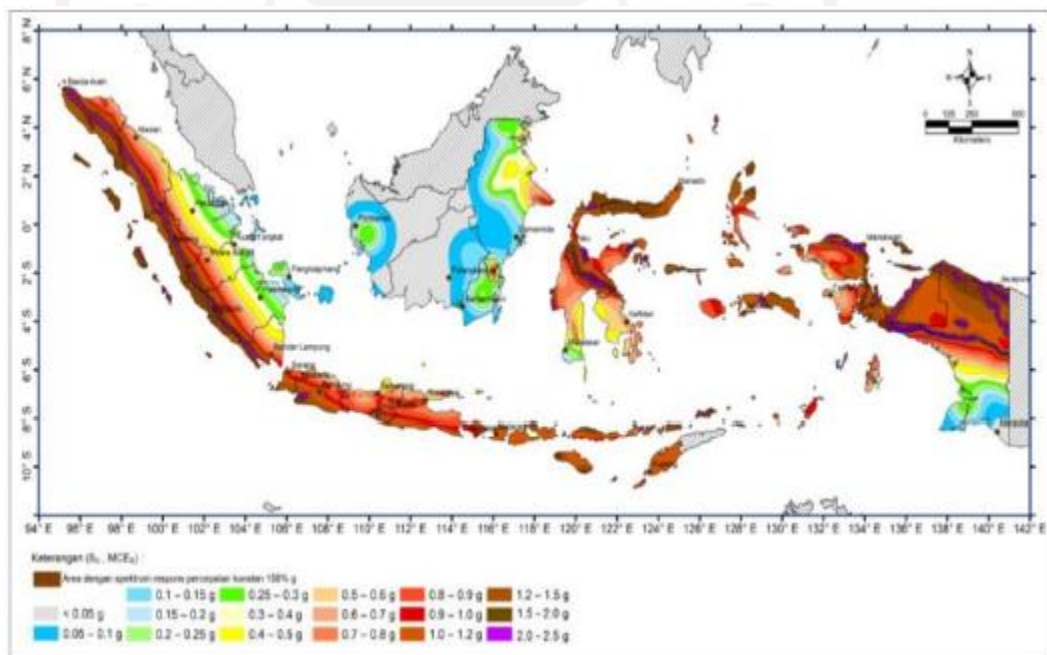
Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

Tabel 3.7 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan

Sumber: SNI 03-1726-2019 (2019)

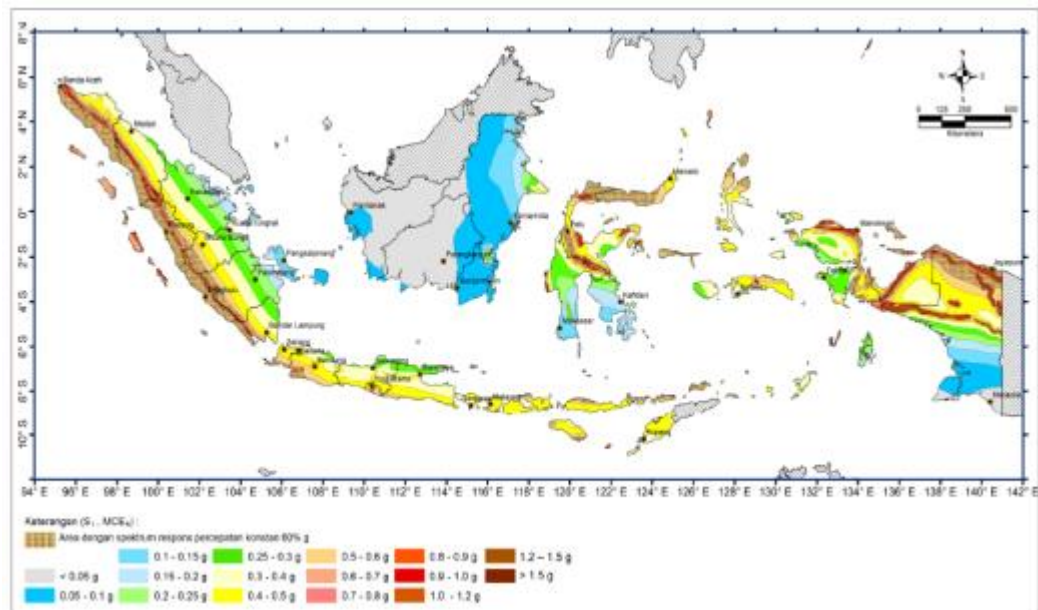
3. Nilai Respon Spektrum (C)

Parameter percepatan terpetakan, yang meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Adapun penentuan parameter S_s dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 3.8 dan Gambar 3.9.



Gambar 3.8 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber: SNI 1726-2019)



Gambar 3.9 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik (S1)
(Sumber: SNI 1726-2019)

4. 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 menggunakan Persamaan 3.42 sebagai berikut.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.42)$$

dengan:

C_s = koefisien gempa

W_t = berat total bangunan

5. Kontrol Gaya Geser (*Base Shear*)

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gaya gempa yang bekerja pada tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari Persamaan 3.43.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V$$

(3.43)

dengan:

F_i = Gaya horizontal tingkat ke -i

W_i = Berat lantai ke-i

H_i = Tinggi lantai ke-i

V = Gaya geser

1.57

1.58

1.59

1.60

1.61

1.62

1.63

1.64

1.65

1.66

1.67

1.68

1.69

1.70

1.71

1.72

1.73

1.74

1.75

1.76 BAB IV

1.77 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 ETABS untuk mengetahui kapasitas dukung aksial tiang bor dengan Metode Reese & Wright dan Meyerhorf, serta menghitung nilai penurunan yang terjadi pada pondasi tiang bor.

4.2 Pengumpulan Data

Adapun informasi proyek gedung Fakultas Ilmu Budaya yakni:

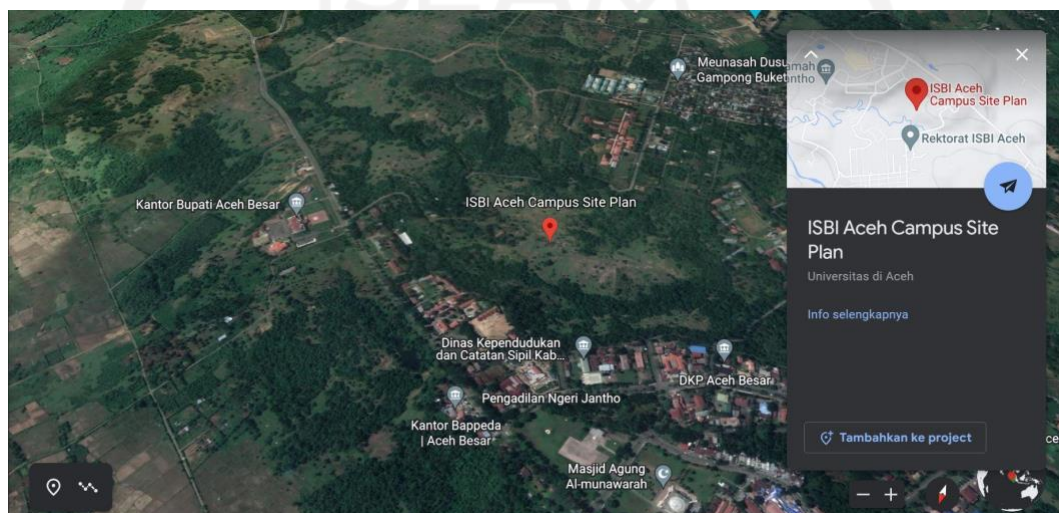
1. Nama Proyek : Pembangunan Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya
2. Pemilik Proyek : Institut Seni Budaya Indonesia - Aceh
3. Kontraktor : PT. Bumi Ayu Kencana
4. Perencana : KSO PT. Artefak Arkindo – PT. Caixa Consultant
5. Konsultan Pengawas : PT. Saranabudi Prakarsacipta
6. Lokasi Proyek : Jl. Transmigrasi, Gampong Bukit Meusara, Kota Jantho, Aceh Besar
7. Kons. Bag. Atas : Atap Baja
8. Kons. Bag. Bawah : Pondasi Bored Pile 40
9. Biaya Proyek : Rp. 44.273.000.000
10. Waktu Penyelesaian : 2 Juni 2022 – 31 Desember 2022

Penelitian ini memperoleh data dari proyek pembangunan Gedung Kuliah Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia - Aceh. Adapun data yang digunakan pada penelitian ini yaitu data N-SPT yang didapatkan dari pengetesan

pada 5 lubang dengan kedalaman 12 m di lapangan.

1. *ded (Detail Engineering Design)* gedung FIB ISBI Aceh,
2. Data tanah hasil pengujian laboratorium, dan
3. Data penyelidikan tanah *standard penetration test*.

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



1.78 Gambar 4. 1 Lokasi Proyek
(sumber : isbiaceh.)

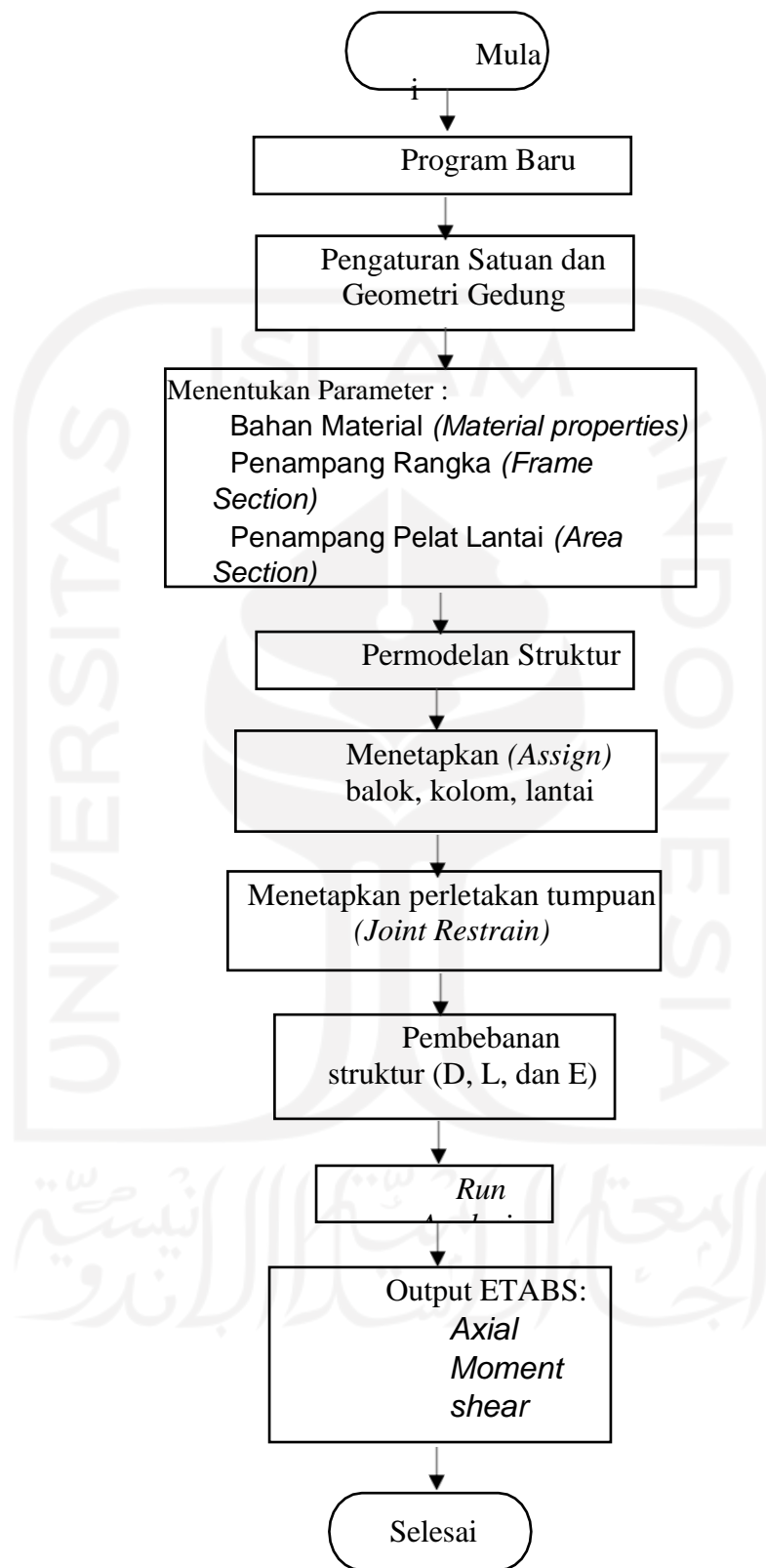
4.3 Tahapan Penelitian

Penelitian ini mempunyai sistematika untuk mencapai temuan yang didambakan, tahap yang digunakan dalam kegiatan ialah:

