

## **TUGAS AKHIR**

### **ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER (*BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT ANALYSIS ON PILE FOUNDATION WITH VARIOUS DIAMETER*)**

(Studi Kasus : Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga)

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



**Muhammad Rijaluddin Hafizi  
18511157**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL  
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
2023**

## TUGAS AKHIR

### ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER (*BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT ANALYSIS ON PILE FOUNDATION WITH VARIOUS DIAMETER*)

Disusun oleh

**Muhammad Rijaluddin Hafizi**  
18511157

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

Diuji pada tanggal 25 Januari 2023  
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing



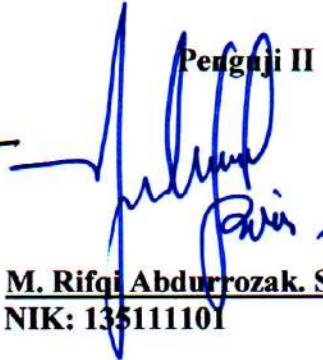
Akhmad Marzuko, Ir., M.T.  
NIK: 885110107

Penguji I



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

Penguji II



M. Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng.  
NIK: 135111101

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



  
Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.  
NIK: 095110101

## PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun pada bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan 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, 25 Januari 2023

Penulis,



Muhammad Rijaluddin Hafizi  
(18511157)

## KATA PENGANTAR

*Bismillahirrahmannirrahiim.*

*Assalamu 'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.*

Segala puji bagi Allah Subhanahu wa ta'ala atas kehadirat-Nya dan rahmat-Nya yang telah memberikan kesempatan kepada saya untuk dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga” dengan maksimal. Shalawat serta salam senantiasa kita panjatkan untuk teladan dan pimpinan kita tercinta, Nabi Muhammad Shallallahu 'alaihi wasallam, keluarga, sahabat, dan pengikut beliau hingga akhir zaman.

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat dalam menyelesaikan studi jenjang Strata Satu (S1) di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia. Dalam penulisan Tugas Akhir ini saya ingin menyampaikan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada pihak-pihak yang terlibat dan senantiasa memberi dukungan kepada saya selama proses penyusunan hingga selesainya Tugas Akhir ini.

1. Bapak Akhmad Marzuko, Ir., M.T, selaku Dosen Pembimbing Tugas Akhir, terima kasih atas bimbingan yang senantiasa diberikan kepada saya selama proses penyusunan Tugas Akhir ini,
2. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. dan Bapak M. Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji Tugas Akhir,
3. Ibu Yunalia Muntafi, S.T. M.T. Ph.D. Eng, selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia,
4. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah,

5. PT. Heri Jaya Palung Buana dan PT. Pola Dwipa yang telah memberikan data – data Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) UIN Sunan Kalijaga,
6. Bapak Rudianto Bahnani dan Ibu Fitriah selaku orang tua saya, serta adik saya Nayra Syarifa Ramadhina yang selalu mendoakan dan menjadi motivasi terbesar saya dalam menuntut ilmu, terima kasih tiada akhir atas semua doa, kasih sayang, kesabaran, dan dukungan yang telah diberikan,
7. Teman-teman Teknik Sipil 2018 yang ikut terlibat selama proses penyusunan dan penyelesaian Tugas Akhir ini.

Saya menyadari Tugas Akhir saya ini masih jauh dari sempurna. Untuk itu saya memohon maaf dan berharap Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi semua pihak yang membaca dan untuk pengembangan penelitian selanjutnya.

*Wassalamu'alaikum Warahmatullahi Wabarakatuh.*

Yogyakarta, 25 Januari 2023

Penulis,



Muhammad Rijaluddin Hafizi

(18511157)

## DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
TUGAS AKHIR	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xiii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiv
ABSTRAK	xvii
ABSTRACT	xviii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Manfaat Penelitian	3
1.5 Batasan Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Perbedaan Penelitian	6
2.2.1 Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang	6
2.2.2 Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Sumuran	9
BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1 Tanah	13
3.2 Penyeledikan Tanah	13
3.2.1 Uji Laboratorium	14

3.2.2	Cone Penetration Test (CPT)	14
3.3	Pondasi Sumuran	14
3.3.1	Kapasitas Dukung Eksisting (Sumuran) berdasarkan Data Sondir	14
3.3.2	Penurunan Pondasi Sumuran	15
3.3.3	Penurunan Izin Pondasi Sumuran	18
3.4	Pondasi Tiang Pancang	18
3.5	Kapasitas Dukung Tiang Pancang	20
3.5.1	Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal	22
3.5.2	Kapasitas Dukung Tiang Pancang Kelompok	27
3.6	Penurunan Pondasi Tiang Pancang	30
3.6.1	Penurunan Tiang Tunggal	31
3.6.2	Penurunan Tiang Kelompok	31
3.6.3	Penurunan Izin Pondasi	32
3.7	Analisis Pembebanan	32
3.8	Pembebanan Struktur	34
3.8.1	Beban Mati	34
3.8.2	Beban Hidup	34
3.8.3	Beban Gempa	34
<b>BAB IV METODE PENELITIAN</b>		43
4.1	Metode Penelitian	43
4.2	Lokasi Penelitian	43
4.3	Studi Pustaka	44
4.4	Pengumpulan Data	44
4.5	Analisis Pembebanan	44
4.6	Analisis Pondasi Tiang Pancang dan Sumuran	45
4.7	Bagan Alir	46
<b>BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN</b>		49
5.1	Data Proyek Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga	49
5.1.1	Data Umum	49
5.1.2	Spesifikasi Material	50

5.1.3	Denah Konstruksi	50
5.1.4	Data Struktur	51
5.2	Pembebanan Struktur	52
5.3	Input dan Output Program SAP2000	61
5.4	Data Penyelidikan Tanah	62
5.5	Pondasi Sumuran	64
5.5.1	Kapasitas Dukung Eksisting (Sumuran) berdasarkan Data Sondir	66
5.5.2	Penurunan Pondasi Sumuran	69
5.5.3	Analisis Distribusi Beban ke Tiap Sumuran	72
5.5.4	Analisis Kekuatan Pondasi Sumuran	73
5.6	Analisis Pondasi Tiang Pancang	74
5.6.1	Kapasitas Dukung Tiang Pancang	74
5.6.2	Penurunan Tiang Pancang	101
5.6.3	Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang	111
5.6.4	Analisis Kekuatan Tiang Pancang	113
5.7	Pembahasan	114
5.7.1	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal	114
5.7.2	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok	116
5.7.3	Hasil Analisis Penurunan Pondasi	117
<b>BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN</b>		119
6.1	Kesimpulan	119
6.2	Saran	120
<b>DAFTAR PUSTAKA</b>		121



## DAFTAR TABEL

Tabel 2. 2 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	11
Tabel 3. 1 Hubungan Tahanan Kerucut Statis $qc$ , $Kd$ , dan $\phi'$	24
Tabel 3. 2 Nilai $K$ dan $\delta$ berdasarkan Tomlinson (1986)	25
Tabel 3. 3 Nilai – nilai $Cp$ (Vesic, 1977)	17
Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa	35
Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs	37
Tabel 3. 6 Koefisien Situs $F_a$	37
Tabel 3. 7 Koefisien Situs $F_v$	37
Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek ( $SDS$ )	39
Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik ( $SD1$ )	39
Tabel 3. 10 Nilai Parameter Pendekatan $C_t$ dan $x$	40
Tabel 3. 11 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode Yang Dihitung	40
Tabel 3. 12 Faktor $R$ , $Cd$ , dan $\Omega_0$ untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik	42
Tabel 5. 1 Beban Mati pada Lantai	52
Tabel 5. 2 Beban Mati pada Atap Beton Bertulang	53
Tabel 5. 3 Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa	54
Tabel 5. 4 Parameter Percepatan Spektral Desain	55
Tabel 5. 5 Koefisien Risiko Terpetakan	55
Tabel 5. 6 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik ( $Vd$ ) dan Statik ( $Vs$ )	59
Tabel 5. 7 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik ( $Vd$ ) dan Statik ( $Vs$ )	60
Tabel 5. 8 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik	60
Tabel 5. 9 Data Hasil Uji Laboratorium pada titik BH-01	63
Tabel 5. 10 Data Plastisitas Tanah	63
Tabel 5. 11 Nilai Tahanan Ujung Sondir ( $qc$ ) dan JHL (TF) pada titik 4	63
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal	115
Tabel 5. 13 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok	116

Tabel 5. 14 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Pondasi	118
Tabel L.4. 1 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000	142
Tabel L.5. 1 Rekapitulasi beban-beban yang bekerja diatas kelompok tiang	144
Tabel L.5. 2 Rekapitulasi distribusi beban ke tiap tiang pancang	144



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Tiang Ditinjau dari Caranya Mendukung Beban	22
Gambar 3. 2 Diagram Korelasi Sudut Geser Tanah ( $\phi$ ) dengan Nilai $Nc$ dan $Nq$	23
Gambar 3. 3 Konfigurasi kelompok tiang	28
Gambar 3. 4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik ( $S_s$ )	36
Gambar 3. 5 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode 1 Detik ( $S_s$ )	36
Gambar 3. 6 Spektrum Respon Desain	38
Gambar 4. 1 Perkiraan Lokasi Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga melalui Google Maps	44
Gambar 4. 2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan <i>Software</i> SAP2000	47
Gambar 4. 3 Bagan Alir Penelitian	48
Gambar 5. 1 Tampak Depan GKT UIN Sunan Kalijaga	49
Gambar 5. 2 Site Plan GKT UIN Sunan Kalijaga	51
Gambar 5. 3 Grafik Respon Spektrum	56
Gambar 5. 4 Hasil <i>Output</i> Nilai $T_c$ dari SAP2000	57
Gambar 5. 5 Hasil <i>Output</i> Gaya Geser Dinamik pada SAP2000	59
Gambar 5. 6 Hasil <i>Output</i> Gaya Geser Dinamik pada SAP2000	60
Gambar 5. 7 Permodelan SAP2000	61
Gambar 5. 8 Frame 489 yang ditinjau	61
Gambar 5. 9 Tampak Potongan Pondasi Eksisting (Sumuran)	65
Gambar 5. 10 Desain Pondasi Eksisting (Sumuran)	65
Gambar 5. 11 Permodelan beban struktur pada Pondasi Sumuran	66
Gambar 5. 12 Susunan Pondasi Sumuran Diameter 1 m menggunakan Data Sondir	68
Gambar 5. 13 Absis Sumuran terhadap Pusat Pile Cap $D = 1$ m	73
Gambar 5. 14 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang	75
Gambar 5. 15 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,5 m menggunakan Data Laboratorium	80

Gambar 5. 16 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,6 m menggunakan Data Laboratorium	84
Gambar 5. 17 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,7 m menggunakan Data Laboratorium	89
Gambar 5. 18 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang	90
Gambar 5. 19 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,5 m menggunakan Data Sondir	93
Gambar 5. 20 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang	94
Gambar 5. 21 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,6 m menggunakan Data Sondir	96
Gambar 5. 22 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang	98
Gambar 5. 23 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,7 m menggunakan Data Sondir	101
Gambar 5. 24 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap $D = 0,7$ m	112
Gambar 5. 25 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal	115
Gambar 5. 26 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok	117

## DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Surat Permohonan Izin Penelitian	125
Lampiran 2 Balasan Surat Izin Penelitian	126
Lampiran 3 Data Penyelidikan Tanah	127
Lampiran 4 Hasil Analisis Pembeban SAP2000	141
Lampiran 5 Rekapitulasi Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang	143



## DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

$\phi$	= sudut geser dalam tanah ( $^{\circ}$ )
$\phi'$	= sudut gesek dalam tanah asli di lapangan ( $^{\circ}$ )
$A_p$	= luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )
$A_s$	= luas selimut tiang ( $m^2$ )
$B_g$	= lebar kelompok tiang (m)
$c$	= kohesi tanah ( $kN/m^2$ )
$C_s$	= koefisien respon seismik
$D$	= beban mati ( $kN/m^2$ )
$D$	= diameter tiang (m)
$E_g$	= efisiensi kelompok tiang
$E_p$	= modulus elastis tiang ( $kN/m^2$ )
$F_a$	= faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek
$F_i$	= gaya geser horizontal tingkat ke-i
$F_v$	= faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik
$h_n$	= ketinggian struktur (m)
$H_i$	= tinggi lantai ke-i (m)
$I_e$	= faktor keutamaan gempa
$JHL$	= jumlah hambatan lekat ( $kg/cm$ )
$K$	= eksponen yang terkait dengan periode struktur
$L$	= beban hidup ( $kN/m^2$ )
$L$	= panjang tiang (m)
$m$	= jumlah tiang dalam 1 kolom
$n$	= jumlah tiang
$n$	= jumlah tiang dalam 1 baris
$N_c^*, N_q^*$	= faktor kapasitas dukung yang meliputi faktor bentuk dan kedalaman
$p$	= keliling tiang (m)
$P$	= beban yang bekerja (kN)

$Q_p$	= kapasitas dukung ujung tiang (kN)
$Q_{ult}$	= kapasitas dukung ultimit tiang (kN)
$Q_{all}$	= kapasitas dukung ijin tiang (kN)
$q_p$	= tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m <sup>2</sup> )
$q$	= tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m <sup>2</sup> )
$Q_s$	= kapasitas dukung selimut tiang (kN)
$q_s$	= tahanan gesek tiang per satuan luas (kN/m <sup>2</sup> )
$q_c$	= tahanan ujung sondir (kg/cm <sup>2</sup> )
$q_{c1}$	= rata-rata nilai konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang (kg/cm <sup>2</sup> )
$q_{c2}$	= rata-rata nilai konus sepanjang 4D kebawah dari ujung tiang (kg/cm <sup>2</sup> )
$Q_g$	= beban maksimum kelompok tiang (kN)
$R_{SX}$	= beban gempa dinamik arah x
$R_{SY}$	= beban gempa dinamik arah y
$S_1$	= penurunan batang tiang (m)
$S_2$	= penurunan tiang disebabkan beban titik (m)
$S_3$	= penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang (m)
$s$	= jarak pusat ke pusat tiang (m)
$S$	= penurunan tiang tunggal (m)
$S_{DS}$	= parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek
$S_{D1}$	= parameter percepatan spektrum respon desain pada periode 1 detik
$SF$	= <i>safety factor</i>
$S_g$	= penurunan tiang kelompok (m)
$S_{izin}$	= penurunan izin (m)
$S_{MS}$	= parameter respon spektral percepatan pada periode pendek
$S_{M1}$	= parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik
$S_s$	= parameter percepatan gempa terpetakan pada periode pendek
$S_1$	= parameter percepatan gempa terpetakan pada periode 1 detik
$T$	= periode getar struktur (detik)
$T_a$	= periode fundamental pendekatan (detik)

$T_c$	= periode <i>computed</i> (detik)
$V$	= gaya geser dasar seismik (kN)
$W$	= berat seismik efektif (kN)
$W_i$	= berat lantai ke-i (kN)
$W_p$	= berat tiang (kN)





## ABSTRAK

Pondasi memiliki peran yang sangat penting pada bangunan, dikarenakan fungsinya untuk menyalurkan beban dari struktur di atasnya menuju lapisan tanah dasar dibawahnya. Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga, menggunakan jenis pondasi sumuran dengan diameter 1 m dan kedalaman 6 m, adapun karakteristik tanah di lapangan adalah pasir kelanauan. Pondasi akan diredesain menggunakan jenis pondasi tiang pancang, dengan tujuan untuk mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi.

Perencanaan ulang pondasi jenis tiang pancang dilakukan menggunakan variasi diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang akan dilakukan dengan menggunakan metode statis dari Meyerhoff berdasarkan data laboratorium dan data sondir (CPT), untuk kapasitas dukung pondasi sumuran dihitung menggunakan metode Meyerhoff berdasarkan data sondir (CPT) . Perhitungan penurunan tiang tunggal akan dilakukan menggunakan metode empiris, sedangkan perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan metode Vesic (1977).

Hasil analisis, diperoleh kapasitas dukung kelompok pondasi ( $Q_g$ ) pada pondasi *existing* (sumuran) dengan diameter 1 m yang dihitung berdasarkan data sondir (CPT) sebesar 3744,674 kN dengan penurunan tiang kelompok ( $S_g$ ) yang dihasilkan sebesar 78,49 mm. Sedangkan pada pondasi tiang pancang, dihasilkan kapasitas dukung kelompok pondasi ( $Q_g$ ) pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m yang dihitung menggunakan data laboratorium berturut-turut sebesar 4088,496 kN, 4421,208 kN, dan 3890,664 kN. Selanjutnya, pada perhitungan menggunakan data sondir (CPT) diperoleh  $Q_g$  sebesar 3935,598 kN, 4267,245 kN, dan 4150,3 kN. Adapun hasil analisis penurunan tiang kelompok ( $S_g$ ) pada tiang pancang yang dihitung berdasarkan data laboratorium berturut-turut pada tiap diameter sebesar 0,0245 m, 0,01876 m, dan 0,01898 m. Kemudian, pada perhitungan menggunakan data sondir (CPT) diperoleh  $S_g$  sebesar 0,0197 m, 0,0214 m, dan 0,01898 m. Dari segi kapasitas dukung kelompok ( $Q_g$ ) mengalami peningkatan antara 3,9% – 18,1% pada masing-masing diameter, sedangkan dari segi penurunan pondasi kelompok ( $S_g$ ) mengalami penurunan antara 68,7% – 76,1% pada masing-masing diameter.

**Kata kunci** : Pondasi tiang pancang, pondasi sumuran, kapasitas dukung pondasi, penurunan pondasi

## ABSTRACT

A foundation has a very important role in the building, because its function is to support the load from the structure above it to the subgrade layer below. The construction of the Integrated Lecture Building at Sunan Kalijaga State Islamic University, uses a type of well foundation with a diameter of 1 m and a depth of 6 m, while the characteristics of the soil in the field are silty sand. The foundation will be redesigned using the type of pile foundation, with the aim of knowing the comparison of the bearing capacity and settlements values that occur.

Re-planning of the pile type foundation was carried out using variations in diameter of 0.5 m, 0.6 m and 0.7 m. The calculation of the pile bearing capacity will be carried out using the static method from Meyerhoff based on laboratory data and cone penetration test data (CPT), for the bearing capacity of the well foundation is calculated using the Meyerhoff method based on CPT data. Calculation of settlement of a single pile will be carried out using the empirical method, while calculation of settlement of group piles will use the method of Vesic (1977).

The results of the analysis show that the bearing capacity of the foundation group ( $Q_g$ ) on the existing foundation (well) with a diameter of 1 m, which is calculated based on cone penetration test data (CPT) of 3744.674 kN with the settlement analysis of group ( $S_g$ ) is 78.49mm. Whereas for pile foundations, the bearing capacity of the foundation group ( $Q_g$ ) at diameters of 0.5 m, 0.6 m, and 0.7 m, which is calculated using laboratory data respectively of 4088.496 kN, 4421, 208 kN, and 3890.664 kN. Furthermore, the calculations using cone penetration test data (CPT) obtained ( $Q_g$ ) of 3935.598 kN, 4267.245 kN and 4150.3 kN. As for the results of the settlement analysis of group ( $S_g$ ) on piles calculated based on laboratory data successively for each diameter of 0,0245 m, 0,01876 m and 0,01898 m. Then, in calculations using cone penetration test data (CPT) obtained ( $S_g$ ) of 0,0197 m, 0,0214 m, and 0,01898 m. In terms of the bearing capacity of the foundation group ( $Q_g$ ) experienced an increase of between 3.9% - 18.1% in each diameter, while in terms of settlement settlement analysis of group ( $S_g$ ) decreased between 68.7% - 76.1% in each diameter.

**Keywords** : Pile foundation, well foundation, bearing capacity of foundation, settlement of Foundation

# BAB I

## PENDAHULUAN

### 1.1 Latar Belakang

Dalam pekerjaan konstruksi, suatu infrastruktur terdiri atas dua bagian struktur, yaitu struktur atas (*upper structure*) dan struktur bawah (*lower structure*). Struktur atas merupakan struktur bangunan yang terletak diatas permukaan tanah seperti kolom, balok, pelat, dan sebagainya. Sedangkan yang dimaksud dengan struktur bawah adalah struktur bangunan yang terletak dibawah permukaan tanah, misalnya yaitu pondasi (Muthmainnah, 2020).

Pondasi merupakan struktur bangunan yang terletak dibawah permukaan tanah. Sebagai struktur suatu bangunan, pondasi memiliki peran sangat penting dikarenakan posisinya sebagai bagian struktur paling bawah dari suatu bangunan dan terletak diatas lapisan tanah dasar (*subgrade*). Pondasi berfungsi untuk menyalurkan beban yang diterima dari struktur diatasnya ke lapisan tanah dasar yang berada dibawahnya (David, 2016).

Berdasarkan penggunaannya jenis pondasi terbagi menjadi dua, yaitu pondasi dangkal (*shallow foundation*) dan pondasi dalam (*deep foundation*). Pondasi dangkal merupakan pondasi yang mendukung beban secara langsung, pondasi ini digunakan apabila lapisan tanah keras tidak terlalu dalam (terletak dekat dengan permukaan tanah). Pondasi dalam merupakan jenis pondasi yang digunakan untuk meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah keras yang terletak cukup dalam (jauh dari permukaan tanah) (Riadi, 2020).

Perencanaan pondasi harus dirancang agar dapat mendukung beban sampai batas keamanan tertentu. Termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman  $> 8$  m (Bowles, 1997).

Selain itu, pondasi dalam juga digunakan pada struktur yang memiliki beban

sangat besar seperti struktur bangunan berlantai banyak, jembatan, dan sebagainya. Pondasi dalam dapat mendukung beban tersebut karena kedalamannya dapat dibuat sedemikian rupa hingga mampu mendukung bebannya (Hardiyatmo, 2003). Secara umum, terdapat tiga jenis pondasi dalam diantaranya yaitu pondasi tiang pancang (*pile*), pondasi *bored pile*, dan pondasi sumuran (*caisson*).

Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga merupakan pembangunan gedung kuliah yang berlokasi di atas lahan parkir kampus Fakultas Sains dan Teknologi, UIN Sunan Kalijaga. Gedung ini dibangun diatas tanah seluas 6200 m<sup>2</sup>, dan terdiri atas 4 lantai dengan tinggi bangunan keseluruhan sekitar 25 m. Pondasi eksisting yang digunakan adalah pondasi sumuran dengan diameter 1 m dan kedalaman 6 m. Adapun penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan meliputi pengujian sondir yang dilakukan pada 4 titik, dimana pada titik 1, 2 dan 3, diketahui tanah keras terletak pada kedalaman 6 m, sedangkan pada titik 4 tanah keras terletak pada kedalaman -9,2 m. Selain itu, dilakukan juga uji laboratorium dan pengeboran menggunakan bor tangan (*hand bor*), dan diketahui karakteristik tanah di lokasi tersebut merupakan jenis tanah pasir kelanauan.

Berdasarkan uraian diatas, penulis mencoba untuk melakukan redesain menggunakan alternatif pondasi jenis tiang pancang. Pondasi jenis tiang pancang dipilih karena kelebihanannya yang mampu memadatkan tanah pada saat pekerjaan pemasangannya, terutama jenis tanah pasir. Sebagaimana diketahui tanah pasir memiliki nilai kohesi yang kecil, sehingga daya dukungnya akan sangat dipengaruhi oleh kepadatan tanahnya. Selain itu, karakteristik bangunan berupa gedung bertingkat dengan beban dan berat bangunan yang cukup besar, akan lebih aman apabila menggunakan jenis pondasi dalam. Adapun mempertimbangkan lokasi gedung yang berada disekitar lingkungan kampus, terkait metode pelaksanaan tiang pancang dapat dilakukan menggunakan metode *Hydrolic Static Pile Driver (HSPD)* yang dilakukan dengan cara ditekan, sehingga lebih ramah lingkungan, serta tidak menimbulkan getaran dan kebisingan. Oleh karena itu, penulis mengambil tugas akhir dengan judul “Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus Gedung

Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga)".

## **1.2 Rumusan Masalah**

Berdasarkan latar belakang diatas, rumusan masalah yang dapat dicakup dalam penelitian ini dirinci dalam 3 hal, yaitu sebagai berikut.

1. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi eksisting jenis sumuran pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga ?
2. Bagaimana kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi redesain jenis tiang pancang pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga ?
3. Bagaimana kapasitas dukung, penurunan, dan efisiensi dari kelompok pondasi pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga ?
4. Bagaimana perbandingan kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi eksisting jenis sumuran dengan hasil redesain pondasi menggunakan jenis tiang pancang yang dilakukan ?

## **1.3 Tujuan Penelitian**

Berdasarkan rumusan masalah diatas, maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut ini.

1. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi eksisting jenis sumuran pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga.
2. Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi redesain jenis tiang pancang pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga.
3. Mengetahui kapasitas dukung, penurunan, dan efisiensi dari kelompok pondasi pada proyek pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga.
4. Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi eksisting jenis sumuran dengan hasil redesain pondasi menggunakan jenis tiang pancang yang dilakukan.

## **1.4 Manfaat Penelitian**

Manfaat yang dapat diperoleh dari penelitian ini yaitu sebagai berikut ini.

1. Memberikan pengetahuan kepada pembaca terkait kapasitas dukung dan penurunan yang diperoleh pada kondisi eksisting dan hasil redesain ulang

pondasi menggunakan jenis tiang pancang dengan variasi diameter.

2. Memberikan pengetahuan terkait perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi eksisting jenis sumuran dengan hasil redesain ulang pondasi menggunakan jenis tiang pancang.
3. Menjadi referensi dan sumber bacaan bagi pembacanya.

### 1.5 Batasan Penelitian

Batasan masalah untuk penelitian tugas akhir ini yaitu sebagai berikut :

1. objek penelitian adalah Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga,
2. struktur bawah *existing* di lapangan adalah jenis pondasi sumuran, dengan diameter 1 m dan kedalaman 6 m,
3. struktur bawah direesain menggunakan jenis pondasi tiang pancang, dengan variasi diameter yang digunakan adalah sebesar 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m, dengan panjang tiang adalah 6 m,
4. data geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah di lokasi konstruksi Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga yang dilakukan oleh CV. Sandy Soilindo, berupa data uji sondir dan data pengujian laboratorium,
5. data struktur yang digunakan adalah hasil perencanaan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga yang dilakukan oleh PT. Pola Dwipa,
6. analisis pembebanan menggunakan program *SAP2000*,
7. pondasi tiang pancang yang diperhitungkan berupa kapasitas dukung dan penurunan yang terjadi,
8. analisis kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode statis,
9. perhitungan kapasitas dukung berdasarkan data sondir, dilakukan dengan mengacu pada data sondir titik 4,
10. perhitungan struktur bangunan gedung mengikuti peraturan SNI 03-2847-2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan, Sedangkan untuk perencanaan tahan gempa mengikuti peraturan SNI 03-1726-2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung,

11. angka aman (*safety factor*) yang digunakan adalah 3, dan
12. penelitian ini tidak meninjau dari segi rencana anggaran biaya (RAB), manajemen konstruksi, maupun dari segi pelaksanaan.



## **BAB II**

### **TINJAUAN PUSTAKA**

#### **2.1 Umum**

Tiang pancang merupakan salah satu jenis pondasi dalam (*shallow foundation*). Pondasi ini umumnya dibuat terlebih dahulu melalui fabrikasi, kemudian dipasang ke dalam tanah dengan cara dipancang hingga mencapai kedalaman tertentu. Tiang pancang yang umum digunakan memiliki bentuk penampang lingkaran dan segiempat dengan bentuk ujung yang runcing. Adapun berdasarkan material pembuatannya, terdapat beberapa jenis tiang pancang diantaranya yaitu tiang pancang baja, tiang pancang beton, tiang pancang kayu, dan tiang pancang komposit.

Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan digunakan apabila tanah yang berada di bawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1988). Apabila tanah pendukung pondasi terletak pada kedalaman sekitar 10 m atau lebih, maka dapat digunakan jenis pondasi tiang atau pondasi tiang apung (*floating pile foundation*), apabila tidak diizinkan terjadi penurunan pada struktur, maka dapat digunakan pondasi tiang pancang (Nakazawa dan Sosrodarsono, 1980). Pondasi tiang pancang biasanya digunakan pada struktur bangunan yang memiliki beban yang besar seperti bangunan berlantai banyak.

#### **2.2 Perbedaan Penelitian**

Perbandingan beberapa penelitian terdahulu dengan penelitian yang akan dilakukan penulis adalah sebagai berikut.

##### **2.2.1 Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang**

Karisma (2012) melakukan penelitian dengan judul “Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha”, penelitian tersebut bertujuan untuk membandingkan hasil perencanaan pondasi *existing* yang menggunakan jenis tiang bor dengan alternatif pondasi jenis tiang pancang pada struktur bawah proyek



pembangunan Gedung Universitas Patria Artha berdasarkan pertimbangan daya dukung tiang dan efisiensi dari struktur tiang tersebut. Pondasi alternatif tiang pancang berbentuk silinder dengan variasi dimensi 50 cm dan 60 cm. Berdasarkan perhitungan daya dukung tiang menggunakan data sondir, diperoleh kapasitas dukung untuk variasi dimensi 50 cm dan 60 cm berturut-turut sebesar 179,241 Ton dan 254,34 Ton, dengan jumlah tiang yang digunakan sebanyak 2 buah dalam 1 kelompok tiang. Berdasarkan efisiensi tiang diketahui bahwa pondasi tiang bor lebih efisien dibandingkan jenis tiang pancang. Adapun berdasarkan kapasitas dukung tiang, diketahui bahwa tiang pancang memiliki kapasitas dukung tiang yang lebih baik dibandingkan pondasi *existing*, dikarenakan bentuk pondasi silinder dan dimensi yang besar sehingga bangunan tidak mudah rusak dibandingkan jenis pondasi tiang bor.

Arifta (2016) melakukan penelitian yang bertujuan untuk meninjau besarnya kapasitas dukung struktur bawah gedung yang di rencanakan ulang menggunakan jenis pondasi tiang pancang dengan variasi diameter serta jumlah tiang tertentu, dengan menggunakan metode statis berdasarkan nilai sondir. Penelitian dengan judul “Redesign Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM” dengan variasi dimensi yang digunakan yaitu 40 cm, 30 cm, dan 20 cm. Berdasarkan analisis pembebanan yang dilakukan menggunakan program *SAP2000*, diperoleh untuk beban aksial (P) maksimum yang terjadi sebesar 526,448 Ton. Berdasarkan analisis metode statis menggunakan data sondir pada variasi diameter 40 cm, diperoleh kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 343,977 Ton dan kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ) = 683,826 Ton. Variasi diameter 30 cm, diperoleh kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 275,452 Ton dan Kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ) = 547,598 Ton. Variasi diameter 20 cm, diperoleh kapasitas dukung ijin tiang tunggal ( $Q_a$ ) = 227,292 Ton dan kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ) = 679,148 Ton. Dari hasil perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok pada ketiga variasi diameter tersebut, diketahui bahwa nilai kapasitas dukung yang dihasilkan lebih besar dibandingkan beban aksial struktur, sehingga struktur aman.

Penelitian yang dilakukan oleh Dirgananta 2018 dengan judul “Perencanaan

Ulang Pondasi dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki & De Alencar, dan Luciano Decourt (Studi kasus Gedung Rumah Sakit Universitas Islam Indonesia)” bertujuan untuk membandingkan kapasitas dukung pondasi eksisting yaitu tiang bor dengan pondasi hasil redesain yang menggunakan jenis tiang pancang dengan variasi dimensi tertentu. Pondasi *existing* di lapangan memiliki diameter 0,8 m, sedangkan variasi dimensi tiang pancang yang digunakan yaitu 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, dengan kedalaman yang digunakan sama yaitu 22 m. Analisis pembebanan dilakukan menggunakan program *SAP2000*, dan diperoleh hasil untuk beban aksial ( $P$ ) maksimum yang terjadi sebesar 730,553 Ton. Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ), digunakan tiang pancang diameter 0,5 m dengan jumlah tiang yang digunakan sebanyak 3 buah dalam 1 kelompok tiang, kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ) diperoleh menggunakan metode Meyerhoff sebesar 934,279 ton, dengan penurunan tiang tunggal sebesar 0,038 m dan penurunan tiang kelompok sebesar 0,13 m. Adapun perbandingan kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) eksisting (tiang bor) dengan tiang pancang, berturut-turut sebesar 1096,16 Ton dan 938,246 Ton.