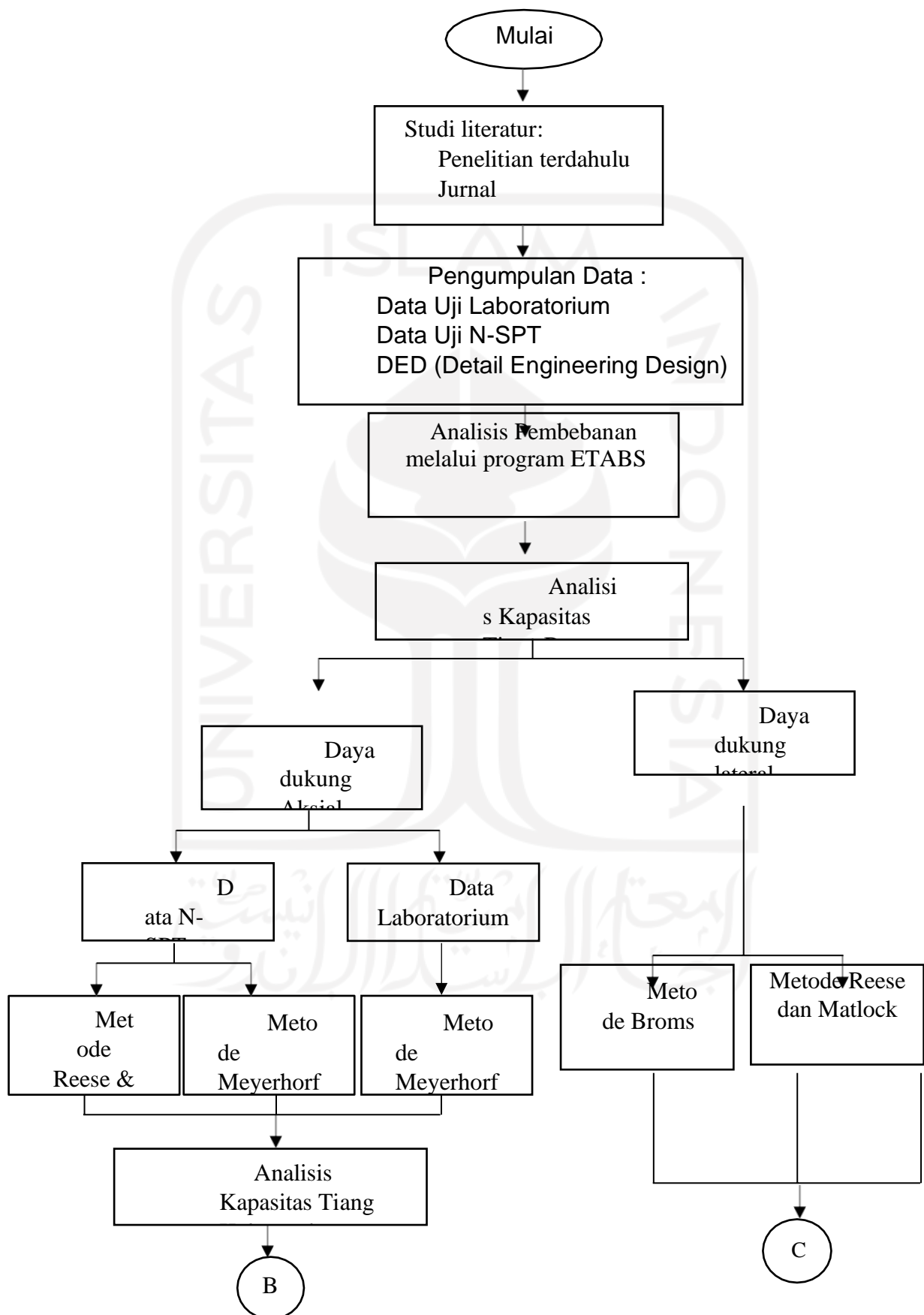
1. Pencarian literatur dan jurnal untuk informasi penelitian dan referensi.
2. Penghimpunan data survei tanah dan data sekunder berupa DED (*Detail Engineering Design*)
3. Pemodelan rangka untuk melaksanakan analisis beban bangunan menggunakan program ETABS
4. Perhitungan kapasitas beban aksial melalui perbandingan beberapa metode manual.
5. Penetapan dan diskusi perihal kemungkinan metode konsekuen yang cocok untuk perencanaan.
6. Perhitungan nilai penyelesaian melalui perhitungan tangan yang dihasilkan.
7. Uraian hasil analisis dan simpulan dari temuan pengukuran dan komparasi.

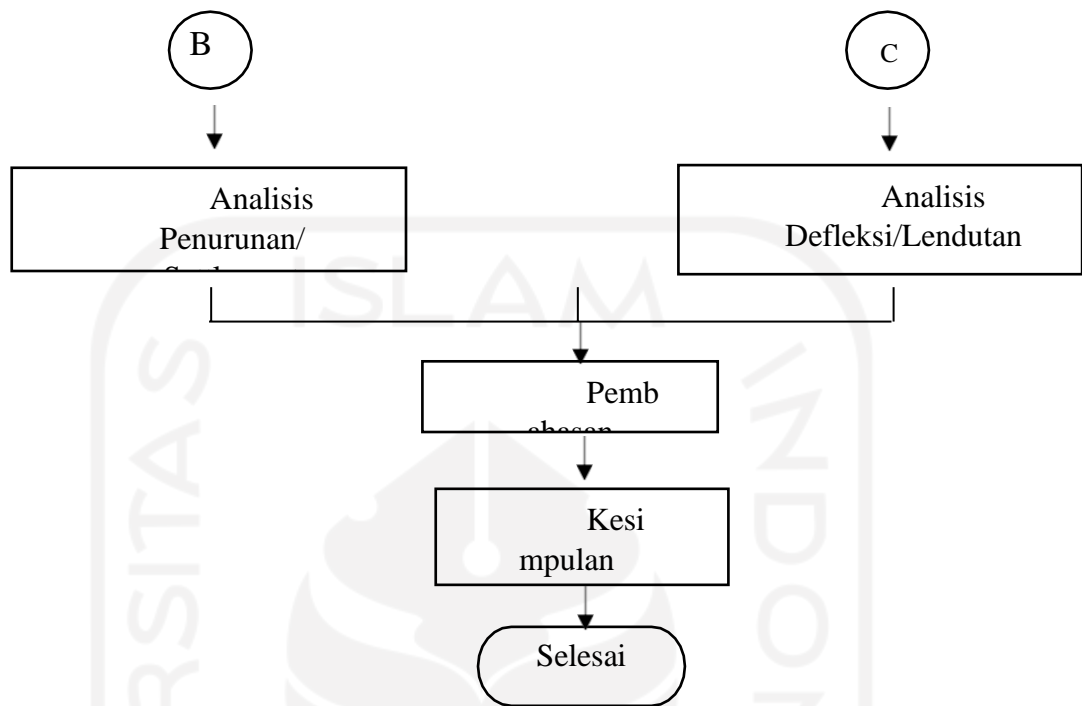
4.4 Bagan Alir Penelitian

Adapun bagan alir untuk menampilkan tahapan-tahapan pada prosedur penelitian pada penelitian ini dapat dilihat dalam Gambar 4.2



Gambar 4.2 Bagan Alir ETABS





Gambar 4.3 Bagan Alir Metode Penelitian

BAB V

ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Proyek

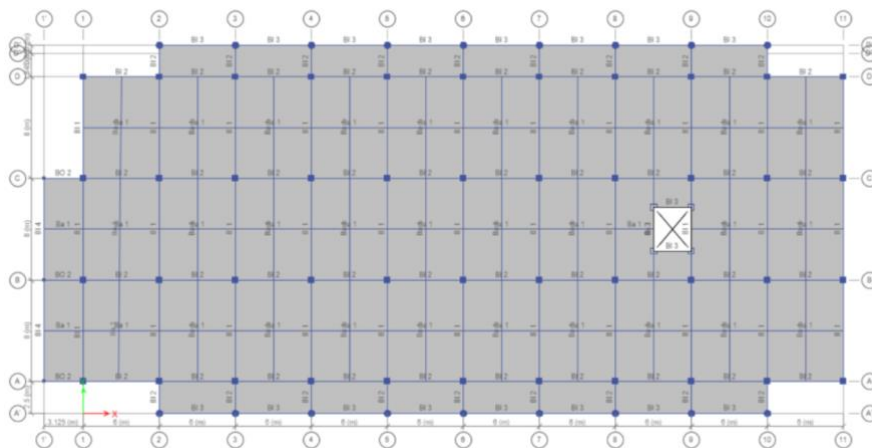
Pada Penelitian ini digunakan berupa data sekunder yang didapatkan dari proyek Pembangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia - Aceh. Pembangunan gedung ini akan dimanfaatkan sebagai sarana dalam pengembangan ilmu bagi mahasiswa Fakultas Ilmu Budaya. Data yang diperoleh dari proyek ini berupa rencana dan parameter tanah dari hasil pengujian N-SPT dan laboratorium.

5.1.1 Spesifikasi Material

bahan yang digunakan dalam pendirian gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia - Aceh, yakni:

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

5.1.2 Denah Konstruksi



Gambar 5.1 Denah Konstruksi Gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI
(Sumber : PT. Bumi Ayu Kencana)

5.1.3 Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas yang berupa struktur

beton bertulang dan struktur bawah yang merupakan bored pile. Pada penelitian ini penulis akan menganalisis daya dukung yang terdapat pada fondasi bangunan Gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI –Aceh.

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 ialah sebuah komposisi rangka pada bangunan yang mencakup tegak keatas yang berfungsi selaku pemikul beban dari balok. Pembangunan gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI- Aceh menggunakan kolom beton bertulang melalui mutu $f'c = 30$ Mpa.

2. Balok

Balok ialah sebuah komposisi rangka peneguh bangunan horizontal yang berfungsi selaku kedudukan lantai dan penambat kolom lantai atas. Pembangunan gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI –Aceh menggunakan balok melalui mutu $f'c = 30$ Mpa.

3. Pelat

Pelat ialah struktur rancangan secara satu tingkat elemen yang bertindak sebagai pembawa beban vertikal, didukung oleh balok di sisinya. Pelat kualitas $f'c = 30$ MPa digunakan dalam pembangunan gedung ISBI- Fakultas Ilmu Budaya Aceh.

5.2 Pembebanan Struktur

Pada Pembebanan struktur bagian atas terdapat beban mati, beban hidup dan beban gempa, yang kemudian dilakukan analisis menggunakan program ETABS.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

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

1. SNI 03-2847-2013 mengenai Tata Cara Perhitungan Struktur Beton bagi Bangunan Gedung.
2. SNI 03-1726-2012 mengenai Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa bagi Rumah dan Gedung.