Muthmainnah (2020) melakukan penelitian terkait perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi *existing* di lapangan berupa pondasi tiang bor dengan pondasi redesain yang menggunakan jenis tiang pancang. Penelitian dengan judul “Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi (Studi Kasus: Proyek Pembangunan Gedung *Dental Learning Center* Fakultas Kedokteran Gigi Universitas Gadjah Mada Yogyakarta)” dilakukan dengan variasi dimensi tiang pancang yaitu 0,5 m, 0,6 m, 0,7 m, dan 0,8 m, adapun untuk pondasi tiang bor di lapangan digunakan diameter 0,8 m, dengan kedalaman yang digunakan sama yaitu 15 m. Berdasarkan hasil analisis pembebanan menggunakan program *SAP2000*, diperoleh untuk beban aksial ( $P$ ) maksimum yang terjadi sebesar 502,276 Ton. Perhitungan Analisis kapasitas dukung dan penurunan dilakukan dengan menggunakan data laboratorium dan data N-SPT. Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ ), digunakan alternatif tiang pancang dengan diameter 0,8 m dengan jumlah tiang sebanyak 2 buah dalam 1 kelompok tiang. Kapasitas dukung tiang kelompok ( $Q_g$ )

diperoleh sebesar 992,036 Ton dengan metode perhitungan menggunakan data N-SPT. Adapun untuk penurunan tiang tunggal diperoleh sebesar 0,014 m dan penurunan tiang kelompok sebesar 0,024 m. Nilai kapasitas dukung pada tiang pancang tersebut lebih besar jika dibandingkan dengan kapasitas dukung pondasi tiang bor *existing* sebesar 853,416 Ton, sedangkan untuk penurunan tiang tunggal memiliki nilai yang sama sebesar 0,014 m.

### 2.2.2 Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Sumuran

Makaudis (2015) melakukan penelitian untuk meninjau terkait perencanaan pondasi sumuran pada Proyek Gedung RSJ Prof. V. L.Ratumbusang Manado, yang diredesain menggunakan alternatif diameter yang berbeda. Penelitian dengan judul “Tinjauan Perencanaan Pondasi Sumuran dan Metode Pelaksanaannya pada Proyek Gedung RSJ Prof. V. L.Ratumbusang” dilakukan dengan variasi diameter 0,3 m dan 0,5 m, serta kedalaman 4 m. Adapun pondasi eksisting dilapangan menggunakan jenis sumuran diameter 1,25 m dan 1,45 m, dengan kedalaman 4 m. Berdasarkan analisis yang dilakukan diperoleh nilai kapasitas dukung pondasi sumuran eksisting sebesar 1377125 kg dan 1023519 kg, sedangkan pada pondasi redesain dengan alternatif diameter dihasilkan kapasitas dukung berturut-turut sebesar 59207,2 kg dan 164141,4 kg, nilai tersebut sudah lebih besar daripada beban aksial yang terjadi pada gedung sebesar 39354,7 kg. Dari hasil tersebut dipilih alternatif pondasi dengan diameter 0,3 m untuk digunakan dikarenakan nilai kapasitas dukung yang dihasilkan sudah cukup untuk mendukung beban aksial, selain itu juga dapat lebih efektif untuk digunakan dibandingkan pada pondasi eksisting. Adapun berdasarkan analisis penurunan yang terjadi, dihasilkan penurunan pada pondasi sebesar 2,53 cm.

Berdasarkan beberapa penelitian di atas, penulis akan melakukan penelitian terkait redesain ulang pondasi menggunakan jenis pondasi tiang pancang dengan variasi diameter yang digunakan yaitu 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m dengan panjang pondasi yang digunakan adalah 6 m. Adapun objek pada penelitian ini adalah proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga, jenis pondasi eksisting yang digunakan adalah pondasi sumuran dengan

diameter 1 m dan kedalaman 6 m. Analisis yang akan dilakukan meliputi kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi eksisting dan pondasi hasil redesain, perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang akan dilakukan menggunakan metode statis berdasarkan data laboratorium dan data hasil uji sondir, adapun untuk kapasitas dukung pondasi sumuran akan dihitung berdasarkan data hasil uji sondir (CPT). Analisis pembebanan pada penelitian ini dilakukan menggunakan software SAP2000.



Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Karisma (2012)	Arifta (2016)	Dirgananta (2018)	Muthmainnah (2020)	Makaudis (2015)	Penulis (2022)
Judul	Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha	Redesign Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM	Perencanaan Ulang Pondasi dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki & De Alencar, dan Luciano	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi	Tinjauan Perencanaan Pondasi Sumuran dan Metode Pelaksanaannya pada Proyek Gedung RSJ Prof. V. L.Ratumbusang	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga)
Metode	Meyerhoff	Metode Statis	Meyerhoff, Aoki De Alencar, Luciano Decourt	Metode Statis	Meyerhoff	Metode Statis
Tujuan	Membandingkan hasil perencanaan pondasi <i>existing</i> dengan alternatif pondasi tiang pancang berdasarkan pertimbangan daya dukung dan efisiensi tiang	Mengetahui kapasitas dukung pondasi jika menggunakan tiang pancang, dengan variasi dimensi tertentu	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang kemudian membandingkannya dengan kondisi <i>existing</i>	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi tiang pancang kemudian membandingkannya dengan kondisi <i>existing</i> yang berupa pondasi tiang bor	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung tiang sumuran <i>existing</i> dengan tiang sumuran yang menggunakan diameter berbeda, serta mengetahui besarnya penurunan yang terjadi	Membandingkan kapasitas dukung dan penurunan pondasi <i>existing</i> berupa sumuran dengan pondasi hasil redesain berupa tiang pancang
Hasil	Diperoleh kapasitas dukung pada variasi dimensi 50 cm dan 60 cm berturut-turut sebesar 179,241 Ton dan 254,34 Ton dengan jumlah tiang yang digunakan sebanyak 2 buah dalam 1	Diperoleh kapasitas dukung tiang kelompok (Qg) pada variasi dimensi 20 cm, 30 cm, dan 40 cm, berturut-turut sebesar 679,158 Ton, 547,598 Ton, dan 683,826 Ton	Digunakan tiang pancang diameter 0,5 m dengan jumlah sebanyak 3 buah dalam 1 kelompok tiang, kapasitas dukung tiang kelompok (Qg) diperoleh sebesar 934,279 ton, dengan	Digunakan tiang pancang dengan diameter 0,8 m dengan jumlah sebanyak 2 buah dalam 1 kelompok tiang. Kapasitas dukung tiang kelompok (Qg) sebesar 992,036 Ton. Adapun	diperoleh kapasitas dukung pondasi sumuran eksisting sebesar 1377125 kg dan 1023519 kg, sedangkan pada pondasi redesain dihasilkan kapasitas dukung berturut-turut sebesar 59207,2 kg dan 164141,4 kg, nilai	

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu						Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Karisma (2012)	Arifta (2016)	Dirgananta (2018)	Muthmainnah (2020)	Makaudis (2015)	Penulis (2022)
Hasil	kelompok tiang		penurunan tiang kelompok sebesar 0,13 m. perbandingan kapasitas dukung ultimit (Qu) eksisting (tiang bor) dengan tiang pancang, berturut-turut sebesar 1096,16 Ton dan 938,246 Ton.	untuk penurunan tiang kelompok sebesar 0,024 m. Nilai kapasitas dukung pada tiang pancang tersebut lebih besar jika dibandingkan dengan kapasitas dukung pondasi tiang bor <i>existing</i> sebesar 853,416 Ton.	tersebut sudah lebih besar daripada beban aksial yang terjadi pada gedung sebesar 39354,7 kg. Adapun berdasarkan analisis penurunan yang terjadi, dihasilkan penurunan pada pondasi sebesar 2,53 cm.	

Sumber : Karisma (2012), Arifta (2016), Dirgananta (2018), Muthmainnah (2020), Yani (2021)

## **BAB III**

### **LANDASAN TEORI**

#### **3.1 Tanah**

##### **3.1.1 Tinjauan Umum**

Tanah adalah suatu benda alami yang bersifat heterogen dan terdiri atas tiga komponen yaitu air, bahan padat, dan udara. Secara umum, tanah adalah material yang terdiri atas agregat (butiran) mineral padat yang tidak terikat secara kimia (tersementasi) antara satu dengan yang lain dan terbentuk dari material organik (partikel padat) yang telah melapuk, yang mana ruang-ruang kosong antara partikel-partikel padat tersebut diisi oleh zat cair dan gas (Das, 1995). Tanah terbentuk dari proses pelapukan batuan secara fisik, kimiawi, maupun biologi. Pelapukan fisik membuat batuan menjadi partikel-partikel yang lebih kecil, peristiwa tersebut terjadi karena adanya perubahan iklim dan cuaca yang ekstrem sehingga mengakibatkan perubahan suhu pada batuan. Pelapukan kimiawi terjadi akibat perubahan susunan kimia pada unsur batuan, umumnya disebabkan adanya zat kimia tertentu seperti oksigen, karbon dioksida, uap air, dan sebagainya. Pelapukan biologi disebabkan oleh makhluk hidup dan faktor alam seperti tumbuhan, lumut, bakteri, dan sebagainya.

Tanah merupakan komponen yang sangat penting dalam konstruksi suatu bangunan sipil, karena selain sebagai bahan bangunan tanah juga berfungsi sebagai dasar pendukung pondasi dari bangunan, hal tersebut dikarenakan keberadaannya sebagai lapisan tanah paling bawah (*subgrade*) yang berfungsi sebagai tempat penyaluran beban yang diterima dari struktur di atasnya. Semua bangunan dibuat dengan bagian bawahnya yang berpijak pada tanah, sehingga diperlukan suatu sistem pondasi yang tepat untuk menyalurkan beban dari bangunan ke tanah (Bowles, 1997).

#### **3.2 Penyeledikan Tanah**

Penyelidikan tanah dilakukan untuk mengetahui karakteristik dan daya

dukung tanah serta kondisi geologinya. Berdasarkan metode pelaksanaannya, penyelidikan tanah terbagi menjadi 2, yaitu penyelidikan tanah di lapangan dan penyelidikan tanah di laboratorium. Pada penelitian ini penulis melakukan perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi berdasarkan data hasil uji laboratorium dan hasil uji sondir (CPT).

### 3.2.1 Uji Laboratorium

Pengujian yang dilakukan di laboratorium didasarkan pada sampel tanah yang telah diambil pada pekerjaan pengeboran. Pengujian ini dilakukan untuk mengetahui karakteristik dan sifat fisik tanah, hasil dari uji laboratorium dapat dikorelasikan dengan hasil penyelidikan tanah di lapangan untuk dapat dihasilkan desain pondasi yang aman dan efisien.

### 3.2.2 Cone Penetration Test (CPT)

Pengujian ini sering disebut dengan uji sondir, yang dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah pada setiap lapisan, serta untuk memperkirakan letak lapisan tanah keras. Pengujian sondir dilakukan di lapangan menggunakan alat sondir untuk mengukur nilai tahanan ujung konus (*cone resistance*) dan jumlah hambatan lekat (*local friction*).

Hasil CPT disajikan dalam bentuk diagram sondir yang menunjukkan hubungan antara kedalaman sondir dan besarnya tahanan ujung konus ( $q_c$ ), serta jumlah hambatan lekat (JHL), yang mana nilai tersebut dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung pondasi.

## 3.3 Pondasi Sumuran

### 3.3.1 Kapasitas Dukung Eksisting (Sumuran) berdasarkan Data Sondir

Pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir terdapat kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ). Berikut adalah persamaan yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung pondasi sumuran

#### 1. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Kapasitas dukung ujung tiang pondasi sumuran dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.1 berikut.



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

keterangan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$q_c$  = tahanan ujung sondir (kg/cm<sup>2</sup>)

$A_p$  = luas penampang ujung tiang (m<sup>2</sup>)

2. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) untuk pondasi sumuran dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.2 berikut.

$$Q_s = JHL \times p \quad (3.2)$$

keterangan :

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$JHL$  = jumlah hambatan lekat (kg/cm)

$p$  = keliling tiang (m)

3. Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit dan daya dukung ijin dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.3 dan 3.4 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.3)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_p}{SF(3)} + \frac{Q_s}{SF(5)} \quad (3.4)$$

keterangan :

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

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$Q_{all}$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

$SF$  = *safety factor*

### 3.3.2 Penurunan Pondasi Sumuran

Terdapat 3 komponen penurunan yang berpengaruh terhadap penurunan total

pada pondasi sumuran, yaitu penurunan segera (*immediate settlement*), penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder. Perhitungan penurunan total pada pondasi sumuran dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.5 berikut.

$$S_{total} = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3.5)$$

keterangan :

$S_{total}$  = penurunan total pondasi sumuran (m)

$S_1$  = penurunan batang tiang (m)

$S_2$  = penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang (m)

$S_3$  = penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang (m)

Berikut masing-masing persamaan yang digunakan untuk menghitung parameter pondasi sumuran tersebut.

1. Penurunan batang tiang ( $S_1$ )

Perhitungan penurunan batang tiang dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.6 berikut.

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.6)$$

keterangan :

$Q_{wp}$  = beban vertikal pada pondasi (kN)

$Q_{ws}$  = beban akibat gesekan selimut pondasi (kN)

$\alpha$  = koefisien gesekan selimut pondasi, jika distribusi  $f$  seragam atau parabola, maka  $\alpha = 0,5$

$L$  = panjang tiang (m)

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )

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

2. Penurunan tiang disebabkan beban titik ( $S_2$ )

Vesic (1977) mengemukakan metode semiempiris yang digunakan untuk menghitung penurunan tiang akibat beban titik, yaitu dengan menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$S_2 = \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \quad (3.7)$$

keterangan :

$Q_{wp}$  = beban vertikal pada pondasi (kN)

$C_p$  = koefisien empiris

$D$  = diameter sumuran (m)

$q_p$  = tahanan ujung ultimit tiang (kN)

Nilai  $C_p$  dapat ditentukan berdasarkan karakteristik tanah dilapangan dengan mengacu pada Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3. 1 Nilai – nilai  $C_p$  (Vesic, 1977)**

Karakteristik Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat ke lepas)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku ke lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau (padat ke lepas)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber : Braja M. Das (2018)

3. Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang ( $S_3$ )

Menurut Vesic (1977), secara empiris  $S_3$  dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.8 berikut.

$$S_3 = \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} \quad (3.8)$$

keterangan :

$Q_{ws}$  = beban yang dipikul kulit tiang dibawah kondisi beban kerja (kN)

$C_s$  = konstanta empiris, =  $(0,93 + 0,16\sqrt{L/D}) \cdot C_p$

$L$  = panjang tiang (m)

$q_p$  = tahanan ujung ultimit tiang (kN)

### 3.3.3 Penurunan Izin Pondasi Sumuran

Penurunan izin pondasi sumuran tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.9 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D \quad (3.9)$$

keterangan :

$S_{izin}$  = penurunan izin (m)

$D$  = diameter tiang (m)

Adapun besarnya penurunan tiang kelompok yang diizinkan pada pondasi sumuran berdasarkan SNI 8460-2017 dapat dilihat pada Persamaan 3.10 berikut.

$$S_{izin} = 15 \text{ cm} + \frac{b}{600} \quad (3.10)$$

keterangan :

$b$  = lebar sumuran (cm)

## 3.4 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang pancang cukup sering digunakan pada konstruksi bangunan berlantai banyak. Jenis pondasi ini menerima beban dari struktur di atasnya, kemudian menyalurkannya menuju lapisan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman tertentu. Penggunaan tiang pancang dilakukan, apabila kondisi tanah dibawah dasar bangunan memiliki daya dukung yang kurang baik, sedangkan tanah keras dengan daya dukung yang cukup terletak pada kedalaman  $> 8$  m dari permukaan tanah.