3. SNI 1727-2013 mengenai Pedoman Beban Minimum bagi Perancang 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* = 1.40 (DL+SDL)
2. *Comb 2* = 1.20 (DL+SDL) + 1.60 LL
3. *Comb 3* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL + 1.30 EQX + 0.39 EQY
4. *Comb 4* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL + 1.30 EQX - 0.39 EQY
5. *Comb 5* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL - 1.30 EQX - 0.39 EQY
6. *Comb 6* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL - 1.30 EQX + 0.39 EQY
7. *Comb 7* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL + 0.39 EQX + 1.30 EQY
8. *Comb 8* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL + 0.39 EQX - 1.30 EQY
9. *Comb 9* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL - 0.39 EQX - 1.30 EQY
10. *Comb 10* = 1.33 (DL+SDL) + 1.00 LL - 0.39 EQX + 1.30 EQY
11. *Comb 11* = 0.77 (DL+SDL) + 1.30 EQX + 0.39 EQY
12. *Comb 12* = 0.77 (DL+SDL) + 1.30 EQX - 0.39 EQY
13. *Comb 13* = 0.77 (DL+SDL) - 1.30 EQX - 0.39 EQY
14. *Comb 14* = 0.77 (DL+SDL) - 1.30 EQX + 0.39 EQY
15. *Comb 15* = 0.77 (DL+SDL) + 0.39 EQX + 1.30 EQY
16. *Comb 16* = 0.77 (DL+SDL) + 0.39 EQX - 1.30 EQY
17. *Comb 17* = 0.77 (DL+SDL) - 0.39 EQX - 1.30 EQY
18. *Comb 18* = 0.77 (DL+SDL) - 0.39 EQX + 1.30 EQY

dengan :

D = beban mati

L = beban hidup

Ex = beban gempa arah x

Ey = beban gempa arah y

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan pada 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 bobot mati di lantai dapat dilihat dalam Tabel 5.1

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

Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai

b. Atap

Analisis beban mati pada atap diamati dalam Tabel 5.2

Tabel 5.2 Analisis Beban 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 $\frac{1}{2}$ batu = 2,5 kN/m²

2. Beban Hidup

Beban hidup yang disesuaikan dengan fungsi ruangan untuk gedung pendidikan adalah koridor sebesar 4,79 kN/m² , ruangan kelas sebesar 1,92 kN/m² dan atap sebesar 0,98 kN/m².

3. Beban Gempa

Pembangunan gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia – Aceh terletak pada provinsi Aceh yang akan digunakan sebagai Gedung kuliah bagi mahasiswa dengan tipe tanah termasuk jenis tanah keras.

a. Periode Struktur Bangunan (T)

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

1) Periode (T_a)

Berdasarkan tipe struktur bangunan, gedung Fakultas Ilmu Budaya termasuk dalam tipe rangka beton pemikul momen dan memiliki tinggi bangunan sebesar 13 m, periode getar struktur memiliki persamaan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T &= 0,0466 \times H^{0,9} \\ &= 0,0466 \times 13^{0,9} \\ &= 0,4687 \text{ detik} \end{aligned}$$

2) Periode Computed (T_c)

Perioda ini diperoleh melalui aplikasi ETABS

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	0.94443	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	74.686

Gambar 5.2 Hasil Output Nilai Tc dari ETABS

3) Periode (T)

Berlandaskan SNI 03-1726-2012, faktor periode dasar batasan periode pada Tabel 5.3

Tabel 5.3 Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung

Parameter percepatan respons spektral desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

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

Periode ini dihitung berlandaskan persamaan berikut.

$$\begin{aligned}
 T &= C_u \times T_a \\
 &= 1,4 \times 0,4687 \\
 &= 0,65618 \text{ detik.}
 \end{aligned}$$

Melalui kriteria berikut.

- Jika $T_c > C_u T_a$ menggunakan $T = C_u T_a$
- Jika $T_a < C_u T_a$ menggunakan $T = T_c$, dan
- Jika $T_c < T_a$ menggunakan $T = T_a$

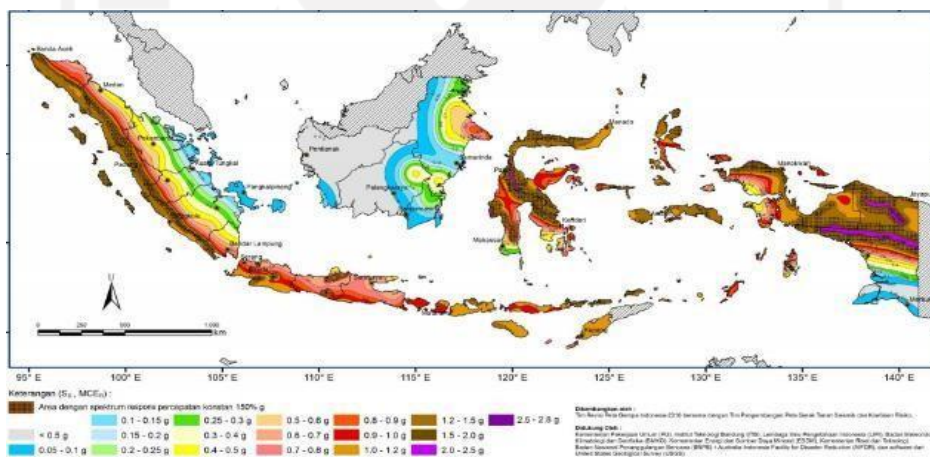
Sebab hasil $T_c > C_u T_a$ maka T yang digunakan bagi penilaian spektrum respon ialah 1,662 detik

b. SNI 03-1726-2012 Faktor Keamanan (I) dan Kelas Risiko Struktur Bangunan

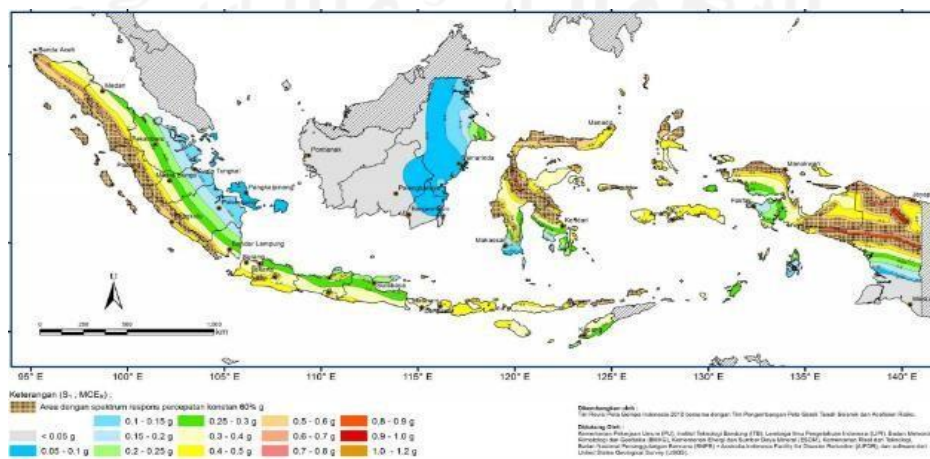
Gedung Berlandaskan Ordonansi Beban Berat Metode Desain Keamanan Gempa Untuk Bangunan Gedung dan Non-Bangunan Bagian 4.1.2, Kelas Risiko Struktur Gedung Kuliah berada dalam Kategori Risiko. IV melalui aspek prioritas gempa (I) dari 1,5.

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 spectrum gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada periode (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (s₁) yang dapat dilihat pada gambar 5.3 dan gambar 5.4 berikut ini.



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



Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode 1 Detik

(S1)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI 03-1726-2012)

Data F_a , F_v , S_s dan S_1 dapat dilihat dalam SNI 03-1726-2012 pada pasal yakni:

- 1) Koefisien situs jangka pendek 0,2 detik (F_a) mampu ditemukan pada pasal 6.2.
- 2) Koefisien situs jangka panjang (F_v) ada pada pasal 6.2.
- 3) Parameter percepatan respon spectral 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.

Berlandaskan pemaparan pasal-pasal diatas ditemukan hasil yang dapat dilihat dalam Tabel 5.4 hingga Tabel 5.6 Selain itu gambar kurva respon spektrum dapat dilihat dalam Gambar 5.5.

Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	1,964
F_a	1,2
S_{MS}	2,356
S_1	0,836
F_v	1,4
S_{M1}	1,171

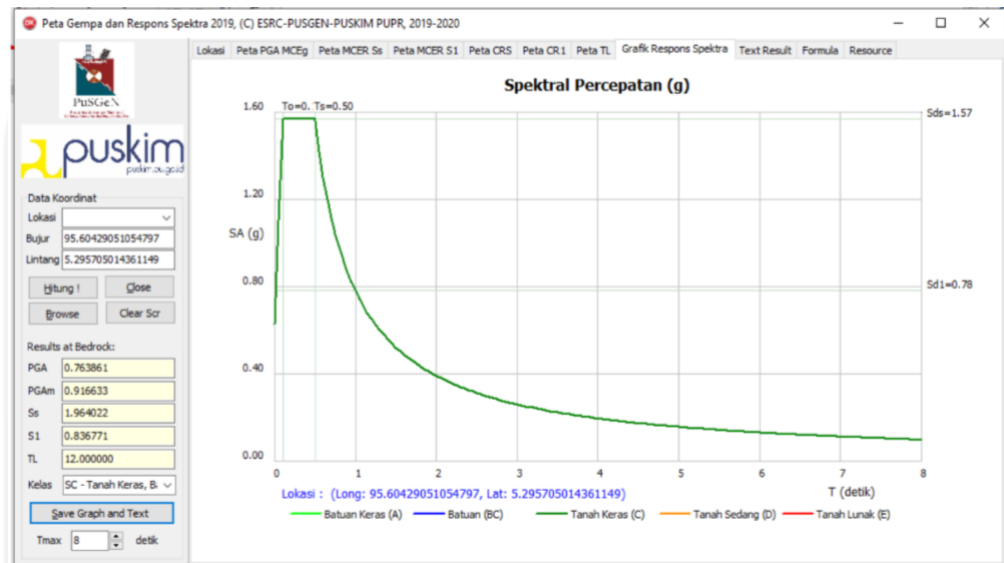
Tabel 5.5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{ds}	1,571
S_{d1}	0,780

Tabel 5.6 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{rs}	1

C_{rI}	0,95
S_{Dsr}	1,571
S_{Dlr}	0,741



Gambar 5.5 Hasil Respon Spektrum

- d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan aturan Beban Berat SNI 03-1726-2012 tentang Metode Desain Seismik Untuk Bangunan Struktural dan Non Struktural, nilai beban geser nominal yakni:

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,199 \times 53549,74 \\ = 10666,870 \text{ kN}$$

- e. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

Nilai akhir $V_d > 0,85 V_s$ dari jawaban dinamik struktur Gedung pada beban gempa nominal karena dampak gempa rencana pada arah yang ditentukan.

Verifikasi gaya geser ditunjukkan pada Gambar 5.6 dan Tabel 5.7

	OutputCase Text	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m
▶	iEMPA ARAH	LinRespSpec	Max	15260.667	13611.949	421.088	247193.3421
	iEMPA ARAH	LinRespSpec	Max	12662.56	16745.677	365.278	343885.9686

Gambar 5.6 Hasil Output Gaya Geser Dinamik Pada ETABS

Tabel 5.7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

	RSx	Rsy
Dinamik (kN)	11934,0689	11934,0707
Simbol	>	>
Statik (kN) (0,85.Vs)	9066,839161	9066,839161
Keterangan	OK	OK

f. Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal ialah total gaya horizontal yang terjadi sebab adanya gempa yang bekerja pada setiap massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dengan rumus berikut.

$$F_i = \frac{w_i \times h_i}{\sum w_i \times h_i} \times V$$

dengan :

F_i = gaya horizontal tingkat ke-i

W_i = berat lantai ke-i

H_i = tinggi lantai ke-i

V = gaya geser

K = eksponen yang berhubungan pada periode struktur yakni:

Untuk struktur melalui nilai $T \leq 0,5 dt$, $k = 1$

Untuk struktur melalui nilai $T \geq 0,5 dt$, $k = 2$

Untuk struktur melalui nilai $0,5 < T < 2,5 dt$, K ditetapkan melalui interpolasi. Distribusi gaya geser horizontal gempa ekuivalen static tiap

lantai diamati melalui Tabel 5.8 berikut.

Tabel 5.8 Gaya Horizontal Gempa Ekvivalen Statik

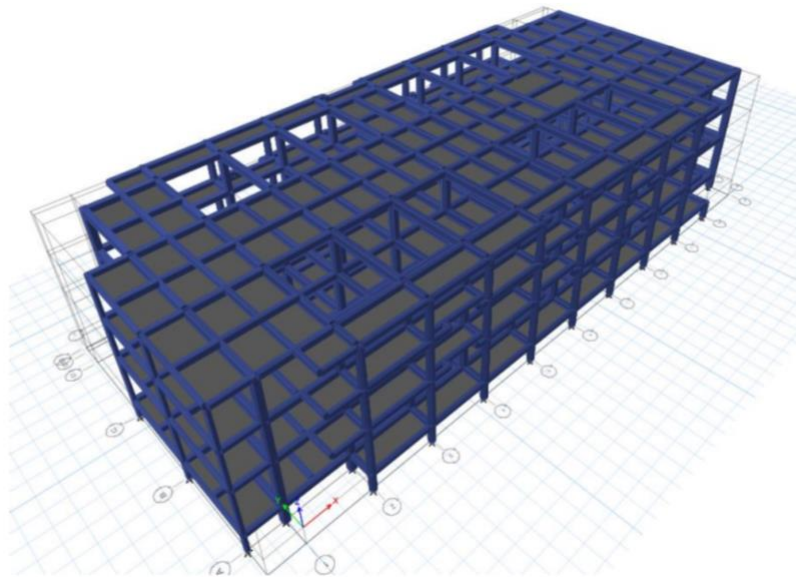
Lantai	Tinggi,H (m)	Berat,Wi (kN)	H ^k	Wi x H ^k	$\frac{wi \times H^k}{\sum wi \times H^k}$
Atap	13	9723	57,68068861	560829,3354	0,47291415
3	9	13853,29	32,25222999	446799,4952	0,37675954
2	5	13998,56	12,73503206	178272,1104	0,15032630
1	0	15974,89	0	0	0
Σ		53549,74		1185900,941	1

5.3 input dan Output Program ETABS

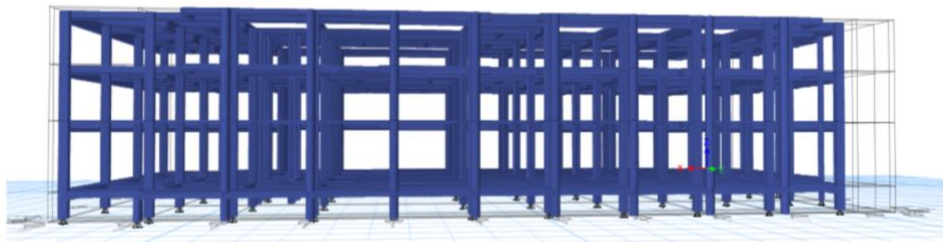
Untuk menggunakan program ETABS Ketika kajian penilaian n gedung pencakar langit 3, perlu dilaksanakan pertama penilaian beban tetap dan beban seismic. Untuk memasukkan data bagi program ETABS yakni:

1. Identifikasi sambungan, rangka, dan penahan.
2. Identifikasi sifat material dan profil rangka.
3. Identifikasi beban meliputi bobot mati (D), bobot hidup(L), bobot gempa (E), bobot kombinasi (load combination).
4. Jalankan program analisis (run analisis).

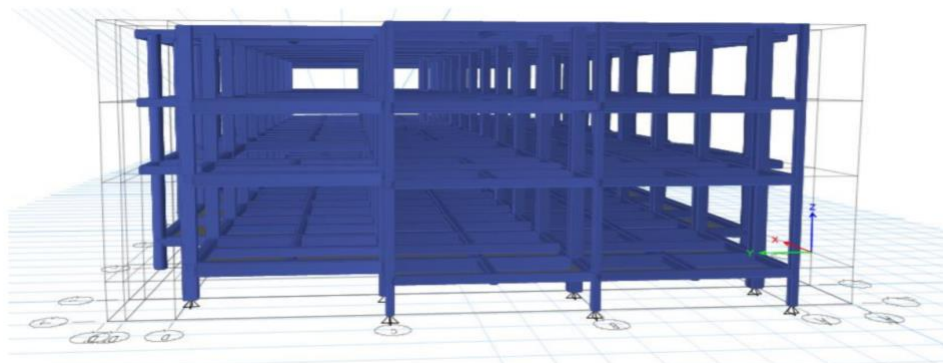
Gambar 5.7, Gambar 5.8 dan Gambar 5.9 menampilkan pemodelan tiga dimensi (3D) struktur Gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI – Aceh.



**Gambar 5.7 Permodelan Struktur Gedung Perkuliahan FIB –
ISBI**



Gambar 5.8 Portal 3D Arah X



Gambar 5.9 Portal 3D Arah Y

Analisis struktur dilakukan dengan program ETABS dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai 1-3 dalam analisis ini didapatkan beban mati untuk lantai 1-3 sebesar 5735.96 kN.

Perhitungan beban gempa didasarkan oleh berat dan ketinggian masing-masing lantai yang kemudian dimasukkan ke tiap portal masing-masing lantai. Input beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Semakin tinggi lantai pada bangunan maka beban gempa pada tiap portalnya baik arah melintang maupun arah memanjang akan semakin besar. Dari hasil output ETABS didapat gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban yaitu:

Beban Aksial (P) = 4840,8121 kN

Momen (Mx) = 54,297 kN

Momen (My) = 129,342 kN

Gaya maksimal pada kolom permukaan digunakan selaku bobot rancangan dalam analisis struktur tiang bor. Hasil awal analisis agenda ETABS dapat dilihat pada lampiran.

5.4 Data Karakteristik Tanah

Survei tanah dilaksanakan di lapangan dan sampel tanah diuji di laboratorium. Tabel 5.9 dan Gambar 5.10 menunjukkan temuan survei tanah lapangan dan survei sampel tanah laboratorium dengan metode SPT (Uji Penetrasi Standar) di lokasi BH-02.

Tabel 5.9 Hasil Pengujian Laboratorium Titik BH – 02

Depth (m)	Index Properties Titik BH-02						Direct Shear Test	
	w (%)	G	γ_d (kN/m ³)	γ_m (kN/m ³)	e	% Passing sieve No.200	C (kg/cm ²)	ϕ (°)
0-6	11,71	2.78	17,308	18,328	0,51	0	0,051	34,22
6-10	13,77	2.79	15,357	17,426	0,70	4,84	0,013	36,87

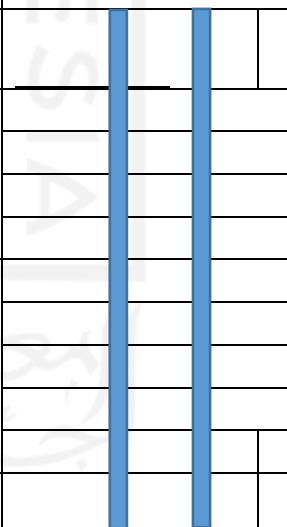
(Sumber : PT. Bumi Ayu Kencana)

Di bawah ini adalah nilai koreksi N' untuk regangan overlay yang diperoleh dari metode pengujian dan pengujian N-SPT, seperti terlihat pada Tabel 5.10.

Tabel 5.10 Nilai N' (koreksi) di Titik BH – 02

Kedalaman n m	Nilai N	E_m	C_B	C_S	C_R	N'
2 - 2.50	60	0,6	1	1	0,7 5	45
4 - 4.50	60	0,6	1	1	0,8 5	51
6.0 - 6.50	48	0,6	1	1	0,9 5	45, 6
8.0 - 8.50	60	0,6	1	1	0,9 5	57
10.0-10.50	60	0,6	1	1	1	60
12- 12.50	60	0,6	1	1	1	60

(Sumber : PT. Bumi Ayu Kencana)

Depth (m)	Deskripsi Tanah	NV	kedalaman n (m)	Sketsa kedalaman pondasi tiang
1	Lempung Berpasir		1	
2	Pasir Berwarna Abu	>60	4	
3				
4		>60		
5				
6	Pasir Kerikil Berwarna Abu	48	5	
7				
8		>60		
9				
10		>60		
12		>60		

Gambar 5.10 Geometri Struktur dan Lapisan Tanah Titik BH – 02

(Sumber : PT. Bumi Ayu Kencana)

Perhitungan parameter tiap lapisan dapat dilihat yakni:

- Lapisan 0 m s/d -5 m (sand)

$$\text{Berat Volume Kering } (\gamma_d) = 17,308 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat Volume Basah } (\gamma_m) = 18,,328 \text{ kN/m}^3$$

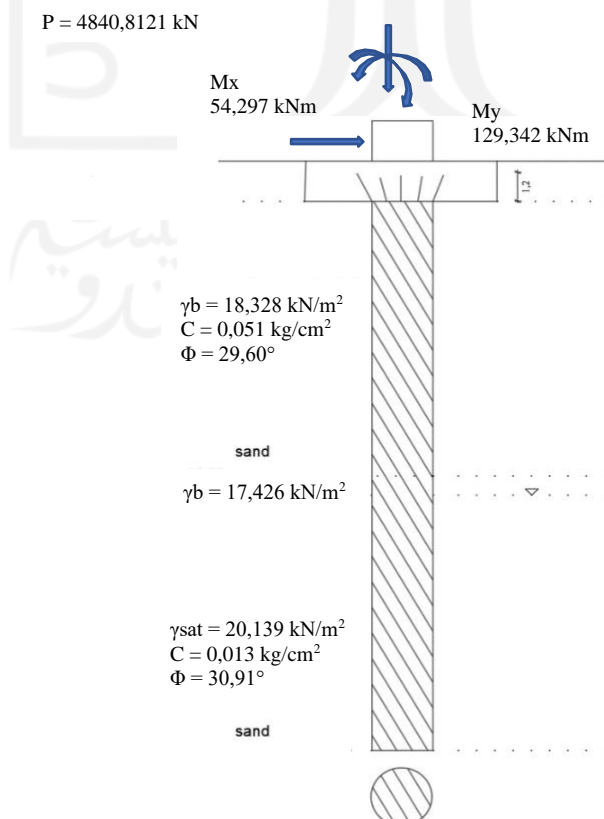
w	= 11,71 %
G	= 2,78
e	= 0,51
γ_{sat}	= 21,374 kN/m ³
ϕ	= 29,60°

2. Lapisan -5 m s/d -10 m (sand)

Berat Volume Kering (γ_d)	= 15,357 kN/m ³
Berat Volume Basah (γ_m)	= 17,426 kN/m ³
w	= 13,77 %
G	= 2,79
e	= 0,70
γ_{sat}	= 20,139 kN/m ³
ϕ	= 30,91°

5.5 Permodelan pondasi *Bored Pile*

Pada analisis pondasi bored pile diperoleh nilai beban tekan aksial, pergeseran dan situasi dari hasil sistem ETABS. Rancangan pondasi bored pile dapat dilihat dalam Gambar 5.11



Gambar 5.11 Permodelan Struktur beban pada Pondasi Bored Pile

5.6 Kapasitas Dukung Tiang Bor

5.6.1 Daya Dukung Aksial

1. Metode Reese & Wreight (1977)

Perhitungan dilakukan berdasarkan permodelan tanah berlapis yang dapat dilihat pada gambar 5.11 dan dihitung menggunakan metode Reese & Wreight.

a. Tahanan Ujung Ultimit

Penilaian tahanan ujung ultimit mampu diukur menggunakan persamaan 3.3

1) Luas Dasar Tiang

$$D = 0,4$$

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

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

$$A_p = 0,1256 \text{ m}^2$$

2) Tahanan Ujung neto per satuan luas

$$q_p = 40 \text{ tsf (Gambar 3.1)}$$

$$q_p = 3830,42 \text{ kN/m}^2$$

3) Tahanan Ujung Ultimit

$$Q_p = A_p \times q_p$$

$$Q_p = 0,1256 \times 3830,42$$

$$Q_p = 481,34477 \text{ kN}$$

b. Tahanan Gesek Ultimit

Perhitungan tahanan gesek ultimit dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.6