Tiang pancang memiliki bentuk yang panjang dan langsing, dengan bentuk penampang yang umum digunakan yaitu lingkaran dan segiempat. Beberapa material yang dapat menjadi bahan utama pembuatan tiang pancang yaitu baja, beton dan kayu. Bagian ujung tiang pancang yang digunakan untuk menghujam ke tanah memiliki bentuk yang runcing. Apabila tiang pancang yang digunakan belum mencapai kedalaman yang ditentukan, maka tiang pancang dapat disambung baik dengan cara dilas maupun dengan menggunakan epoksi.

Menurut Nakazawa dan Sosrodarsono (1980) terdapat beberapa keuntungan

dan kerugian dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi bangunan. Keuntungan dalam penggunaan tiang pancang tersebut adalah sebagai berikut :

1. produk tiang pancang yang dihasilkan memiliki kualitas yang baik, dikarenakan pembuatan tiang pancang yang dilakukan di pabrik, sehingga pemeriksaan dan pengawasan yang dilakukan lebih ketat,
2. pada pekerjaan pemancangan skala kecil, biaya yang diperlukan tetap rendah,
3. pekerjaan pemancangan relatif cepat, meskipun berada pada lapisan tanah yang cukup keras, terutama untuk tiang pancang dengan material baja,
4. cara pemasangan tiang pancang sangat cocok untuk mempertahankan daya dukung vertikal, hal tersebut dikarenakan pekerjaan tiang pancang yang dilakukan dengan cara ditumbuk dapat memadatkan tanah disekitar titik pemancangan, selain itu pemasangannya yang tidak memerlukan galian dapat mengurangi risiko pergeseran tanah,
5. cukup mudah untuk diperoleh, dikarenakan produksi yang dilakukan di pabrik sehingga memiliki persediaan yang cukup banyak, dan
6. pengawasan pekerjaan konstruksi mudah dilakukan karena daya dukung tiang pancang dapat diperkirakan berdasarkan rumus tiang pancang.

Adapun kerugian dalam penggunaan pondasi tiang pancang adalah sebagai berikut :

1. diperlukan penyambungan untuk tiang pancang pada lapisan tanah pendukung yang cukup dalam. Pekerjaan penyambungan yang dilakukan dengan kurang baik akan sangat merugikan terhadap pekerjaan konstruksi,
2. bagian kepala tiang sangat rawan mengalami kerusakan pada saat proses pemancangan, apabila rusak maka tiang tidak dapat digunakan dan perlu diganti,
3. pekerjaan pemancangan menimbulkan getaran dan kegaduhan, sehingga dapat menimbulkan gangguan terhadap penduduk dan bangunan di sekitar,
4. diperlukan ruang yang cukup dan permukaan tanah yang rata, agar alat pemancangan dapat digunakan,

5. pada tiang pancang dengan diameter besar, terutama pada jenis tiang beton akan berat dan sulit dalam pengangkutan, selain itu juga akan memerlukan alat pancang yang cukup besar, dan
6. pada pipa baja, diperlukan tiang yang tahan korosi.

Pekerjaan pemasangan tiang pancang dapat dilakukan dengan beberapa metode yaitu sebagai berikut ini.

1. Pekerjaan pemancangan dengan cara dipukul. Pada pemancangan dengan cara ini tiang pancang dipukul berkali-kali menggunakan *hammer* pada bagian pangkalnya hingga tiang pancang mencapai kedalaman yang ditentukan, beberapa alat pemancangan yang bekerja dengan cara ini yaitu *drop hammer* dan *diesel hammer*. Kekurangan dari metode ini yaitu terdapat risiko kerusakan pada bagian pangkal tiang pancang, kecepatan pemancangan yang relatif kecil, serta menimbulkan gangguan suara dan getaran disekitar lokasi pemancangan.
2. Pekerjaan pemancangan menggunakan alat penggetar. Pemancangan menggunakan alat penggetar efektif digunakan pada kondisi tanah non kohesif. Alat pemancangan yang bekerja dengan cara ini yaitu *vibratory pile driver*, alat ini menekan tiang pancang dengan getaran, dan dapat mengurangi gangguan suara serta getaran disekitar lokasi pemancangan.
3. Pekerjaan pemancangan menggunakan alat penekan. Alat pemancangan yang bekerja dengan cara ini yaitu *hydraulic jack in pile*, alat ini cocok digunakan pada area dengan ruang gerak yang terbatas, selain itu juga tidak banyak menimbulkan getaran dan gangguan suara. Kekurangan dari alat ini yaitu hanya dapat digunakan untuk pemancangan pada tiang pendek.

### **3.5 Kapasitas Dukung Tiang Pancang**

Perancangan pondasi menjadi sangat penting, karena pondasi merupakan struktur bangunan paling bawah yang berfungsi untuk menerima beban dari struktur di atasnya dan meneruskannya menuju lapisan tanah dibawahnya. Pada perancangan pondasi perlu diperhatikan agar tidak mengakibatkan tekanan yang berlebihan pada lapisan tanah dibawahnya, yang dapat menimbulkan terjadinya penurunan pada

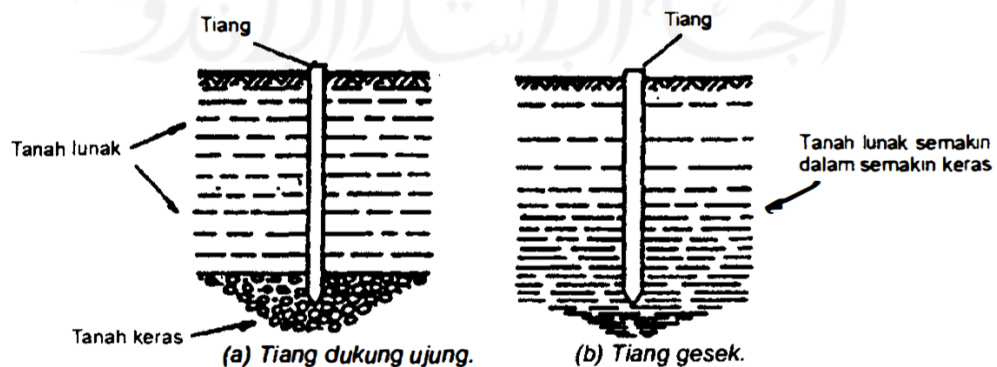
lapisan tanah tersebut.

Kapasitas dukung tiang pancang merupakan kemampuan tiang untuk mendukung beban struktur di atasnya. Perhitungan kapasitas dukung tiang dapat dilakukan berdasarkan data hasil penyelidikan tanah yang dilakukan, baik data hasil pengujian lapangan maupun hasil uji laboratorium. Selain itu, juga diperlukan data terkait dimensi pondasi tiang yang digunakan. Oleh karena itu, perhitungan kapasitas dukung tiang perlu diperhatikan, agar lapisan tanah tidak mengalami penurunan yang melebihi batas izinnya.

Menurut Hardiyatmo (2008), ditinjau dari cara tiang mendukung beban, tiang dibagi menjadi 2 macam, sebagai berikut ini.

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*). Pada tiang dukung ujung, kapasitas dukung tiang ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Pemancangan tiang dilakukan hingga mencapai batuan dasar atau lapisan keras yang mampu mendukung beban yang diterima, serta tidak menimbulkan penurunan yang berlebihan. Kapasitas dukung tiang ditentukan sepenuhnya oleh tahanan dukung lapisan keras yang berada di ujung tiang. Umumnya tiang dukung ujung berada pada zona tanah yang lunak dan terletak di atas tanah keras.
2. Tiang gesek (*friction pile*). Tiang gesek merupakan tiang yang kapasitas dukungnya cenderung ditentukan oleh tahanan gesek yang timbul antara selimut tiang dengan tanah disekelilingnya.

Kondisi kedua tiang berdasarkan caranya mendukung beban tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



### Gambar 3. 1 Tiang Ditinjau dari Caranya Mendukung Beban

(Sumber : Hardiyatmo, 2008)

Berdasarkan jumlah tiang yang dihitung, kapasitas dukung tiang pancang terbagi menjadi 2, yaitu kapasitas dukung tiang tunggal dan kapasitas dukung kelompok tiang.

#### 3.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal

Terdapat beberapa metode yang dapat digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tiang pancang tunggal, salah satunya adalah metode statis. Perhitungan kapasitas dukung dengan menggunakan metode statis dilakukan dengan berdasarkan pada teori mekanika tanah, yaitu terkait dengan sifat-sifat teknis tanah. Data sifat teknis tanah tersebut dapat diperoleh dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan (uji CPT & SPT), maupun di laboratorium. Penulis akan melakukan perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode statis, dengan mengacu kepada data hasil uji CPT dan hasil uji laboratorium.

##### 1. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Metode *Meyerhoff* berdasarkan Data Laboratorium

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang tunggal berdasarkan data laboratorium dapat dilakukan dengan terlebih dahulu memperhitungkan nilai kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ), dilanjutkan dengan perhitungan kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) dan kapasitas dukung ijin ( $Q_{all}$ ).

##### a. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Berdasarkan metode *Meyerhoff*, karena ujung tiang terletak pada lapisan tanah dengan karakteristik lanau (*silt*), maka kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.11 berikut.

$$Q_p = A_p \times q_p \quad (3.11)$$

$$q_p = c \times N_c^* + q \times N_q^* \quad (3.12)$$

keterangan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

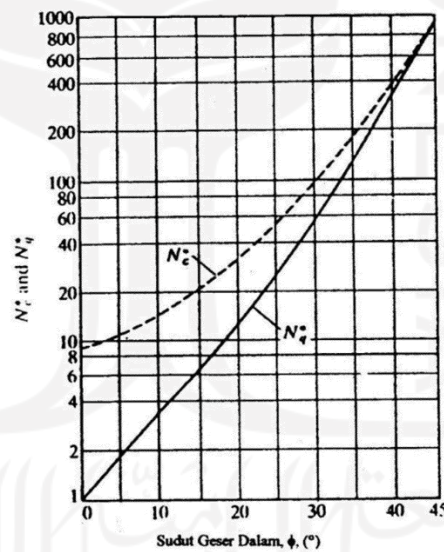


- $A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $m^2$ )  
 $q_p$  = tahanan ujung tiang per satuan luas ( $kN/m^2$ )  
 $c$  = kohesi tanah ( $kN/m^2$ )  
 $q$  = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang ( $kN/m^2$ ),  
 untuk nilai  $q$  dikarenakan kedalaman kurang dari  $15D$ , maka

$$q = \frac{\Sigma(h \cdot \gamma)}{2}$$

$N_c^*, N_q^*$  = faktor-faktor kapasitas dukung yang meliputi faktor bentuk dan kedalaman

Nilai faktor-faktor kapasitas dukung,  $N_c^*$  dan  $N_q^*$  dapat diperkirakan menggunakan diagram korelasi nilai sudut geser tanah ( $\phi$ ) pada Gambar 3.2 berikut.



**Gambar 3. 2 Diagram Korelasi Sudut Geser Tanah ( $\phi$ ) dengan Nilai  $N_c^*$  dan  $N_q^*$**

(Sumber : Meyerhoff, 1976)

Menurut Hardiyatmo (2008), pada tanah granuler hubungan antara kerucut statis ( $q_c$ ),  $K_a$ , dan sudut gesek efektif tanah ( $\phi'$ ) adalah sebagaimana pada Tabel 3.1 berikut.

**Tabel 3. 2 Hubungan Tahanan Kerucut Statis  $q_c$ ,  $K_d$ , dan  $\phi'$** 

$q_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\phi'$ (derajat)	$K_d$ disesuaikan dengan kepadatan relatif
0 – 50	28 – 30	rendah
50 – 100	30 – 36	sedang
> 100	> 36	tinggi

Sumber : Hardiyatmo (2008)

Selanjutnya, menurut Paulos dan Davis (1980) dalam Hardiyatmo (2008) penentuan sudut geser dalam tanah ( $\phi$ ) untuk menghitung kapasitas ultimit tiang pancang pada tanah granuler ditentukan dengan memperhatikan nilai  $\phi$  di bawah ujung tiang. Nilai  $N_c^*$  dan  $N_q^*$  ditentukan dengan mengambil sudut gesek dalam efektif pada akhir pemancangan ( $\phi'$ ), sebagaimana yang disarankan oleh Kishida (1967), yaitu dengan menggunakan Persamaan 3.13 berikut.

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot (\phi' + 40^\circ) \quad (3.13)$$

keterangan :

$\phi'$  = sudut gesek dalam efektif tanah

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Tiang pancang berada pada 2 lapisan tanah dengan karakteristik yang hampir sama, yaitu lapisan pasir kelanauan (*sandy silt*) dan lapisan lanau (*silt*), sehingga kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned} Q_s &= A_s \times f_s \\ &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \end{aligned} \quad (3.14)$$

keterangan :

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$A_s$  = luas selimut tiang (m<sup>2</sup>)

$q_s$  = tahanan gesek tiang per satuan luas (kN/m<sup>2</sup>)

$p$  = keliling tiang (m)

$L$  = panjang tiang (m)

Adapun sudut geser yang digunakan pada perhitungan kapasitas dukung selimut ini yaitu, sebagaimana saran dari Paulos dan Davis (1980) dalam Hardiyatmo (2008) terkait penentuan sudut geser dalam tanah ( $\phi$ ) untuk perhitungan kapasitas dukung selimut tiang pancang pada kondisi tanah granuler dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$\phi = \frac{3}{4} \cdot \phi' + 10^\circ \quad (3.15)$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$f_s = K \times \sigma'_v \times \tan \delta \quad (3.16)$$

Menurut Tomlinson (1986) nilai  $K$  dan  $\delta$  dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.2 berikut.

**Tabel 3. 3 Nilai  $K$  dan  $\delta$  berdasarkan Tomlinson (1986)**

Bahan Tiang	$\delta$	Nilai K	
		Kepadatan relatif rendah	Kepadatan relatif tinggi
Baja	$20^\circ$	0,5	1
Beton	$\frac{3}{4} \phi$	1	2
Kayu	$\frac{2}{3} \phi$	1,5	4

Sumber : Rahardjo (2000)

c. Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit dan daya dukung ijin dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.17 dan 3.18 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.17)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.18)$$

keterangan :

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

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$Q_{all}$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

$W_p$  = berat tiang (kN)

$SF$  = *safety factor*

2. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Metode *Meyerhoff* berdasarkan Data Uji Sondir (CPT)

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang dapat diperoleh dengan menggunakan data dari uji sondir (CPT). Sebagaimana pada perhitungan menggunakan data laboratorium, terlebih dahulu dihitung nilai kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) dan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ), dilanjutkan dengan perhitungan kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) dan kapasitas dukung ijin ( $Q_{all}$ ).

a. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Perhitungan kapasitas dukung ujung tiang dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$Q_p = q_c \times A_p \quad (3.19)$$

$$q_c = \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2}) \quad (3.20)$$

keterangan :

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$q_c$  = tahanan ujung sondir ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$A_p$  = luas penampang ujung tiang ( $\text{m}^2$ )

$q_{c1}$  = rata-rata nilai konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang

$q_{c2}$  = rata-rata nilai konus sepanjang 4D kebawah dari ujung tiang

b. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Adapun untuk kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) tiang dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.21 berikut.

$$Q_s = JHL \times p \quad (3.21)$$

keterangan :

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$JHL$  = jumlah hambatan lekat (kg/cm)

$p$  = keliling tiang (m)

c. Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit dan daya dukung ijin dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.22 dan 3.23 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s - W_p \quad (3.22)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} \quad (3.23)$$

keterangan :

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

$Q_p$  = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

$Q_s$  = kapasitas dukung selimut tiang (kN)

$Q_{all}$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

$W_p$  = berat tiang (kN)

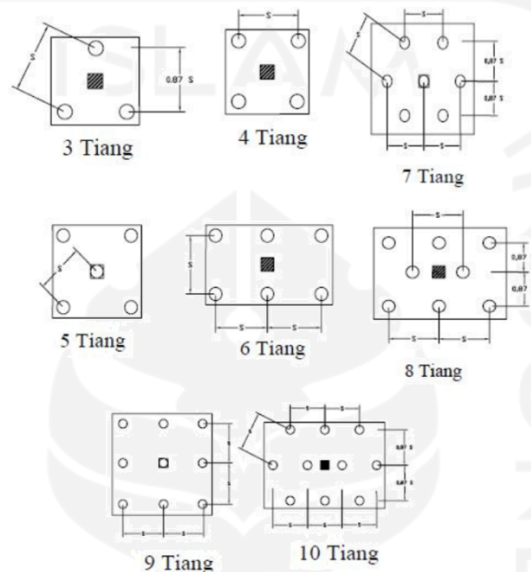
$SF$  = *safety factor*

### 3.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pada beberapa kondisi penggunaan tiang tunggal, khususnya tiang pancang, tidak cukup untuk mendukung beban struktural bangunan di atasnya, baik dikarenakan beban yang terlalu besar ataupun tanah keras yang terletak cukup dalam. Solusinya, digunakan pondasi tiang kelompok. Pondasi tiang kelompok merupakan pondasi yang terdiri lebih dari satu buah tiang, dengan jarak antar tiang yang cukup dekat, dan disatukan/dihubungkan oleh sebuah *pile cap* atau poer.