1) Luas Selimut Tiang

a) Lapisan 0 m hingga 4 m

Pada tanah kohesif

$$F_s = a \cdot C_u$$

$$a = 0,55$$

$$\begin{aligned}
 Cu &= \frac{2}{3} \times N - SPT \times 10 \\
 Cu &= \frac{2}{3} \times 60 \times 10 \\
 Cu &= 400 \text{ kN/m}^2 \\
 Fs &= 0,55 \times 400 \\
 Fs &= 220 \text{ t/m}^2 \\
 Qs &= fs \times l \times p \\
 Qs &= 22 \times 4 (\pi \times d) \\
 Qs &= 22 \times 4 \times 1,256 \\
 Qs1 &= 1105,8406 \text{ kN} \\
 \text{b) Lapisan -4 m hingga 6 m} \\
 N-SPT &= 48 \\
 Fs &= 1,4 \text{ tsf (Dari Gambar 3.2)} \\
 Fs &= 134,064 \text{ kN/m}^2 \\
 Qs &= fs \times l \times p \\
 Qs &= 134,064 \times 2 \times 1,256 \\
 Qs2 &= 336,9395 \text{ kN} \\
 \text{c) Lapisan -6 m hingga 10 m} \\
 N-SPT &= 60 \\
 Fs &= 158,004 \text{ kN/m}^2 \\
 Qs &= fs \times l \times p \\
 Qs &= 158,004 \times 4 \times 1,256 \\
 Qs3 &= 794,2147 \text{ kN} \\
 \text{d) } Q_{stotal} &= Qs1 + Qs2 + Qs3 \\
 &= 1105,8406 + 336,9395 + 794,2147 \\
 &= 2236,9948 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Tiang Bor

1) Kapasitas dukung tiang bor

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

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$\begin{aligned}
 Q_u &= 481,3477 + 2236,9949 \\
 Q_u &= 2694,3442 \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 Q_{all} &= \frac{2694,3443}{2} \\
 Q_{all} &= 1347,1721 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.11 Rekapitulasi Perhitungan Metode Reese & Wright berdasarkan Uji N-SPT

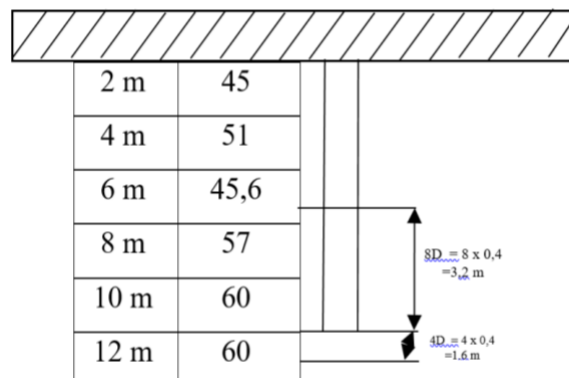
Diameter	30 cm	40 cm	50 cm
Qb (kN)	270,75643	481,34477	752,10121
Qs (kN)	1677,7462	2236,9949	2796,2437
Qu (kN)	1935,0052	2694,3442	3510,8519
Qall (kN)	967,50258	1347,1721	1755,426

2. Metode Meyerhorf (1976)

a. Perhitungan Berdasarkan Uji N-SPT

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Tiang berada pada kedalaman 10 m. Harga N_{SPT} yang digunakan 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 0,4 m dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut ini.



Gambar 5.12 Letak N1 an N2 pada tiang

Tabel 5.12 Nilai N_{60} (koreksi) Rata –Rata

Kedalaman (m)	N_{60} (koreksi)	N_{60} (rata-rata)
6,8	45,6	55,15
11,6	60	

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

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

$$A_p = 0,1256 \text{ m}^2$$

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

$$f_p = 0,4 \times 55,15 \times \left(\frac{10}{0,4}\right) \times \sigma_r \leq 4 \times 55,15 \times 100$$

$$f_p = 65150 \leq 22060$$

$$f_p \text{ pakai} = 22060 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = f_p \times A_p$$

$$Q_p = 2772,1414 \text{ kN}$$

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Penilaian kapasitas selimut tiang mampu dihitung menggunakan Persamaan 3.18.

a) Lapisan 0 m hingga 4,00 m

$$h = 4 \text{ m}$$

$$N_{60} = 60$$

$$A_s = \pi \times d \times h$$

$$= \pi \times 0,4 \times 4$$

$$= 5,0265 \text{ m}^2$$

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

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \\
 &= 60 \times 5,0265 \\
 &= 301,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Lapisan 4,00 m sampai 6,00 m

$$\begin{aligned}
 H &= 2 \text{ m} \\
 N_{60} &= 48 \\
 A_s &= \pi \times d \times h \\
 &= \pi \times 0,4 \times 2 \\
 &= 2,5132 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= \frac{1}{100} \times \sigma_r \times N_{60} \\
 &= \frac{1}{100} \times 100 \times 48 \\
 &= 48 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times A_s \\
 &= 48 \times 2,512 \\
 &= 120,637 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c) Lapisan 6,00 m sampai 10,00 m

$$\begin{aligned}
 H &= 4 \text{ m} \\
 N_{60} &= 60 \\
 A_s &= \pi \times d \times h \\
 &= \pi \times 0,4 \times 4 \\
 &= 5,0265 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

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

$$Q_s = f_s \times A_s$$

$$= 60 \times 5,0265$$

$$= 301,5928 \text{ kN}$$

$$d) \quad Q_{\text{total}} = Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3}$$

$$= 301,5928 + 120,637 + 301,5928$$

$$= 723,8229 \text{ kN}$$

3) Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

Penilaian kapasitas dukung ultimit tiang mampu dihitung menggunakan Persamaan 3.1

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 2772,1414 + 723,8229$$

$$= 3495,9643 \text{ kN}$$

4) Kapasitas Dukung Tiang Bor

$$SF = 2$$

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

$$= \frac{3495,9643}{2}$$

$$= 1747,9822 \text{ kN}$$

Tabel 5.13 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji N-SPT

Diameter	30 cm	40 cm	50 cm
Q _p (kN)	1604,097	2772,141	4335,398
Q _s (kN)	542,8672	723,8229	904,7787
Q _u (kN)	2146,964	3495,964	5240,177
Q _{all} (kN)	1073,482	1747,982	2620,088

b. Perhitungan Berdasarkan Uji Laboratorium

1) Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\Phi = 30,91^\circ$$

$$Nq^* = 75 \text{ (dari Gambar)}$$

$$\begin{aligned}\sigma r' &= \Sigma \gamma \times h \\ &= (4 \times 18,328) + (2 \times 17,426) + (4 \times (20,13935 - 9,81)) \\ &= 149,4814 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}q_p &= \sigma r' \times Nq^* \leq 50 \times Nq^* \times \tan \Phi \\ &= 185,672 \times 75 \leq 50 \times 75 \times \tan (30,91) \\ &= 11211,11 \leq 2245,218 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,1256 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_p &= q_p \times A_p \\ &= 2245,218 \times 0,1256 \\ &= 282,1424 \text{ kN}\end{aligned}$$

2) Kapasitas Dukung Selimut Tiang

Penilaian kapasitas selimut tiang dihitung selaras lapisan tanah hingga dalam kedalaman 10 m.

a) Lapisan 0 m hingga 4 m

$$\text{Tinggi Lapisan (L)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\Phi) = 29,60$$

$$\text{Koefisien Tekanan (K)} = 2$$

$$\begin{aligned}\text{Keliling Tiang (P)} &= \pi \times d \\ &= \pi \times 0,4 \\ &= 1,256 \text{ m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Tegangan efektif } (\sigma r') &= h \times \gamma \\ &= 4 \times 19,328 \\ &= 77,312 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\delta &= 0,75 \times \Phi \\ &= 0,75 \times 29,60\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 22,2 \\
 F_s &= K \times \sigma r' \times \tan \delta \\
 &= 2 \times 77,312 \times \tan (22,2) \\
 &= 63,10089 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times p \times l \\
 &= 63,10089 \times 1,256 \times 4 \\
 &= 237,8847 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Lapisan 4 m hingga 6 m

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

$$\text{Sudut geser dalam } (\Phi) = 29,6$$

$$\text{Koefisien Tekanan (K)} = 2$$

$$\text{Keliling Tiang (P)} = \pi \times d$$

$$= \pi \times 0,4$$

$$= 1,256 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan efektif } (\sigma r') &= h \times \gamma \\
 &= 77,312 + (2 \times 115,968) \\
 &= 115,968 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\delta = 0,75 \times \Phi$$

$$= 0,75 \times 29,6$$

$$= 22,2$$

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

$$= 2 \times 115,968 \times \tan (22,2)$$

$$= 94,65133 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_s = f_s \times p \times l$$

$$= 94,65133 \times 1,256 \times 2$$

$$= 237,8847 \text{ kN}$$

c) Lapisan 6 m hingga 10 m

$$\text{Tinggi Lapisan (L)} = 4 \text{ m}$$

$$\text{Sudut geser dalam } (\Phi) = 30,91$$

$$\text{Koefisien Tekanan (K)} = 2$$

$$\begin{aligned}
 \text{Keliling Tiang (P)} &= \pi \times d \\
 &= \pi \times 0,4 \\
 &= 1,256 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan efektif } (\sigma_r') &= h \times \gamma \\
 &= 115,968 + (4 \times (20,13935 - 9,81)) \\
 &= 157,2854 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \delta &= 0,75 \times \phi \\
 &= 0,75 \times 30,91 \\
 &= 23,1825
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_s &= K \times \sigma_r' \times \tan \delta \\
 &= 2 \times 157,2854 \times \tan(23,18) \\
 &= 134,7115 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f_s \times p \times l \\
 &= 134,7115 \times 1,256 \times 4 \\
 &= 677,1339 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{d) } Q_{\text{total}} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} \\
 &= 317,1796 + 237,8847 + 677,1339 \\
 &= 1232,198 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 282,1424 + 1232,198 \\
 &= 1514,341 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Kapasitas Dukung Ijin Tiang Bor

$$\begin{aligned}
 SF &= 2 \\
 Q_{\text{all}} &= \frac{Q_u}{SF} \\
 &= \frac{1514,341}{2} \\
 &= 757,1703 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Tabel 5.14 Rekapitulasi Perhitungan Metode Meyerhorf berdasarkan Uji Laboratorium

Diameter	30 cm	40 cm	50 cm
Qp (kN)	158,7051	282,1424	440,84747
Qs (kN)	924,1487	1232,198	1540,24781
Qu (kN)	1082,854	1514,341	1981,09527
Qall (kN)	541,4269	757,1703	990,547637

5.6.2 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

1. Metode Reese & Wright berdasarkan uji N-SPT

a. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{4840,8121}{1347,1721} \\
 &= 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

b. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

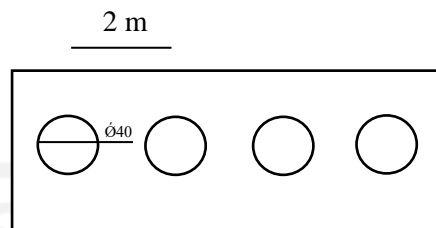
$$\begin{aligned}
 m &= 4 \\
 n &= 1 \\
 s &= 2 \\
 D &= 0,4 \text{ m} \\
 \theta &= \arctg\left(\frac{D}{s}\right) \\
 &= \arctg\left(\frac{0,4}{2}\right)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 11,309932 \\
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \\
 &= 1 - \theta \frac{(1-1)4 + (4-1)1}{90.4.1} \\
 &= 0,9057506
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned}
 n \text{ tiang} &= 4 \\
 Q_g &= E_g \times n \times Q_{all} \\
 &= 0,9057506 \times 4 \times 1347,1721 \\
 &= 4880,8076
 \end{aligned}$$

Susunan tiang bor melalui diameter 0,4 dapat dilihat dalam Gambar 5.13



Gambar 5.13 Susunan Tiang Bor Diameter 0,4 m dengan Jumlah 4 Tiang

2. Metode Meyerhorf berdasarkan uji N-SPT

a. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{4840,8121}{1747,9822} \\ &= 3 \text{ buah} \end{aligned}$$

b. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$\begin{aligned} m &= 3 \\ n &= 1 \\ s &= 2 \\ D &= 0,4 \text{ m} \\ \theta &= \arctg\left(\frac{D}{s}\right) \\ &= \arctg\left(\frac{0,4}{2}\right) \\ &= 9,09027 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \\ &= 1 - \theta \frac{(1-1)3 + (3-1)1}{90.3.1} \\ &= 0,93266 \end{aligned}$$

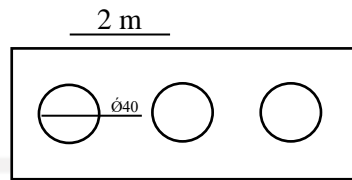
c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} n \text{ tiang} &= 3 \\ Q_g &= E_g \times n \times Q_{all} \\ &= 0,9326646 \times 3 \times 1747,9822 \end{aligned}$$

$$= 4890,8433$$

Susunan tiang bor melalui diameter 0,4 dapat dilihat dalam Gambar

5.14



Gambar 5.14 Susunan Tiang Bor Diameter 0,4 m dengan Jumlah 3 Tiang

3. Metode Meyerhorf berdasarkan Uji Laboratorium

a. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{4840,8121}{757,1703} \\ &= 8 \text{ buah} \end{aligned}$$

b. Efisiensi Kelompok Tiang Bor

$$\begin{aligned} m &= 4 \\ n &= 2 \\ s &= 2 \\ D &= 0,4 \text{ m} \\ \theta &= \arctg\left(\frac{D}{s}\right) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} &= \arctg\left(\frac{0,4}{2}\right) \\ &= 11,30993 \\ E_g &= 1 - \theta \frac{(n-1).m + (m-1).n}{90.m.n} \\ &= 1 - \theta \frac{(2-1)4 + (4-1)2}{90.4.2} \\ &= 0,842918 \end{aligned}$$

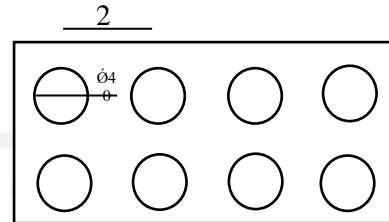
c. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} n \text{ tiang} &= 8 \\ Q_g &= E_g \times n \times Q_{all} \\ &= 0,842918 \times 8 \times 757,1703 \end{aligned}$$

$$= 5105,857$$

Susunan tiang bor melalui diameter 0,4 m dapat dilihat melalui

Gambar 5.15



Gambar 5.15 Susunan Tiang Bor Diameter 0,4 m dengan jumlah 8 Tiang

Tabel 5.15 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Metode	Reese & Wright (N-SPT)			Meyerhorff (N-SPT)			Meyerhorff (Laboratorium)			
	Diameter (m)	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
Qg (kN)	5163,073	4880,807	4897,157	4960,405	4890,843	4910,921	4879,12	5105,857	4861,89	

5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiang Tiang

Apabila sebuah kelompok tiang melalui total 3 tiang dengan diameter 0,4 m dianalisis berlandaskan metode Meyerhorff SPT, maka beban (P_i) yang dipikul opada tiap-tiap tiang kelompok tiang bor mampu diperoleh melalui rumus berikut:

$$P_i = \frac{\sum Pt}{n} + \frac{My \times X_i}{\sum x^2} + \frac{Mx \cdot y_i}{\sum y^2}$$

Beban – beban diatas kelompok tiang dapat dilihat, yakni:

$$\text{Beban Aksial (P)} = 4840,812$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Pile Cap} &= (B \times H \times t) \times \gamma \\ &= (3,2 \times 3,2 \times 1,2) \times 24 \\ &= 294,912 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Tiang} &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times t \right) \times \gamma \times n_{\text{tiang}} \\ &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \times 1,2 \right) \times 24 \times 8 \\ &= 241,2743 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total} &= 4840,8121 + 294,912 + 241,2743 \\ &= 5376,998 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\text{N tiang} = 8 \text{ buah}$$

Absis tiang pada inti *pile cap* :

$$\begin{aligned} \Sigma x^2 &= 2 \times (1)^2 \\ &= 2 \text{ m} \\ \Sigma y^2 &= 1,5 \times (1)^2 \\ &= 1,5 \text{ m} \\ M_x &= 54,297 \text{ kNm (hasil dari program ETABS)} \\ M_y &= 129,342 \text{ kNm (hasil dari program ETABS)} \\ P_i &= \frac{\Sigma Pt}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} + \frac{M_x \times y_i}{\Sigma y^2} \\ P_1 &= \frac{5304,538}{3} + \frac{129,342 \times 1}{2} + \frac{54,297 \times 1}{1,5} \\ &= 1796,6523 \text{ kN} \\ P_2 &= \frac{5304,538}{3} + \frac{129,342 \times 1}{2} + \frac{54,297 \times 1}{1,5} \\ &= 1739,7063 \text{ kN} \end{aligned}$$

5.6.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Mutu beton K-300 melalui diameter tiang 0,4 dan panjang tiang 10 m, keunggulan dalam tiang bor mampu diukur melalui rumus:

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

dengan :

$$P = 1796,6523 \text{ kN (beban maksimum yang diterima satu tiang)}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,1256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{1796,6523}{0,1256} \\ &= 14297,305 \text{ kN/m}^2 \\ &= 145,74215 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= \text{K-300} \\ &= 300 \times 0,83 \end{aligned}$$

$$= 249 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma = 145,74215 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{ijin} = 249 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{AMAN}$$

5.6.5 Daya Dukung Lateral

Maka inilah tolak ukur data untuk menilai kapasitas pada beban lateral pada pondasi tiang.

$$\begin{aligned} \text{Diameter pondasi} &= 0,4 \text{ m} \\ \text{Panjang Pondasi} &= 10 \text{ m} \\ F'c &= 30 \text{ MPa} \\ \text{Modulus Elastisitas (Ep)} &= 4700 \times \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,9602 \text{ MPa} \\ &= 25742960,2 \text{ kN/m}^2 \\ \text{Momen Inersia (Ip)} &= \frac{1}{64} \times \pi \times d^4 \\ &= \frac{1}{64} \times \pi \times 0,4^4 \\ &= 0,001256 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

1. Metode Broms

a. Kriteria jenis tiang

Menetapkan tolak ukur tiang mencakup jenis tiang panjang atau tiang pendek pada tipe tanah pasir (granuler) yang disebabkan beban lateral, mampu ditetapkan pada penilaian:

$$T = \sqrt[3]{\frac{E_p \times I_p}{nh}}$$

$$T = \sqrt[3]{\frac{25742960,2 \times 0,001256}{19400}}$$

$$T = 1,1076774 \text{ m}$$

Syarat :

$$L > 4T$$

$$10 > 4,430709896$$

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

1) Lapisan 1 kedalaman – 6,00 m

$$Kp = \tan^2 \alpha \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Kp = \tan^2 \alpha \left(45 + \frac{29,6}{2} \right)$$

$$Kp = 2,95211$$

2) Lapisan 2 kedalaman -10,00 m

$$Kp = \tan^2 \alpha \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$Kp = \tan^2 \alpha \left(45 + \frac{30,91}{2} \right) \tan^2 \alpha \left(45 + \frac{30,91}{2} \right)$$

$$Kp = 3,112611$$

Keruntuhan tanah akibat beban lateral tiang :

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

$$M_{max} = 21,36645 \times 0,4 \times 10^3 \times 2,95211$$

$$M_{max} = 25230,4912 \text{ kNm}$$

Momen maksimum yang mampu ditopang oleh tiang

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

$$M_y = \frac{1}{8} \times \left(\frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \times 24 \right) \times 10^2$$

$$M_y = 37,69911 \text{ kNm}$$

Syarat :

$$M_{max} > M_y$$

$$25230,4912 \text{ kNm} > 37,69911 \text{ kNm}$$

Oleh karena itu, dengan tidak adanya kerusakan tanah, beban lateral maksimum ditetapkan kekuatan tiang saat menopang momen M_y . Jarak momen maksimal dari tanah (M_y).

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

$$f = 0,82 \times \sqrt{\frac{Hu}{0,4 \times 2,95211 \times 21,36645}}$$

$$f = 0,82 \times \sqrt{\frac{Hu}{25,2304912}}$$

$$f = 0,16324 \times \sqrt{Hu}$$

$$f = 0,16324 \times \sqrt{78,295039}$$

$$= 1,44450 \text{ m}$$

Beban lateral maksimal pada tiang bor

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

$$Hu = \frac{2 \times 37,69911}{e + \frac{2 \times (0,16324 \times \sqrt{Hu})}{3}}$$

$$Hu^{\frac{3}{2}} = 692,78962$$

$$Hu = 692,78962^{\frac{2}{3}}$$

$$Hu = 78,29503 \text{ kN}$$

Nilai Hu disubstitusi ke nilai f

Beban lateral ijin

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

$$Hijin = \frac{78,29503}{3}$$

$$Hijin = 26,09834 \text{ kN}$$

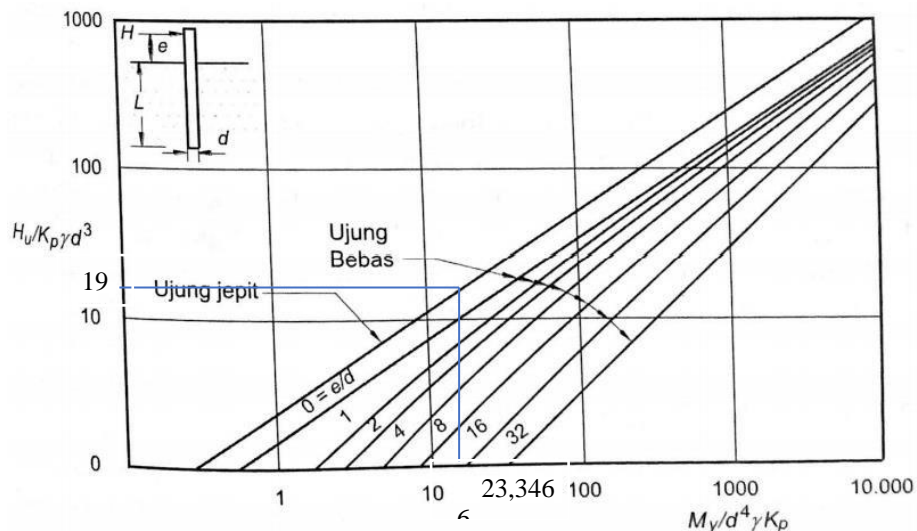
Menghitung beban lateral berdasarkan grafik

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

$$= \frac{37,69911}{0,4^4 \times 21,36645 \times 2,952115}$$

$$= 23,3466$$

Penilaian kapasitas ujung batas tiang bor pada tanah granuler dapat dilihat dalam Gambar 5.13



Gambar 5.13 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 23,3466 kN, dan dihubungkan pada nilai momen ultimit lateral menghasilkan nilai 76,70069 kN.

$$19 = \frac{Hu}{Kp \times d^3 \times \gamma_{sat}}$$

$$19 = \frac{Hu}{2,95211 \times 0,4^3 \times 21,3664}$$

Hu = 76,70069 kN (dari grafik)

Menghitung Hizin berlandaskan defleksi toleransi 6 mm

$$Hijin = \frac{1}{0,93} \times y_0 \times (nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \times Ip)^{\frac{2}{5}}$$

$$Hijin = \frac{1}{0,93} \times 0,004 \times (19400)^{\frac{3}{5}} \times (257429,602 \times 125663,706)^{\frac{2}{5}}$$

Hijin = 102,37771 kN

2. Metode Reese & Matlock

- a. Momen dibidang pondasi

$$M_g = 0$$

- b. Keunggulan ciri khusus tiang

$$F'_c = 30 \text{ MPa}$$

- c. Koefisien rekasi *subgrade*

$$n_h = 19400 \text{ kN/m}^3 \text{ (table 3.5)}$$

d. Ciri khusus panjang tiang

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{n_h}}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{257429,602 \times 125663,706}{19400}}$$