Perhitungan kapasitas tiang kelompok tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Sehingga diperlukan adanya perhitungan kapasitas kelompok tiang. Dalam perhitungan kapasitas

kelompok tiang, terdapat beberapa hal yang harus diperhatikan, seperti banyaknya tiang dalam satu kelompok, jarak antar tiang, dan efisiensi kelompok tiang. Berdasarkan jumlah tiang dalam satu kelompok, konfigurasi kelompok tiang yang umum digunakan yaitu sebagai berikut.



**Gambar 3. 3 Konfigurasi Kelompok Tiang**

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

1. Jumlah tiang

Jumlah tiang dalam satu kelompok dapat ditentukan berdasarkan besarnya beban yang bekerja pada pondasi ( $P$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $q_{all}$ ). jumlah tiang tersebut dapat dihitung dengan Persamaan 3.24 berikut.

$$n = \frac{P}{q_{all}} \quad (3.24)$$

keterangan :

$n$  = jumlah tiang

$P$  = beban yang bekerja (kN)

$q_{all}$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN)

2. Jarak antara tiang

Jarak antar tiang dalam kelompok yang disyaratkan menurut Dirjen Bina

Marga Departemen Kimpraswil, dapat dilihat pada Persamaan 3.25 berikut.

$$2,5 D \leq S \leq 3 D \quad (3.25)$$

Keterangan :

$S$  = jarak pusat ke pusat tiang

$D$  = diameter tiang

Beberapa pertimbangan dalam penetapan ketentuan tersebut yaitu.

a. Jarak antar tiang terlalu dekat ( $S \leq 2,5 D$ )

Kemungkinan yang akan terjadi adalah tanah di sekitar kelompok tiang akan bergerak ke bawah dan ke samping secara berlebihan, disebabkan oleh terdesaknya tanah tersebut oleh tiang yang dipancang terlalu berdekatan, hal tersebut berpotensi mengakibatkan tiang disekitarnya terangkat dan merubah posisinya menjadi miring.

b. Jarak antar tiang terlalu jauh ( $S > 3 D$ )

Komposisi tiang tidak efektif, mengakibatkan tiang tidak bekerja bersama-sama sebagai kelompok, solusinya diperlukan dimensi *pile cap* yang lebih besar, namun akibatnya akan menyebabkan biaya konstruksi lebih mahal.

3. Efisiensi kelompok tiang

Efisiensi kelompok tiang dapat dihitung menggunakan rumus dari *Converse-Labbarre* dari *Uniform Building Code AASHTO*, dapat dilihat pada Persamaan 3.26 berikut.

$$E_g = 1 - \frac{\theta}{90} \times \left[ \frac{(n-1) \times m + (m-1) \times n}{m \times n} \right] \quad (3.26)$$

dengan

$$\theta = \arcsin \left( \frac{D}{S} \right) \quad (3.27)$$

keterangan :

$E_g$  = efisiensi kelompok tiang

$D$  = ukuran penampang tiang (m)

- $S$  = jarak antar tiang (m)  
 $m$  = jumlah tiang dalam 1 kolom  
 $n$  = jumlah tiang dalam 1 baris

Adapun menurut Rahardjo (2000) pada Manual Pondasi Tiang menyatakan bahwa untuk penentuan efisiensi kelompok tiang pada tanah pasir, apabila pada tiang pancang baik pada tiang tahanan gesek maupun tiang tahanan ujung dengan  $S \geq 3D$ , daya dukung kelompok tiang dapat diambil sama besar dengan jumlah daya dukung masing-masing tiang ( $E_g = 1$ ).

#### 4. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir

Kapasitas dukung kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan Persamaan 3.28 berikut.

$$Q_g = n \times Q_{all} \times E_g \quad (3.28)$$

Adapun nilai kapasitas dukung ijin dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.29 berikut.

$$Q_{all} = \frac{(Q_p + Q_s - W_p)}{SF} \quad (3.29)$$

Keterangan :

- $Q_g$  = beban maksimum kelompok tiang (kN)  
 $Q_{all}$  = kapasitas dukung ijin tiang (kN)  
 $n$  = jumlah tiang dalam kelompok  
 $E_g$  = efisiensi kelompok tiang

### 3.6 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Ketika pondasi tiang mengalami pembabanan, maka pondasi tiang tersebut akan mengalami pemendekan dan tanah di sekitarnya akan mengalami penurunan (Hardiyatmo 2014). Dalam perencanaan pondasi, perlu diperhitungkan besarnya penurunan yang mungkin terjadi, hal tersebut dilakukan untuk mengantisipasi terjadinya penurunan pondasi yang berlebihan dan mencegah kegagalan struktur bangunan. Penurunan pada tiang terbagi menjadi dua, yaitu penurunan tiang tunggal



dan penurunan tiang kelompok, berikut adalah metode yang digunakan untuk memperhitungkan besarnya penurunan tiang tunggal dan tiang kelompok.

### 3.6.1 Penurunan Tiang Tunggal

Besarnya penurunan tiang tunggal pada kondisi tanah pasir dapat dihitung menggunakan dua metode, yaitu metode semi-empiris dan metode empiris. Pada penelitian ini dilakukan perhitungan penurunan tiang tunggal pada tanah pasir dilakukan menggunakan metode empiris, dengan menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{P \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.30)$$

keterangan :

$S$  = penurunan total di kepala tiang (m)

$D$  = diameter tiang (m)

$P$  = beban kerja (kN)

$L$  = panjang tiang (m)

$A_p$  = luas penampang tiang ( $m^2$ )

$E_p$  = modulus elastis tiang ( $kN/m^2$ )

### 3.6.2 Penurunan Tiang Kelompok

Secara umum, penurunan yang terjadi pada tiang kelompok lebih besar dibandingkan penurunan yang terjadi pada tiang tunggal. Hal tersebut dikarenakan pada tiang kelompok daerah yang terpengaruh tegangan lebih luas dan lebih dalam dibandingkan pada tiang tunggal. Menurut Vesic (1977) perhitungan penurunan kelompok tiang pada kondisi tanah homogen atau pasir, dapat dilakukan dengan menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.31)$$

keterangan :

$S_g$  = penurunan tiang kelompok (m)

$S$  = penurunan tiang tunggal (m)

$B_g$  = lebar kelompok tiang (m)

$D$  = diameter tiang tunggal (m)

### 3.6.3 Penurunan Izin Pondasi

Marbun (2009) menyatakan bahwa terdapat beberapa faktor yang berpengaruh terhadap besarnya penurunan yang diizinkan pada suatu pondasi, seperti jenis bangunan, tinggi dan kekakuan bangunan, serta besar dan kecepatan penurunan yang terjadi. Jika suatu struktur bangunan mengalami penurunan yang berlangsung dengan lambat, maka potensi terjadinya kerusakan struktur semakin kecil, dikarenakan struktur dapat menyesuaikan terhadap penurunan yang terjadi.

Menurut *Reese & Wright* (1997) suatu penurunan pada struktur bangunan masih dinyatakan aman apabila penurunan total yang terjadi masih lebih kecil dibandingkan penurunan izin ( $S_{total} \leq S_{izin}$ ). Adapun besarnya penurunan tiang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D \quad (3.32)$$

keterangan :

$S_{izin}$  = penurunan izin (m)

$D$  = diameter tiang (m)

Adapun besarnya penurunan tiang kelompok yang diizinkan dapat dilihat pada Persamaan 3.33 berikut.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.33)$$

keterangan :

$L$  = kedalaman tiang (m)

## 3.7 Analisis Pembebanan

SAP2000 merupakan program analisis struktur yang dibuat oleh CSI. Sebagai program analisis struktur, SAP2000 digunakan dengan prinsip permodelan struktur, eksekusi analisis, dan optimasi desain. Adapun permodelan yang dihasilkan ditampilkan secara langsung (*realtime*), sehingga dapat memudahkan pengguna

pada saat melakukan permodelan. Output yang dihasilkan juga dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan pengguna, baik berupa grafik, model struktur 2d maupun 3d, ataupun *spreadsheet*.

Tahapan pekerjaan yang dilakukan pada program SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint* sesuai dengan gambar kerja gedung yang digunakan,
2. Memasukkan karakteristik material dan *frame section*
3. Menentukan dan melakukan kodefikasi terhadap penampang yang digunakan seperti balok, kolom, plat, kemudian dilakukan pendefinisian material dari masing-masing elemen tersebut,
4. Mendefinisikan kombinasi pembebanan yang terjadi, meliputi beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Kombinasi pembebanan yang digunakan yaitu :
  - a.  $1,4 D$
  - b.  $1,2 D + 1,6 L$
  - c.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{SY}$
  - d.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{SY}$
  - e.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{SY}$
  - f.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{SY}$
  - g.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{SY}$
  - h.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L + 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{SY}$
  - i.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{SY}$
  - j.  $(1,2 + 0,2 S_{DS}) D + 1,0 L - 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{SY}$
  - k.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{SY}$
  - l.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{SY}$
  - m.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{SX} + 0,39 R_{SY}$
  - n.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 1,3 R_{SX} - 0,39 R_{SY}$
  - o.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{SY}$
  - p.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D + 0,39 R_{SX} - 1,3 R_{SY}$
  - q.  $(0,9 - 0,2 S_{DS}) D - 0,39 R_{SX} + 1,3 R_{SY}$

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

keterangan :

D = beban mati

L = beban hidup

$S_{DS}$  = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek

$R_{SX}$  = beban gempa dinamik arah x

$R_{SY}$  = beban gempa dinamik arah y

5. Analisis struktur, dari hasil analisis struktur ini akan diperoleh besarnya beban aksial (P), gaya geser (H), dan momen (M) yang bekerja pada tiap kolom.

### 3.8 Pembebanan Struktur

Adapun peraturan yang digunakan untuk analisis pembebanan ini mengacu pada :

1. SNI 03-2847-2019 tentang Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan penjelasan, dan
2. SNI 03-1726-2019 tentang Tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung.

#### 3.8.1 Beban Mati

Beban mati merupakan beban yang bersifat permanen dan konstan, yang mencakup berat semua bahan konstruksi suatu struktur bangunan, beban mati juga mencakup semua unsur tambahan, seperti peralatan dan mesin tetap yang tidak dapat dipisahkan dengan struktur bangunan. Bahan konstruksi yang dimaksud adalah berat volume struktur utama seperti lantai, dinding, tangga, plafon, atap, serta komponen struktural dan arsitektural lainnya yang terdapat pada bangunan.

#### 3.8.2 Beban Hidup

Beban hidup merupakan beban yang bersifat tidak tetap/berubah yang disebabkan oleh pengguna atau penghuni suatu bangunan, meliputi beban yang berasal dari mesin, barang, ataupun peralatan lain yang bisa berpindah dan bukan bagian permanen dari bangunan.

#### 3.8.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban statik ekuivalen yang terjadi pada suatu struktur

bangunan, beban tersebut disebabkan oleh terjadinya gempa yang mengakibatkan munculnya pergerakan/getaran pada tanah. Terdapat beberapa tahapan dalam analisis distribusi beban gempa, yaitu sebagai berikut.

1. Kategori risiko bangunan

Kategori risiko bangunan ditentukan berdasarkan fungsi suatu bangunan, dan mengelompokkan fungsi bangunan tersebut berdasarkan kemungkinan besarnya risiko korban jiwa pada bangunan tersebut apabila terjadi gempa. Kategori risiko bangunan dapat dilihat pada SNI 1726-2019 pasal 4.1.2, tabel 3 terkait kategori risiko bangunan gedung dan nongedung untuk beban gempa.

2. Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

Faktor keutamaan gempa didasarkan pada kategori risiko bangunan, dan digunakan sebagai faktor pengali pada analisis distribusi beban gempa. Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada Tabel 3.4 berikut.

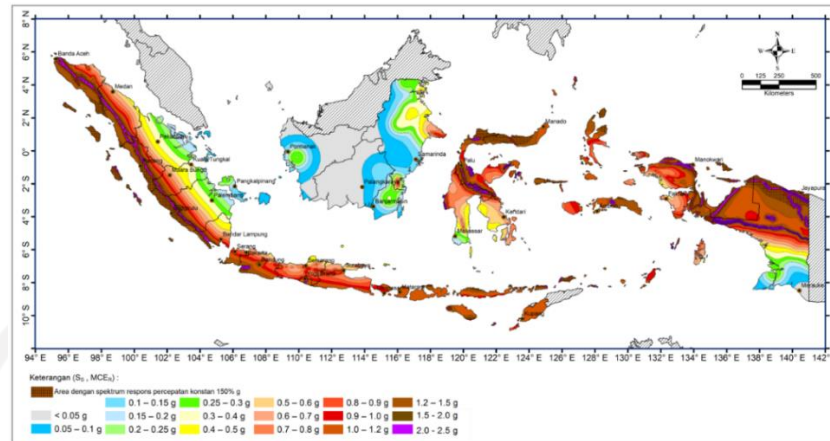
**Tabel 3. 4 Faktor Keutamaan Gempa**

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

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

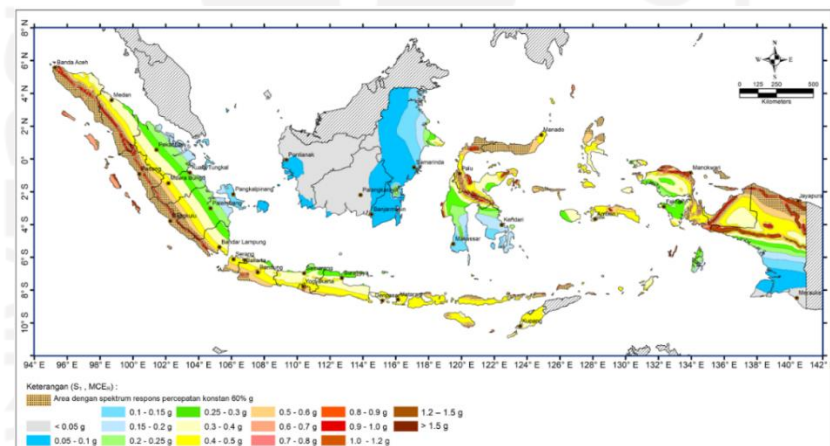
3. Parameter Percepatan Gempa Terpetakan ( $S_s$  dan  $S_1$ )

Parameter percepatan gempa terpetakan yang digunakan adalah pada periode pendek ( $S_s$ ) dan periode 1 detik ( $S_1$ ). Nilai  $S_s$  dan  $S_1$  tersebut ditentukan berdasarkan lokasi yang ditinjau dengan mengacu pada peta percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik ( $S_s$ ), dan periode 1 detik ( $S_1$ ) pada SNI 1726-2019, peta  $S_s$  dan  $S_1$  tersebut dapat dilihat pada Gambar 3.4 dan 3.5 berikut.



**Gambar 3. 4** Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik ( $S_s$ )

(Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))



**Gambar 3. 5** Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode 1 Detik ( $S_s$ )

(Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

#### 4. Klasifikasi Situs Tanah dan Batuan

Klasifikasi situs bertujuan untuk menentukan besaran percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan tanahpada suatu lokasi. SNI 1726-2019 membagi klasifikasi tanah dan batuan kedalam 6 kelompok, klasifikasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

**Tabel 3. 5 Klasifikasi Situs**

Kelas situs	$\bar{v}_s$ (m/detik)	$\bar{N}$ atau $\bar{N}_{ch}$	$\bar{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	$\geq 100$
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$ , 2. Kadar air, $w \geq 40\%$ , 3. Kuat geser niralir $\bar{s}_u < 25$ kPa		
SF (tanah khusus, yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan $H > 3$ m)		

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

5. Parameter Respon Spektral Periode Pendek ( $S_{MS}$ ) dan Periode 1 detik ( $S_{M1}$ )  
 Dalam penentuan respon spektral percepatan gempa, diperlukan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek ( $F_a$ ) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik ( $F_v$ ), menurut SNI 1726-2019  $F_a$  dan  $F_v$  dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.6 dan 3.7 berikut.