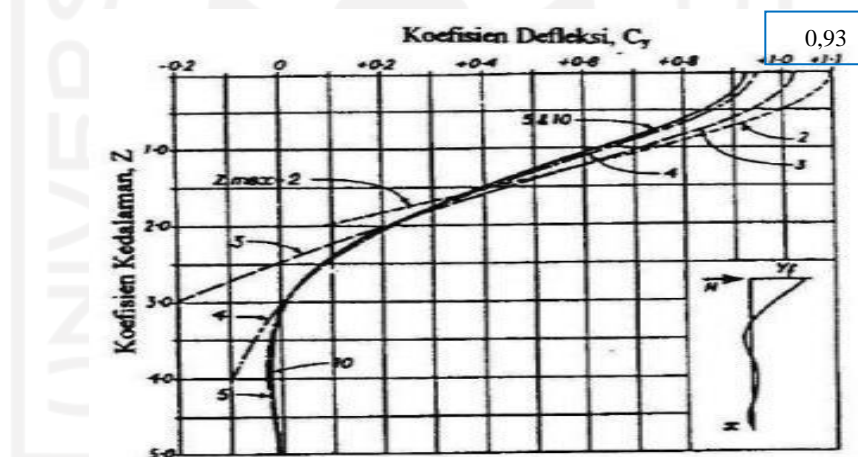
$$T = 1,1076774 \text{ m}$$

Syarat :

$$L > 4T$$

$$10 \text{ m} > 4,430709896 \text{ m}$$

Grafik koefisien C_y dapat dilihat dalam Gambar 5.14



Gambar 5.14 Koefisien C_y Pondasi tiang pada Tanah Granuler

(Sumber : Broms, 1964)

Dapat dilihat dalam Gambar 5.15 diperoleh $C_y = 0,93$

e. Hizin berlandaskan defleksi toleransi

$$Y_x = 0,006 \text{ m}$$

$$H_u = \frac{y_x \times E_p \times I_p}{C_y \times T^3}$$

$$H_u = \frac{0,006 \times 257429,602 \times 125663,706}{0,91 \times 1,1076774^3}$$

$$H_u = 156,9417 \text{ kN}$$

Tabel 5.16 Hasil Rekapitulasi Perhitungan Hizin Beban Lateral

Metode					
Broms			Reese & Mattlock		
0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
96,91582587	153,567	219,4586485	95,88481	156,9417	217,124

5.6.6 Analisis Penurunan Tiang Bor

Pondasi tiang berkurang sebab beban pendukung. Penilaian penyusutan mencakup penyusutan pondasi tiang tunggal dan penyusutan pondasi tiang kelompok. Besarnya penyusutan pondasi tiang mampu diperoleh dengan penilaian sebagai berikut.

1. Perhitungan Tiang Tunggal

$$D = 0,5 \text{ m}$$

$$L = 10 \text{ m}$$

$$Q = 5418,4674 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,4^2 \\ &= 0,1256 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,9602 \text{ MPa} \\ &= 25742960,2 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= \frac{d}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{0,4}{100} + \frac{5304,53797 \times 10}{0,1256 \times 25742960,2} \\ &= 0,0157 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Penyusutan tiang kelompok

$$S = 0,0157 \text{ m}$$

$$Bg = 1,1 \text{ m}$$

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

$$= 0,0157 \times \sqrt{\frac{1,1}{0,4}}$$

$$= 0,0233 \text{ m}$$

Tabel 5.17 Hasil Rekapitulasi Penurunan Tiang

Diameter	Penurunan Tiang		
	30	40	50
Sempiris	0,03215 6	0,0206215 5	0,01572
Sg	0,06157 4	0,0341969 7	0,02331 6

5.6.7 Defleksi

Ketika mendimensi tiang pondasi untuk menyerap gaya geser, defleksi yang terjadi ketika beban kerja berada dalam batas yang diijinkan harus dipertimbangkan. Nilai lendutan dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut:

$$Y_0 = \frac{0,93Hu}{(nh)^{\frac{3}{5}} \times (Ep \cdot Ip)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Y_0 = \frac{0,93 \times 219,458}{(19400)^{\frac{3}{5}} \times (257429,602 \times 0,00306)^{\frac{2}{5}}}$$

$$Y_0 = 0,00619 \text{ m}$$

5.7 Pembahasan

Proyek pembangunan gedung Fakultas Ilmu Budaya Institut Seni Budaya Indonesia – Aceh adalah gedung yang dibangun untuk memenuhi kebutuhan perkuliahan mahasiswa ISBI. Gedung Fakultas Ilmu Budaya ISBI

– Aceh terletak di jalan Transmigrasi, Gampong Buket Meusara, Kota Jantho, Aceh Besar. Gedung ini memiliki 3 lantai yang menggunakan pondasi tiang bor denan kondisi tanah lempung berpasir keras.

Pelaksanaan konstruksi gedung tidak luput dari perencanaan struktur pondasi. Kesalahan dalam merencanakan atau perhitungan menyebabkan kerusakan pada gedung itu sendiri. Maka dari itu diperlukan ketelitian dalam perhitungan. Salah satu factor penentu dalam struktur pondasi yaitu kondisi pada lapisan tanah yang dapat mempengaruhi kapasitas dukung pondasi tiang itu sendiri.

Dalam pelaksanaan pekerjaan 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 ETABS

Sebuah bangunan dinyatakan aman jika tiang pondasi mampu menyalurkan beban bangunan atas menuju lapisan tanah. Gaya, bobot aksial (P), gaya lateral (V), dan momen (M) yang diterapkan pada rangka dianggap sebagai beban suprastruktur. Analisis struktural dilakukan dengan menggunakan program ETABS bersama dengan kekuatan yang diperoleh.

Beban Aksial (P) = 4840,8121 kN

Momen (M_x) = 54,297 kN

Momen (M_y) = 129,342 kN

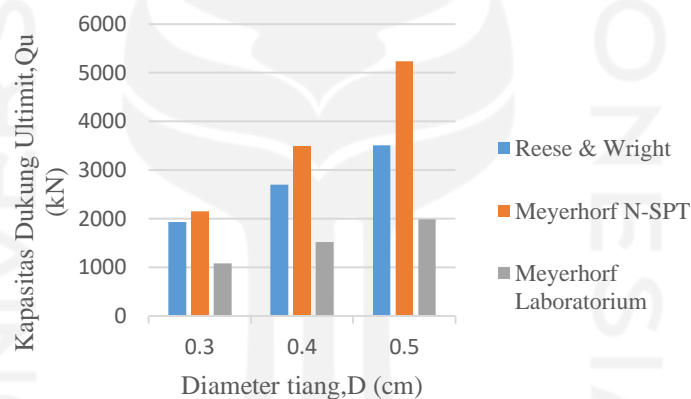
5.7.2 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang bor ini membandingkan nilai antara tiga metode yaitu Reese & Wright dan Meyerhorf berdasarkan data hasil uji lapangan (SPT) dan metode Meyerhorf berdasarkan hasil uji laboratorium. Sebaiknya juga dibandingkan dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, dan

0,5 m dengan pondasi eksisting proyek adalah 0,4 m untuk menghitung dan mengambil kesimpulan dari hasil analisis. Perbandingan dari hasil analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.18 berikut ini.

Tabel 5.18 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Metode	Metode Reese & Wright			Metode Meyerhorf			Meyerhorf lab		
Diameter	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
Qp (kN)	270,756 4	481,344 8	752,101 2	1604,09 7	2772,14 1	4335,39 8	158,705 1	282,142 4	440,847 5
Qs (kN)	1677,74 6	2236,99 5	2796,24 4	542,867 2	723,822 9	904,778 7	924,148 7	1232,19 8	1540,24 8
Qu (kN)	1935,00 5	2694,34 4	3510,85 2	2146,96 4	3495,96 4	5240,17 7	1082,85 4	1514,34 1	1981,09 5
Qa (kN)	967,502 6	1347,17 2	1755,42 6	1073,48 2	1747,98 2	2620,08 8	541,426 9	757,170 3	990,547 6



Gambar 5.15 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal

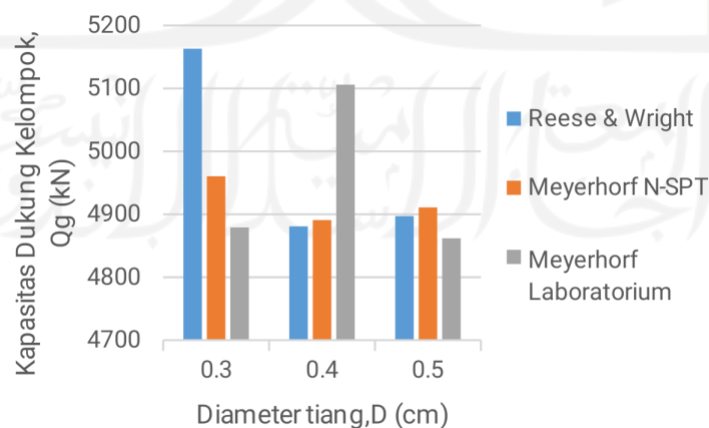
Dari gambar 5.15 diatas analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan metode Reese & Wright berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m diperoleh nilai masing-masing sebesar 1935,005 kN, 2694,344 kN, 3510,852 kN, metode *Meyerhorff* berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m diperoleh nilai masing-masing sebesar 2146,964 kN, 3495,964 kN, 5240,177 kN dan metode *Meyerhorff* berdasarkan uji laboratorium dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m diperoleh nilai masing-masing 1082,854 kN, 1514,341 kN, 1981,095 kN.

5.7.3 Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dilakukan perhitungan dengan metode Reese & Wright berdasarkan 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 5.19.

Tabel 5.19 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Metode	Metode Reese & Wright			Metode Meyerhorf			Meyerhorf lab		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
Diamete r									
Qp (kN)	270,7564	481,3448	752,1012	1604,09 7	2772,14 1	4335,39 8	158,705 1	282,142 4	440,8475
Qs (kN)	1677,746	2236,995	2796,244	542,867 2	723,822 9	904,778 7	924,148 7	1232,19 8	1540,248
Qu (kN)	1935,005	2694,344	3510,852	2146,96 4	3495,96 4	5240,17 7	1082,85 4	1514,34 1	1981,095
Pt (kN)	5152,6	5334,697	5241,383	5589,2	5226,20 2	5229,97 1	5305,37	5376,99 8	5418,467
Qa (kN)	967,5026	1347,172	1755,426	1073,48 2	1747,98 2	2620,08 8	541,426 9	757,170 3	990,5476
N _{tiang}	6	4	3	5	3	2	10	8	6
Qg (kN)	5163,073 7	4880,807 6	4897,157 7	4960,40 5	4890,84 3	4910,92 1	4879,12 2	5105,85 7	4861,8972 2
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5.16 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Dari Gambar 5.16 diatas analisis kapasitas dukung tiang kelompok

menggunakan Metode Reese & Wright berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m diperoleh nilai masing-masing sebesar 5163,0737 kN, 4880,8076 kN, 4897,1577, metode *Meyerhorff* berdasarkan uji lapangan (SPT) dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m diperoleh masing-masing sebesar 4960,405 kN, 4890,843 kN, 4910,921 kN dan metode *Meyerhorff* berdasarkan uji laboratorium dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diperoleh nilai masing-masing 4879,122 kN, 5105,857 kN, 4861,89722 kN. Pondasi tiang masuk kategori aman jika hasil dari kapasitas dukung tiang memiliki nilai yang lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi.