**Tabel 3. 6 Koefisien Situs  $F_a$** 

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

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

**Tabel 3. 7 Koefisien Situs  $F_v$** 

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

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

Setelah diketahui nilai faktor amplifikasi getaran pada getaran periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1 detik ( $F_v$ ), maka dapat ditentukan parameter respon spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ), parameter tersebut dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.34 dan 3.35 berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.34)$$

$$S_{M1} = F_v \times S_1 \quad (3.35)$$

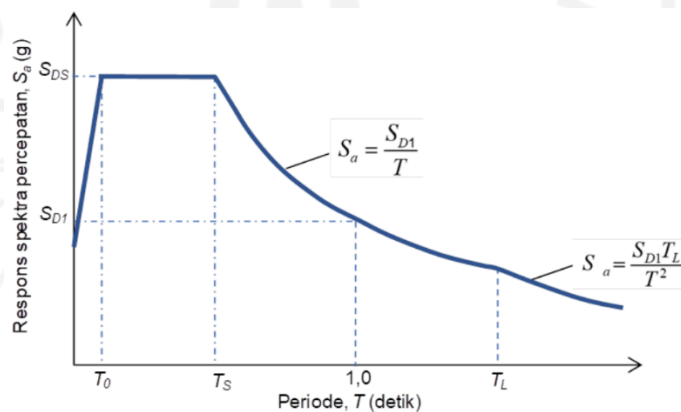
#### 6. Parameter Percepatan Spektral Desain

Nilai parameter percepatan spektra desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ), dapat ditentukan melalui Persamaan 3.36 dan 3.37 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.36)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \times S_{M1} \quad (3.37)$$

#### 7. Spektrum Respon Desain



**Gambar 3. 6 Spektrum Respon Desain**  
(Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019))

#### 8. Penentuan Kategori Desain Seismik berdasarkan $S_{DS}$ dan $S_{D1}$



**Tabel 3. 8 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek ( $S_{DS}$ )**

Nilai $S_{DS}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{DS} < 0,167$	A	A
$0,167 \leq S_{DS} < 0,33$	B	C
$0,33 \leq S_{DS} < 0,50$	C	D
$0,50 \leq S_{DS}$	D	D

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

**Tabel 3. 9 Kategori Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik ( $S_{D1}$ )**

Nilai $S_{D1}$	Kategori risiko	
	I atau II atau III	IV
$S_{D1} < 0,067$	A	A
$0,067 \leq S_{D1} < 0,133$	B	C
$0,133 \leq S_{D1} < 0,20$	C	D
$0,20 \leq S_{D1}$	D	D

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

9. Periode Getar Struktur (T)

Periode getar struktur merupakan waktu yang dibutuhkan untuk mencapai satu putaran lengkap dari suatu getaran, ketika terjadi gangguan dari posisi keseimbangan statis dan kembali ke posisi aslinya. Periode getar struktur merupakan hal yang penting dalam perencanaan struktur karena akan menentukan besarnya beban gempa yang akan diaplikasikan dalam perencanaan struktur. Periode getar struktur dapat ditentukan dengan cara berikut.

a. Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

Periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dalam detik, dapat ditentukan dengan Persamaan 3.38 berikut:

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.38)$$

dengan:

$h_n$  = ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur

Nilai  $C_t$  dan  $x$  ditentukan dari Tabel 3.10 berikut.

**Tabel 3. 10 Nilai Parameter Pendekatan  $C_t$  dan  $x$**

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

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

b. Periode *Computed* ( $T_c$ )

Periode *Computed* ( $T_c$ ) merupakan periode getar struktur yang diperoleh dari hasil analisis komputer, periode *computed* ( $T_c$ ) digunakan sebagai pembanding periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dengan beberapa syarat berikut:

- 1) Jika  $T_c > T_a \cdot C_u$  gunakan  $T = T_a \cdot C_u$
- 2) Jika  $T_a < T_c < T_a \cdot C_u$  gunakan  $T = T_c$
- 3) Jika  $T_c < T_a$  gunakan  $T = T_a$

Koefisien untuk batas atas ( $C_u$ ) pada periode yang dihitung dapat dilihat pada Tabel 3.11 berikut.

**Tabel 3. 11 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode Yang Dihitung**

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

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

10. Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Gaya geser dasar seismik, menurut SNI 1726-2019 dapat ditentukan

menggunakan Persamaan 3.39 berikut.

$$V = C_s \times W \quad (3.39)$$

dengan:

$C_s$  = koefisien respon seismik

$W$  = berat seismik efektif

Nilai  $C_s$  yang digunakan untuk perhitungan pada Persamaan 3.39 tersebut tidak perlu melebihi hasil perhitungan pada Persamaan 3.40 ataupun 3.41 berikut.

Untuk  $T \leq T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.40)$$

Untuk  $T > T_L$

$$C_s = \frac{S_{D1} \times T_L}{T^2 \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} \quad (3.41)$$

Nilai  $C_s$  harus tidak kurang dari hasil perhitungan pada Persamaan 3.42 berikut.

$$C_s = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_E \geq 0,01 \quad (3.42)$$

Nilai koefisien modifikasi respon (R) dapat ditentukan berdasarkan sistem pemikul gaya seismik yang digunakan, dapat dilihat pada Tabel 3.12 berikut.

**Tabel 3. 12 Faktor R, C<sub>d</sub>, dan Ω<sub>0</sub> untuk Sistem Pemikul Gaya Seismik**

Sistem pemikul gaya seismik	Koefisien modifikasi respons, R <sup>a</sup>	Faktor kuat lebih sistem, Ω <sub>0</sub> <sup>b</sup>	Faktor pembesaran defleksi, C <sub>d</sub> <sup>c</sup>	Batasan sistem struktur dan batasan tinggi struktur, h <sub>n</sub> (m) <sup>d</sup>				
				Kategori desain seismik				
				B	C	D <sup>e</sup>	E <sup>e</sup>	F <sup>f</sup>
<b>C. Sistem rangka pemikul momen</b>								
1. Rangka baja pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
2. Rangka batang baja pemikul momen khusus	7	3	5½	TB	TB	48	30	TI
3. Rangka baja pemikul momen menengah	4½	3	4	TB	TB	10 <sup>g</sup>	TI <sup>h</sup>	TI <sup>h</sup>
4. Rangka baja pemikul momen biasa	3½	3	3	TB	TB	TI <sup>i</sup>	TI <sup>i</sup>	TI <sup>i</sup>
5. Rangka beton bertulang pemikul momen khusus <sup>m</sup>	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
6. Rangka beton bertulang pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
7. Rangka beton bertulang pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
8. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen khusus	8	3	5½	TB	TB	TB	TB	TB
9. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen menengah	5	3	4½	TB	TB	TI	TI	TI
10. Rangka baja dan beton komposit terkekang parsial pemikul momen	6	3	5½	48	48	30	TI	TI
11. Rangka baja dan beton komposit pemikul momen biasa	3	3	2½	TB	TI	TI	TI	TI
12. Rangka baja canal dingin pemikul momen khusus dengan pembautan <sup>n</sup>	3½	3 <sup>o</sup>	3½	10	10	10	10	10

Sumber : Badan Standardisasi Nasional SNI (1726:2019)

#### 11. Distribusi Gaya Geser Horizontal (F<sub>i</sub>)

Distribusi gaya geser horizontal adalah jumlah dari gaya horizontal akibat beban gempa yang bekerja pada tiap-tiap tingkat atau lantai bangunan. Besar gaya geser horizontal dapat diperoleh menggunakan Persamaan 3.43 berikut.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i^k}{\sum W_i \times H_i^k} \times V \quad (3.43)$$

dengan :

F<sub>i</sub> = gaya geser horizontal tingkat ke-i

W<sub>i</sub> = berat lantai ke-i

H<sub>i</sub> = tinggi lantai ke-i

V = gaya geser

K = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut:

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

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

untuk struktur dengan nilai 0,5 < T < 2,5 dt, k ditentukan dengan interpolasi linier antara 1 dan 2.

## **BAB IV**

### **METODE PENELITIAN**

#### **4.1 Metode Penelitian**

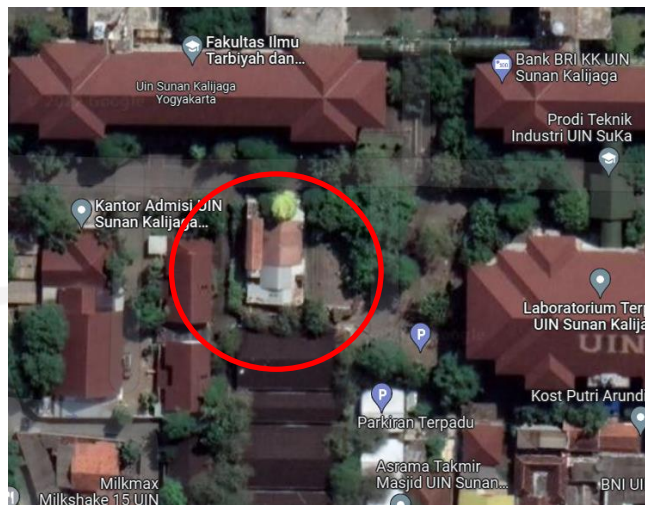
Penelitian yang dilakukan, merupakan analisis terkait kapasitas dukung dan penurunan pondasi hasil redesain jenis tiang pancang, objek yang digunakan adalah pada proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga dengan pondasi eksisting di lapangan berupa pondasi sumuran. Adapun metode perhitungan pada penelitian ini menggunakan metode statis. Hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi yang dilakukan antara pondasi tiang pancang dan sumuran akan dibandingkan dan ditinjau.

Adapun variabel-variabel yang terdapat dalam penelitian terkait analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang dengan variasi diameter pada proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga adalah sebagai berikut :

1. variabel bebas, yaitu diameter dari pondasi tiang pancang yang digunakan, dan
2. variabel terikat, yaitu kapasitas dukung dan penurunan pondasi.

#### **4.2 Lokasi Penelitian**

Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga berlokasi di lahan parkir kampus Fakultas Sains dan Teknologi, UIN Sunan Kalijaga, Jl. Marsda Adisucipto, D.I. Yogyakarta dapat dilihat pada Gambar 4.1 berikut.



**Gambar 4. 1 Perkiraan Lokasi Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga melalui Google Maps**

#### **4.3 Studi Pustaka**

Studi pustaka merupakan kegiatan yang dikerjakan oleh peneliti untuk mengumpulkan informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang menjadi objek penelitian. Informasi tersebut dapat diperoleh dari berbagai sumber tertulis maupun elektronik, seperti karangan ilmiah, laporan penelitian, tesis, disertasi, peraturan-peraturan, ketetapan-ketetapan, buku tahunan, ensiklopedia, dan sebagainya. Peneliti akan melakukan studi kepustakaan baik sebelum maupun selama kegiatan penelitian.

#### **4.4 Pengumpulan Data**

Data yang digunakan pada penelitian ini adalah data sekunder, data tersebut diperoleh dari PT. Hari Jaya Palung Buana selaku pihak kontraktor pada proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga. Adapun data yang digunakan diantaranya sebagai berikut :

1. data Struktur, gambar teknis dan pembebanan pada Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga, dan
2. data hasil penyelidikan tanah di lokasi pembangunan Gedung Kuliah Terpadu Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga.

#### **4.5 Analisis Pembebanan**

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar beban yang

akan diterima oleh pondasi. Program yang akan digunakan penulis untuk melakukan analisis pembebanan adalah *SAP2000*. Dengan program *SAP2000*, data struktur gedung seperti kolom, balok, dan plat, serta beban-beban yang bekerja, meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa dapat dimodelkan, dimasukkan, kemudian dianalisis. Hasil dari analisis pembebanan dengan program *SAP2000* yang digunakan untuk analisis selanjutnya berupa data terkait gaya-gaya yang bekerja pada kolom, meliputi data gaya aksial, gaya geser, dan momen.

#### 4.6 Analisis Pondasi Tiang Pancang dan Sumuran

Hasil analisis dari program *SAP2000* berupa beban aksial (P), gaya geser (H), dan momen (M) akan digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang dan sumuran. Analisis dilakukan menggunakan metode statis. Adapun analisis yang dilakukan yaitu sebagai berikut ini.

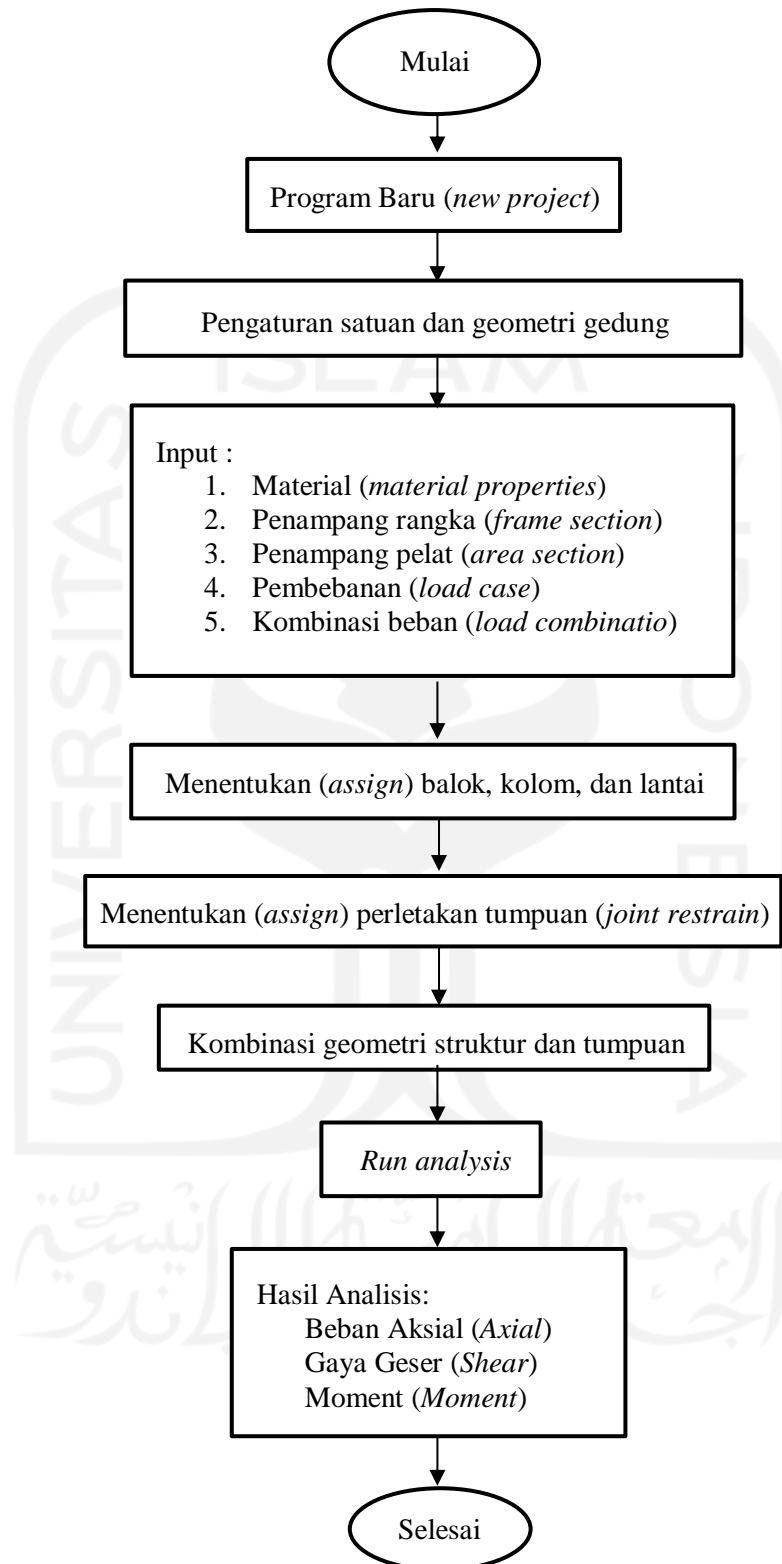
1. Analisis kapasitas dukung pondasi sumuran (*existing*) tunggal berdasarkan data sondir (CPT) pada diameter 1 m dan kedalaman 6 m.
2. Analisis kapasitas dukung pondasi sumuran kelompok ( $Q_g$ ).
3. Perhitungan penurunan pondasi sumuran tunggal ( $S$ ) dan penurunan pondasi sumuran kelompok ( $S_g$ ).
4. Analisis kapasitas dukung tiang pancang tunggal pada variasi diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m, dengan kedalaman 6 m, meliputi :
  - a. perhitungan kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan ijin ( $Q_{all}$ ) tiang tunggal menggunakan data laboratorium, dan
  - b. perhitungan kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan ijin ( $Q_{all}$ ) tiang tunggal menggunakan data hasil uji sondir (CPT).
5. Analisis kapasitas dukung tiang pancang kelompok pada masing-masing variasi diameter, meliputi :
  - a. menentukan jumlah tiang ( $n$ ) dan jarak antar tiang ( $S$ ),
  - b. efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ ), dan
  - c. kapasitas dukung kelompok tiang ( $Q_g$ ).
6. Analisis penurunan pondasi tiang pancang pada masing-masing variasi diameter, meliputi :

- a. penurunan tiang tunggal ( $S$ ),
- b. penurunan tiang kelompok ( $S_g$ ), dan
- c. penurunan izin pondasi tunggal ( $S_{izin}$ ) dan kelompok ( $S_{g\ izin}$ ).

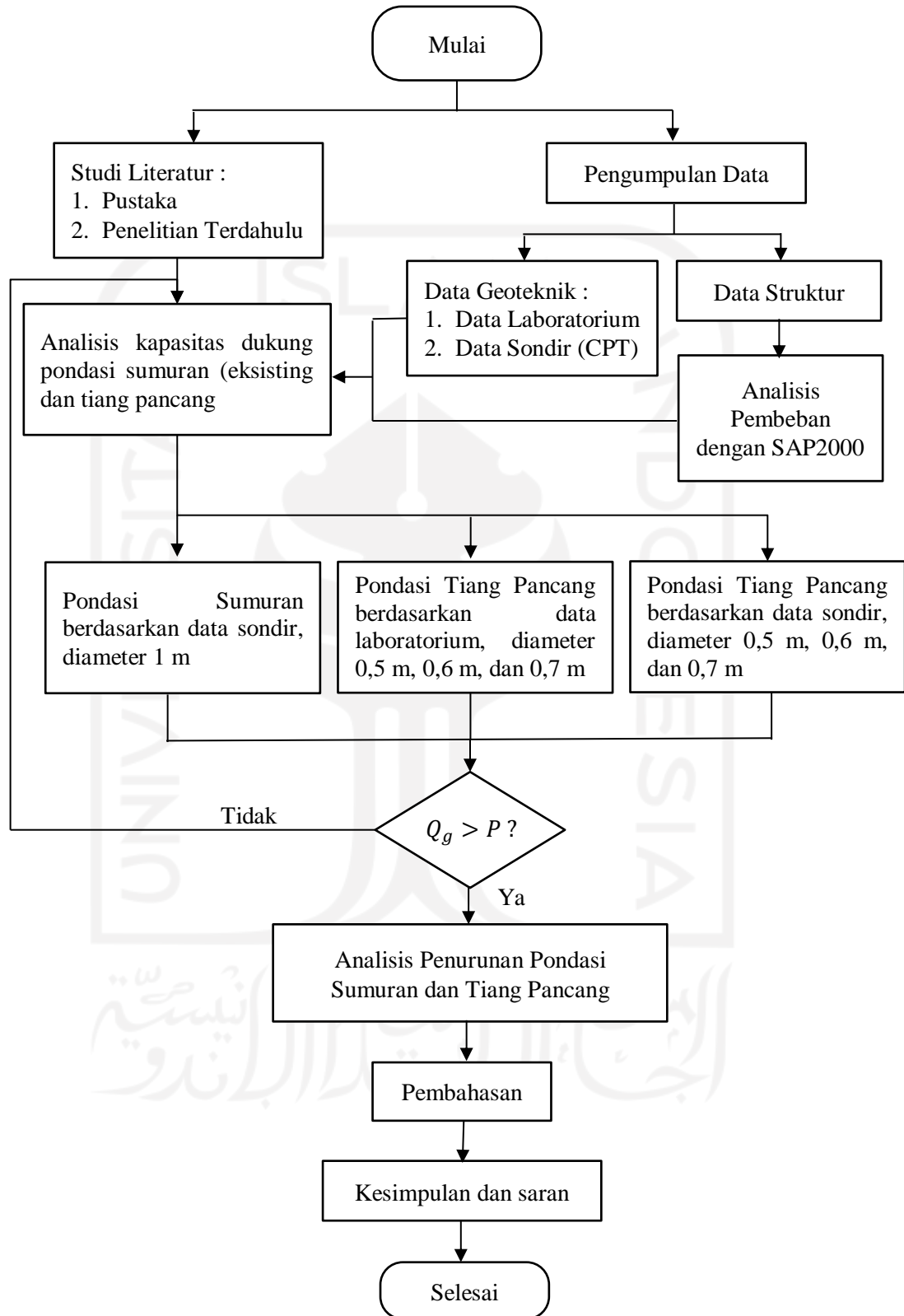
#### 4.7 Bagan Alir

Bagan alir (*flow chart*) merupakan jenis diagram yang menampilkan aliran kerja atau proses dalam bentuk simbol-simbol grafis, langkah-langkah tersebut ditampilkan dalam bentuk simbol tertentu, beserta urutannya yang ditandai dengan tanda panah dari langkah satu ke langkah selanjutnya. Bagan alir digunakan untuk menggambarkan tahapan kegiatan penelitian yang dilaksanakan, serta membantu memahami proses penelitian yang dilakukan. Bagan alir perhitungan struktur dengan *SAP2000* dapat dilihat pada Gambar 4.2 dan bagan alir metode penelitian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada Gambar 4.3.





**Gambar 4. 2 Bagan Alir Analisis Struktur dengan Software SAP2000**



**Gambar 4. 3 Bagan Alir Penelitian**

## BAB V

### ANALISIS DAN PEMBAHASAN

#### 5.1 Data Proyek Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga

Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga merupakan pembangunan gedung kuliah yang berlokasi di atas lahan parkir kampus Fakultas Sains dan Teknologi, UIN Sunan Kalijaga. Pembangunan gedung ini bertujuan untuk memaksimalkan akses pendidikan bagi seluruh mahasiswa dan untuk meningkatkan jumlah calon mahasiswa yang dapat diterima di UIN Sunan Kalijaga. Gedung ini dibangun di atas tanah seluas 6200 m<sup>2</sup> dan terdiri atas 4 lantai, dengan tinggi bangunan keseluruhan sekitar 25 m. Pondasi eksisting gedung ini menggunakan jenis pondasi sumuran dengan diameter 1 m dan kedalaman 6 m. Tampak depan dari GKT UIN Sunan Kalijaga dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



**Gambar 5. 1 Tampak Depan GKT UIN Sunan Kalijaga**  
(Sumber : DED Arsitektur GKT UIN Sunan Kalijaga PT. Pola Dwipa, 2022)

##### 5.1.1 Data Umum

Data umum terkait proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga adalah sebagai berikut :

1. Nama Proyek : Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan

## Kalijaga

2. Pemilik Proyek : Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga
3. Kontraktor : PT. Heri Jaya Palung Buana
4. Perencana : PT. Pola Dwipa
5. Konsultan Pengawas : PT. Arss Baru
6. Lokasi Proyek : Lahan Parkir kampus Fakultas Sains dan  
Teknologi, UIN Sunan Kalijaga, Jl. Marsda  
Adisucipto
7. Kons. Bag. Atas : Atap Baja
8. Kons. Bag. Bawah : Pondasi Sumuran
9. Biaya Proyek : Rp. 28.695.300.000
10. Waktu Penyelesaian : 174 hari

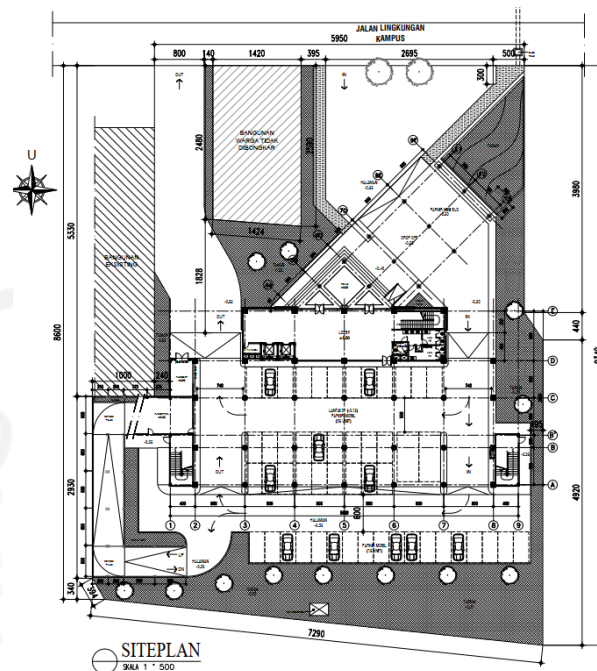
## 5.1.2 Spesifikasi Material

Adapun material yang digunakan pada proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) UIN Sunan Kalijaga adalah sebagai berikut :

1. mutu beton ( $f_c'$ ) sebesar 25 Mpa,
2. tulangan ulir dengan mutu baja ( $f_y$ ) sebesar 400 Mpa, dan
3. tulangan polos dengan mutu baja ( $f_y$ ) sebesar 240 Mpa.

## 5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi pada proyek pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) UIN Sunan Kalijaga dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



**Gambar 5. 2 Site Plan GKT UIN Sunan Kalijaga**

(Sumber : DED Arsitektur GKT UIN Sunan Kalijaga PT. Pola Dwipa, 2022)

#### 5.1.4 Data Struktur

Struktur pada gedung ini terbagi menjadi dua, yaitu struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas pada gedung ini berupa beton bertulang dan struktur bawahnya berupa sumuran. Penulis akan melakukan perhitungan kapasitas dukung dan penurunan struktur bawah gedung, menggunakan pondasi tiang pancang.

Struktur atas merupakan komponen-komponen struktur bangunan yang terletak diatas pondasi atau permukaan tanah. Komponen tersebut terdiri atas kolom, balok, dan pelat. Adapun mutu beton yang digunakan pada bagian struktur atas adalah sebesar 25 Mpa, dengan mutu tulangan ulir dan tulangan polos yang digunakan masing-masing 400 Mpa dan 240 Mpa

Struktur bawah merupakan komponen struktur yang berfungsi untuk menerima beban dari struktur di atasnya, dan menyalurkannya ke lapisan tanah keras. Pada gedung ini digunakan struktur bawah berupa pondasi sumuran, dengan mutu beton yang digunakan sebesar 25 Mpa.

## 5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan yang digunakan pada Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Adapun besarnya masing-masing beban yang bekerja adalah sebagai berikut.

### 1. Beban Mati

Beban mati yang bekerja pada struktur dibagi menjadi beban pada lantai, atap, dan dinding yaitu sebagai berikut.

#### a. Lantai

Besarnya beban yang bekerja pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

**Tabel 5. 1 Beban Mati pada Lantai**

No	Material	Tebal	Berat Volume	Beban	Ket
		m	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>	
1	Beton bertulang	0,12	2400	288	
2	Spesi	0,03	2100	63	
3	Pasir	0,03	1800	54	
4	Keramik	0,01	2400	24	
5	Plafon			20	
6	<i>Mechanical electrical</i>			15	
Jumlah beban mati (Qd)				176	kg/m <sup>2</sup>
				1,725	kN/m <sup>2</sup>

#### b. Atap

Besarnya beban yang bekerja pada atap terbagi menjadi dua, yaitu beban pada atap menggunakan beton bertulang dan rangka baja, beban tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

**Tabel 5. 2 Beban Mati pada Atap Beton Bertulang**

No	Material	Tebal	Berat Volume	Beban	Ket
		m	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>2</sup>	
1	Beton bertulang	0,12	2400	288	
2	Spesi	0,03	2100	63	
3	Pasir	0,03	1800	54	
4	Plafon			20	
5	<i>Mechanical electrical</i>			15	
6	<i>Waterproofing</i>	0,02	1400	28	
Jumlah beban mati (Qd)				180	kg/m <sup>2</sup>
				1,765	kN/m <sup>2</sup>

c. Dinding Bata

Dinding pasangan bata setengah batu = 2,5 kN/m<sup>2</sup>

2. Beban Hidup

Adapun besarnya beban hidup yang bekerja pada gedung disesuaikan berdasarkan fungsi masing-masing ruangan, yaitu sebagai berikut :

- a. Gedung perkuliahan = 1,92 kN/m<sup>2</sup>
- b. Koridor, Tangga/Bordes = 4,79 kN/m<sup>2</sup>
- c. Lobby = 4,79 kN/m<sup>2</sup>
- d. Aula/Ruang Pertemuan = 4,79 kN/m<sup>2</sup>
- e. Parkir = 5 kN/m<sup>2</sup>
- f. Ruang Mesin = 4 kN/m<sup>2</sup>
- g. Ruang Kelas = 3,83 kN/m<sup>2</sup>
- h. Atap = 0,96 kN/m<sup>2</sup>

3. Beban Gempa

Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga merupakan pembangunan gedung perkuliahan yang berlokasi di provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta, dengan klasifikasi tanah di lokasi proyek termasuk

jenis tanah sedang (SD). Berikut merupakan analisis terkait distribusi beban gempa yang bekerja pada gedung tersebut.

a. Kategori Risiko Bangunan dan Faktor Keutamaan Gempa ( $I_e$ )

Berdasarkan tabel 3 dan 4 pasal 4.1.2 SNI 03-1726-2019, bangunan yang difungsikan sebagai gedung perkuliahan memiliki kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa ( $I_e$ ) yang digunakan adalah 1,5.

b. Nilai Respon Spektrum Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, nilai respon spektrum gempa dapat dihitung dengan terlebih dahulu menentukan parameter percepatan gempa terpetakan pada periode pendek ( $S_s$ ) dan periode 1 detik ( $S_1$ ), parameter tersebut dapat diketahui dengan menggunakan gambar 3.4 dan 3.5. Selain itu, nilai  $S_s$  dan  $S_1$  juga dapat diperoleh melalui aplikasi desain spektra indonesia dengan memasukkan koordinat lintang dan bujur lokasi pelaksanaan proyek konstruksi. Selanjutnya, ditentukan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek ( $F_a$ ) dan periode 1 detik ( $F_v$ ) berdasarkan tabel 3.6 dan 3.7. Kemudian dapat ditentukan parameter respon spektral percepatan pada periode pendek ( $S_{MS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{M1}$ ), menggunakan persamaan 3.34 dan 3.35. Faktor dan parameter respon spektrum gempa yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

**Tabel 5. 3 Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa**

Faktor dan Parameter Respon Spektrum Gempa	
$S_s$	1,183
$S_1$	0,522
$F_a$	1,027
$F_v$	1,778
$S_{MS}$	1,215
$S_{M1}$	0,928

Selanjutnya, ditentukan nilai parameter percepatan spektral desain untuk



periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ) dengan menggunakan persamaan 3.36 dan 3.37, nilai parameter percepatan spektral desain dapat dilihat pada Tabel 5.4 berikut.