Dari hasil perhitungan, didapatkan hasil yang berbeda-beda. Perbedaan dari hasil analisis antara metode Reese & Wright, *Meyerhorff* SPT dan *Meyerhorff* berdasarkan uji laboratorium disebabkan oleh beberapa factor. Pada analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan metode Reese & Wright dipengaruhi oleh muka air tanah yang dapat mengurangi kekuatan pada tahanan ujung tiang dan gesek tiang. Tahanan gesek tiang dipengaruhi oleh adanya tekanan di tengah-tengah lapisan tanah. Perbedaan analisis kapasitas dukung ultimit menggunakan metode *Meyerhorff* N-SPT dikarenakan metode *Meyerhorff* melakukan koreksi pada nilai N-SPT yang mempengaruhi nilai tahanan ujung yang memperhatikan factor kedalaman tiang dimana nilai N rata-rata dihitung dari 8D diatas tanah 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 factor daya dukung ujung pada tiang, dimana semakin besar nilai sudut geser dalam yang terjadi maka semakin besar juga nilai factor daya dukung ujung serta nilai pada tahanan gesek tiang yang terjadi dipengaruhi oleh penentuan metode pelaksanaan 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 5.20 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok Tiang

Diameter (m)	Penurunan Kelompok Tiang		
	Reese & Wright	Meyerhorff SPT	Meyerhorff Lab
0,3	0.0645 m	0,0599 m	0.0615 m
0,4	0.0466m	0.0339 m	0.0341 m
0,5	0.022 m	0.0227 m	0.0233 m

Dari Tabel 5.20 diatas dapat dilihat hasil penurunan dengan variasi diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 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 eabbn lateral dapat dilihat pada Tabel.5.21

Tabel 5.21 Rekapitulasi Hasil Kapasitas Dukung Tiang terhadap Beban Lateral

Metode	Broms			Reese & Matlock		
	0,3	0,4	0,5	0,3	0,4	0,5
Diameter (m)						
Hizin (kN)	96,9158	153,567	219,458	95,8848	156,941	217,124

Dilihat pada tmabel diatas bahwa hasil perhitungan dengan menggunakan Metode Broms dan Metode Reese & Matlock memiliki hasil eabbn alteral yang

hamper 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- 8 mm. Tiang pondasi 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 5.22

Tabel 5.22 Rekapitulasi Hasil Kontrol Defleksi Tiang

Diameter (m)	Defleksi Tiang (m)	Tiang Ujung Jepit ($a > 0,6$ m)
0.3	0,007691	Aman
0.4	0,007545	Aman
0,5	0,007806	Aman

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

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berlandaskan temuan pengujian dan diskusi yang telah dijabarkan, maka mampu ditentukan simpulan, yakni:

1. Alternatif yang digunakan adalah alternative pertama diameter 0,5 m metode Meyerhorff dengan menggunakan data SPT dengan jumlah 2 tiang dalam 1 kelompok tiang. Hal ini berdasarkan hasil kapasitas dukung kelompok (Q_g) lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial total yang diterima (P_t) sebesar $4910,921 > 4180,8121$ dan $5229,971 > 4180,8121$.
2. Hasil nilai kapasitas dukung lateral dengan variasi diameter dengan membandingkan nilainya menggunakan Metode Broms dan Metode *Reese and Matlock*, maka digunakan alternative pertama dengan diameter 0,5 pada Metode Broms. Hal ini berdasarkan nilai yang didapatkan sebesar 219,458. Dengan dimensi yang digunakan semakin besar maka semakin besar nilai kapasitas dukung lateral yang terjadi dengan defleksi izin sebesar 6 mm.
3. Penurunan tiang tunggal yang terjadi pada alternative yang digunakan sebesar 0,0153 m, sedangkan penurunan kelompok tiang yang terjadi sebesar 0,0227 m. Akan tetapi ujung pondasi sudah mencapai tanah keras.

6.2 Saran

Dengan mempertimbangkan hal – hal diatas, untuk mendapatkan hasil yang lebih optimal dalam melaksanakan perencanaan 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

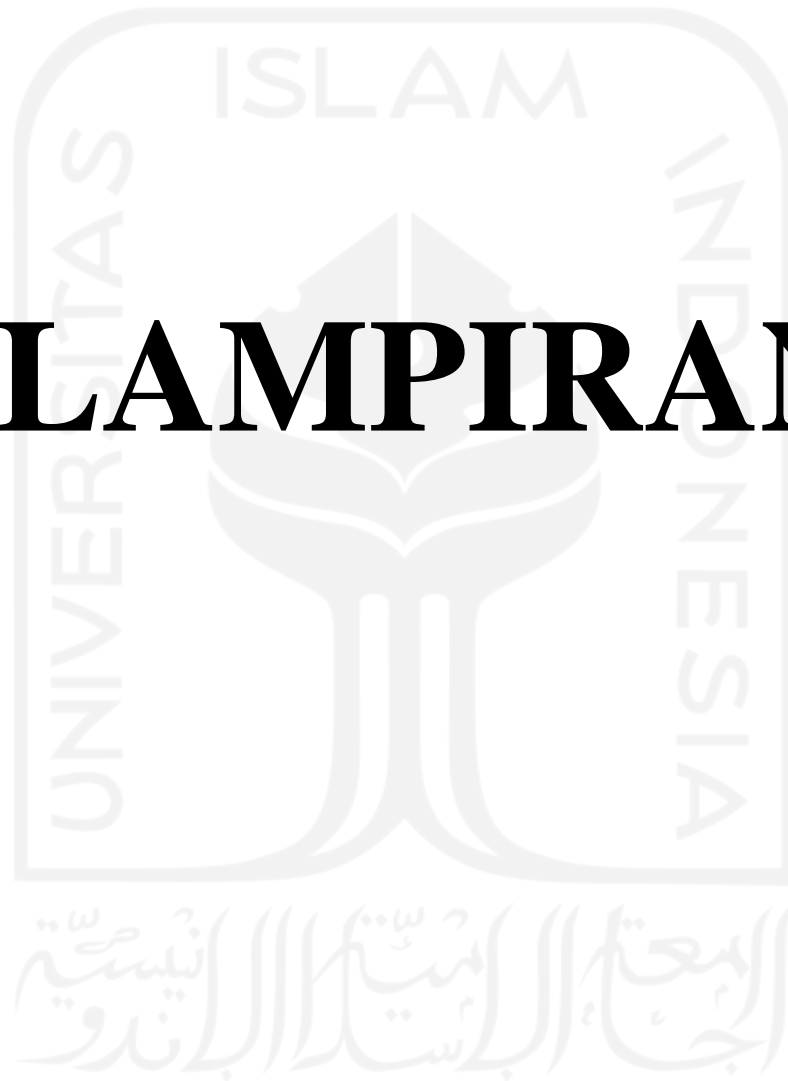
- Gedung'. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013. 'SNI 2847 2013 Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung'. Jakarta: Badan Standarisasi Nasional.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013. 'SNI 1727 2013 Pedoman Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan 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 Meyerhorff, Aoki & De Alencar, Dan Luciano Decourt, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.
- Fadli, Z. A., 2021. *Pengaruh Variasi Dimensi tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksil, Kapasitas Dukung Lateral dan Penurunan, Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia*.
- Fahyudi, D. and Setiawan, A., 2003. *Analisis Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor pada Pembangunan Gedung PT Sanbe Farma, Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta*.
- 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*.
- 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
- Mayangsari, Dkk, 2018, *Perbandingan Pondasi Tiang Pancang dengan Pondasi Tiang Bor pada Proyek Pembangunan Rumah Sakit Gigi dan Mulut Universitas Brawijaya, Universitas Brawijaya, Malang*.
- PT Bumi Ayu Kencana, 2022. Data Penyelidikan Tanah (Sondir Penetration Test) dan Laboratorium.
- Sobari, M., 2020. *Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Pada Tanah Granuler*

(Studi Kasus: Proyek Tol Semarang–Batang Sta. 375+ 000–Sta. 449+ 200). Jurnal Kajian Teknik Sipil, 5(1), Pp.36-42.

Tamimi, F, 2020. *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Pondasi Bored Pile (Studi Kasus : gedung IAIN Purwokerto, Jawa Tengah) Skripsi Teknik Universitas Islam Indonesia.*



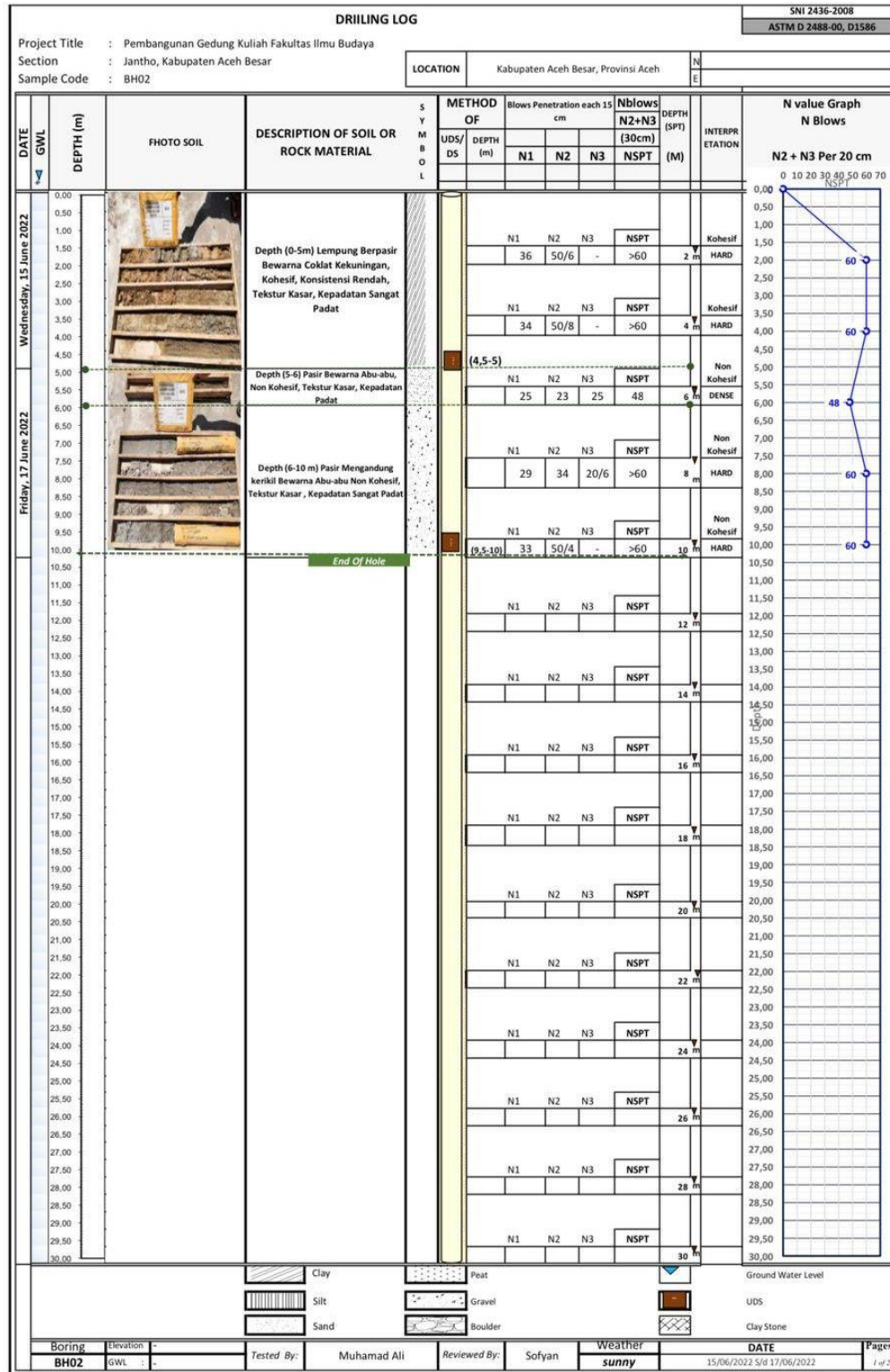
LAMPIRAN



Lampiran 1 Peta Lokasi Proyek



Lampiran 3 Data Tanah



Hasil Laboratorium BH – 02

Depth (m)	Index Properties Titik BH-02								Direct Shear Test	
	w (%)	G	γ_d (kN/m ³)	γ_m (kN/m ³)	e	n	Sr	% Passing sieve No.200	C (kg/cm ²)	ϕ (°)
0-6	11,71	2.78	17,308	18,328	0,51	44,04	72,88	0	0,051	34,22
6-10	13,77	2.79	15,357	17,426	0,70	34,95	62,07	4,84	0,013	36,87

Hasil Uji Lapangan (SPT) pada Titik BH - 02

NO	Kedalaman (m)	BH - 02
1	0 – 2	>60
2	2 – 4	>60
3	4 – 6	48
4	6 - 8	>60
5	8 - 10	>60

Lampiran 4 Hasil ETABS