**Tabel 5. 4 Parameter Percepatan Spektral Desain**

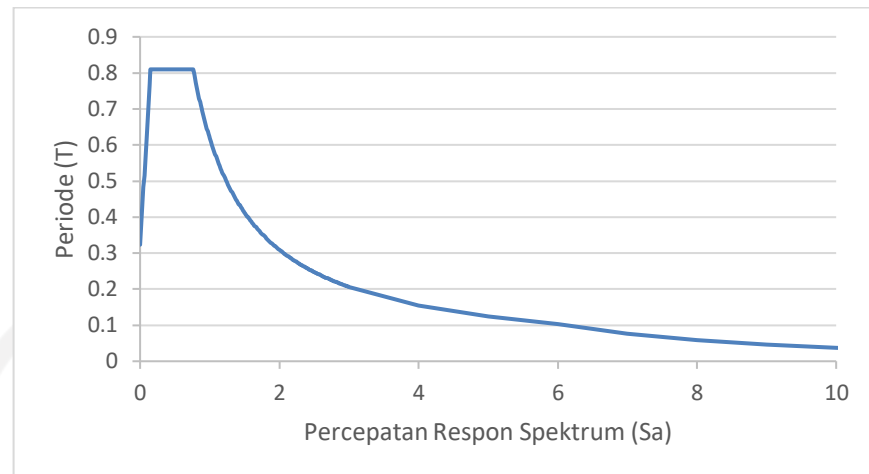
Parameter Percepatan Spektral Desain	
$S_{DS}$	0,81
$S_{D1}$	0,62

Koefisien risiko terpetakan, periode spektrum respons 0,2 detik ( $C_{rs}$ ) dan 1 detik ( $C_{r1}$ ) dapat ditentukan berdasarkan gambar 18 dan 19 pada SNI 03-1726-2019. Koefisien risiko terpetakan yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.5 berikut.

**Tabel 5. 5 Koefisien Risiko Terpetakan**

Koefisien Risiko Terpetakan	
$C_{rs}$	0,95
$C_{r1}$	0,95
$S_{DSr}$	0,7695
$S_{D1r}$	0,589

Grafik respon spektrum yang digunakan dapat dilihat pada Gambar 5.3 berikut.



**Gambar 5.3 Grafik Respon Spektrum**

(Sumber : Desain Spektra Indonesia, 2021)

c. Kategori Desain Seismik

Kategori desain seismik dapat ditentukan berdasarkan nilai parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek ( $S_{DS}$ ) dan periode 1 detik ( $S_{D1}$ ), dengan mengacu pada tabel 3.8 dan 3.9. Diperoleh kategori desain seismik pada  $S_{DS}$  dan  $S_{D1}$  yaitu termasuk kategori IVD.

d. Periode Struktur Bangunan (T)

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, perhitungan periode getar struktur dapat dilakukan dengan cara berikut.

1) Periode Fundamental Pendekatan ( $T_a$ )

Tipe struktur yang digunakan pada gedung ini yaitu rangka beton pemikul momen, dengan tinggi total bangunan adalah 25,4 m. Berdasarkan tipe struktur yang digunakan, maka dapat diketahui nilai  $C_t$  dan  $x$  berdasarkan tabel 3.10, perhitungan nilai periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) dapat dilakukan menggunakan persamaan berikut.

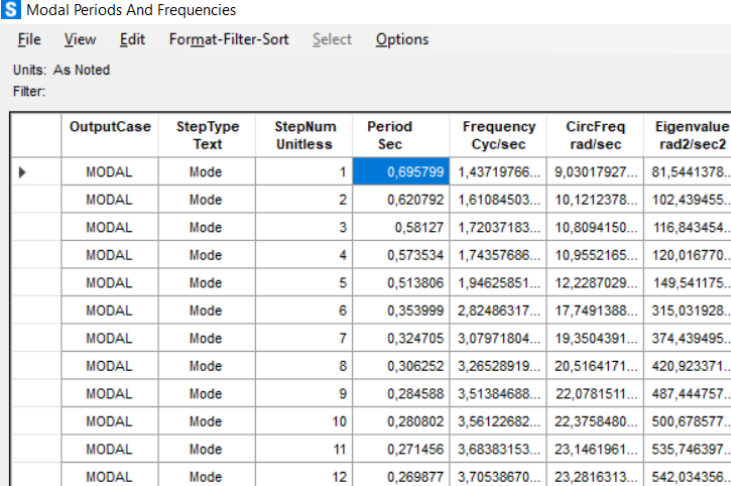
$$\begin{aligned}
 T_a &= C_t \times h_n^x \\
 &= 0,0466 \times 25,4^{0,9} \\
 &= 0,857 \text{ detik}
 \end{aligned}$$

Nilai periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) tersebut, perlu

dibandingkan dengan nilai transisi periode panjang ( $T_L$ ). Berdasarkan aplikasi desain spektra indonesia diperoleh nilai transisi periode panjang ( $T_L$ ) adalah 6 detik.

## 2) Periode *Computed* ( $T_c$ )

Periode ini diperoleh dari hasil analisis menggunakan program SAP2000, dan diperoleh hasilnya sebesar 0,695799 detik, hasil analisis periode *computed* ( $T_c$ ) pada SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.



	OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
▶	MODAL	Mode	1	0,695799	1,43719766...	9,03017927...	81,5441378...
	MODAL	Mode	2	0,620792	1,61084503...	10,1212378...	102,439455...
	MODAL	Mode	3	0,58127	1,72037183...	10,8094150...	116,843454...
	MODAL	Mode	4	0,573534	1,74357686...	10,9552165...	120,016770...
	MODAL	Mode	5	0,513806	1,94625851...	12,2287029...	149,541175...
	MODAL	Mode	6	0,353999	2,82486317...	17,7491388...	315,031928...
	MODAL	Mode	7	0,324705	3,07971804...	19,3504391...	374,439495...
	MODAL	Mode	8	0,306252	3,26528919...	20,5164171...	420,923371...
	MODAL	Mode	9	0,284588	3,51384688...	22,0781511...	487,444757...
	MODAL	Mode	10	0,280802	3,56122682...	22,3758480...	500,678577...
	MODAL	Mode	11	0,271456	3,68383153...	23,1461961...	535,746397...
	MODAL	Mode	12	0,269877	3,70538670...	23,2816313...	542,034356...

**Gambar 5. 4 Hasil *Output* Nilai  $T_c$  dari SAP2000**

## 3) Periode ( $T$ )

Berdasarkan Tabel 3.11 nilai koefisien untuk batas atas ( $C_u$ ) untuk  $S_{D1} = 0,62$ , adalah sebesar 1,4. Sehingga periode ( $T$ ) dapat dihitung dengan cara berikut.

$$\begin{aligned}
 T &= T_a \times C_u \\
 &= 0,857 \times 1,4 \\
 &= 1,1998
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan tersebut diketahui bahwa nilai  $T_c < T_a < T_a \cdot C_u$ , sehingga periode ( $T$ ) yang digunakan adalah sama dengan periode fundamental pendekatan ( $T_a$ ) yaitu 0,857 detik

e. Gaya Geser Dasar Seismik ( $V$ )

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, nilai gaya geser dasar seismik ( $V$ ) dapat ditentukan berdasarkan perhitungan berikut.

$$V = C_s \times W$$

Berdasarkan hasil analisis SAP2000 diperoleh berat struktur bangunan ( $W$ ) sebesar 70160,512 kN. Adapun nilai  $C_s$  dihitung dengan cara berikut.

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,152$$

Dikarenakan nilai perioda fundamental pendekatan ( $T_a$ ) lebih kecil daripada nilai transisi periode panjang ( $T_L$ ), maka nilai  $C_s$  diatas tidak perlu melebihi nilai  $C_s$  maksimum yang dihitung menggunakan persamaan 3.40 berikut

$$C_{s\ MAX} = \frac{S_{D1}}{T \times \left(\frac{R}{I_e}\right)} = 0,135$$

Dan harus tidak kurang dari persamaan 3.42 berikut.

$$C_{s\ MIN} = 0,044 \cdot S_{DS} \cdot I_E = 0,0534$$

Sehingga nilai  $C_s$  yang digunakan adalah 0,135. Selanjutnya nilai gaya geser dasar seismik dapat dihitung menggunakan persamaan 3.39 berikut.

$$\begin{aligned} V &= 0,135 \times 70160,512 \\ &= 9471,669 \text{ kN} \end{aligned}$$

f. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

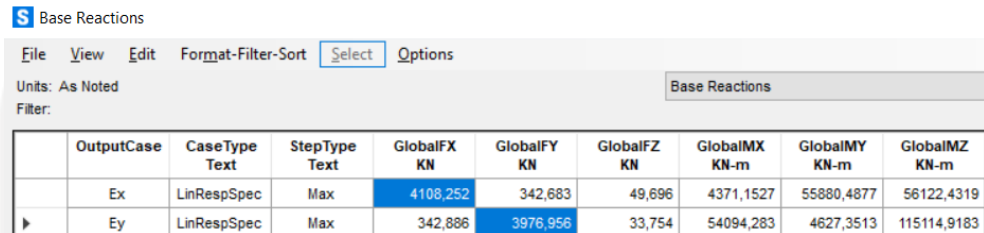
Syarat yang ditentukan terkait nilai gaya geser gempa dinamik ( $V_d$ ), yaitu tidak boleh kurang dari 85% nilai gempa statik ( $V_s$ ).

$$V_d > 0,85 V_s$$

Apabila nilai gaya geser gempa dinamik ( $V_d$ ) lebih kecil dari 85% nilai gempa statik ( $V_s$ ), maka harus dikalikan dengan faktor skala yang dapat dilihat pada persamaan berikut.

$$\text{Faktor Skala} = \frac{0,85 \times V_s}{V_d} \geq 1$$

Pengecekan gaya geser gempa dinamik ( $V_d$ ) dan statik ( $V_s$ ) dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan Tabel 5.6 berikut.



OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
Ex	LinRespSpec	Max	4108,252	342,683	49,696	4371,1527	55880,4877	56122,4319
Ey	LinRespSpec	Max	342,886	3976,956	33,754	54094,283	4627,3513	115114,9183

**Gambar 5. 5 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000**

**Tabel 5. 6 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik ( $V_d$ ) dan Statik ( $V_s$ )**

	Rsx	Rsy
Skala Awal	1,839	1,839
Dinamik (kN)	4108,252	3976,956
Simbol	<	<
Statik (kN) ( $0,85 \cdot V_s$ )	8050,919	8050,919
Keterangan ( $V_d < 0,85 V_s$ )	Belum OK	Belum OK
Skala Baru ( $\frac{0,85 \times V_s}{V_d}$ )	4,24	4,38

Dari analisis tersebut, diketahui bahwa nilai  $V_d < 0,85 V_s$ , sehingga perlu dilakukan penyesuaian skala yang digunakan pada respon spektrum arah x dan y, skala baru yang digunakan untuk R<sub>sx</sub> adalah 4,24 dan R<sub>sy</sub> adalah 4,38. Hasil pengecekan menggunakan skala yang baru dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan Tabel 5.7 berikut.

**S** Base Reactions

File View Edit Format-Filter-Sort Select Options

Units: As Noted Base Reactions

Filter:

	OutputCase	CaseType Text	StepType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m
	Ex	LinRespSpec	Max	9471,669	790,063	114,574	10077,7927	128833,7449	129391,5528
▶	Ey	LinRespSpec	Max	816,63	9471,669	80,39	128832,9944	11020,6752	274162,0517

**Gambar 5. 6 Hasil Output Gaya Geser Dinamik pada SAP2000**

**Tabel 5. 7 Pengecekan Gaya Geser Gempa Dinamik ( $V_d$ ) dan Statik ( $V_s$ )**

	Rsx	Rsy
Skala Baru	4,24	4,38
Dinamik (kN)	9471,669	9471,669
Simbol	>	>
Statik (kN) ( $0,85 \cdot V_s$ )	8050,919	8050,919
Keterangan ( $V_d > 0,85 V_s$ )	OK	OK

g. Distribusi Gaya Geser Horizontal ( $F_i$ )

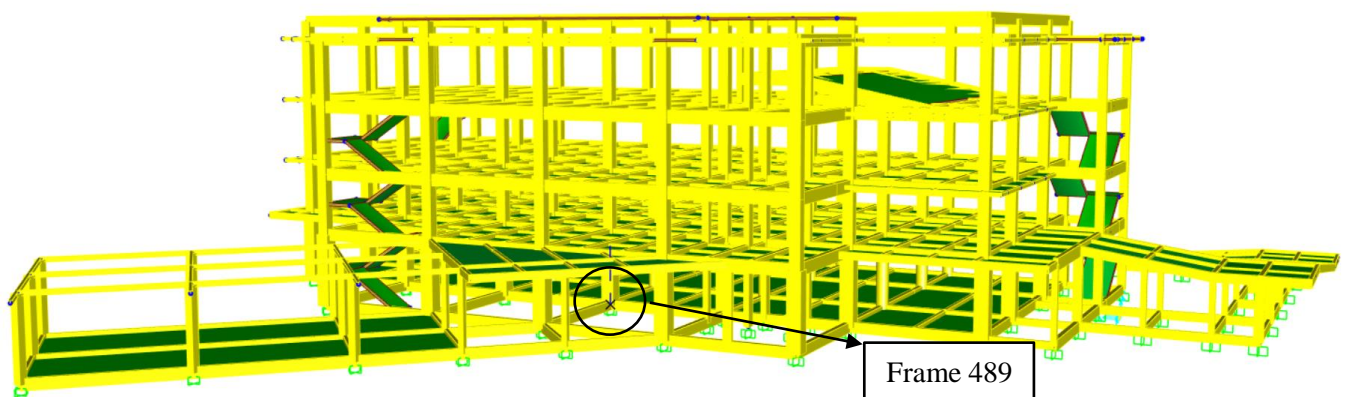
Nilai distribusi gaya geser horizontal ( $F_i$ ) pada tiap lantai dapat dihitung menggunakan persamaan 3.43. Adapun hasilnya dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut.

**Tabel 5. 8 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik**

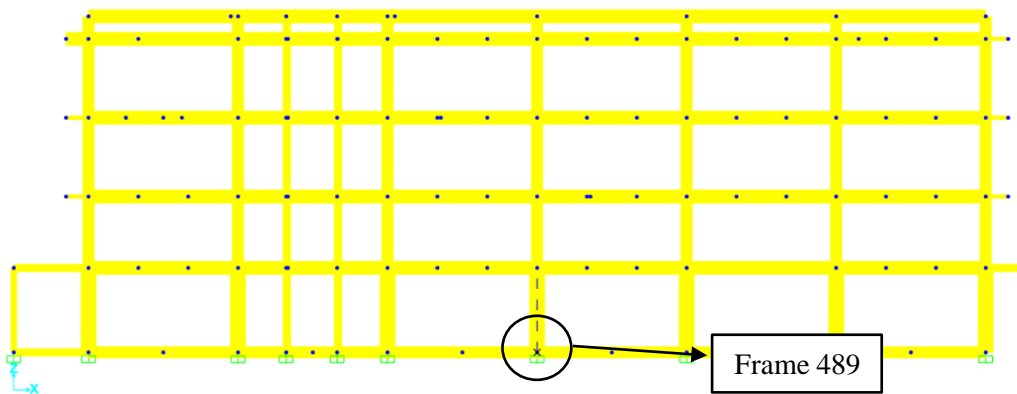
Lantai	Tinggi, H (m)	Berat, $W_i$ (kN)	$H^K$	$W_i \times H^K$	$\frac{W_i \times H^K}{\sum W_i \times H^K}$	$F_i = \left( \frac{W_i \times H^K}{\sum W_i \times H^K} \right) \times V$
Atap	16,7	6681,989	27,643	184709,189	0,235	2229,342
4	12,5	14798,531	19,645	290720,412	0,370	3508,841
3	8,3	18202,332	12,123	220658,220	0,281	2663,228
2	4,5	15054,383	5,890	88674,861	0,113	1070,258
1	0	15423,276	0	0	0	0
$\Sigma$		70160,51		784762,68	1	9471,669

### 5.3 *Input dan Output Program SAP2000*

Pada penelitian ini, penulis menggunakan program SAP2000 untuk melakukan analisis struktur. Hasil permodelan struktur yang penulis lakukan pada program SAP2000 dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut.



**Gambar 5. 7 Permodelan SAP2000**



**Gambar 5. 8 Frame 489 yang ditinjau**

Analisis struktur diatas dilakukan dengan asumsi perletakan *joint* jepit-jepit, sehingga tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati meliputi berat dari tiap plat lantai 1-5 (atap). Beban mati yang bekerja pada lantai 1-4 sebesar  $4,52 \text{ kN/m}^2$ , sedangkan pada lantai 5 (atap) sebesar  $4,59 \text{ kN/m}^2$ . Adapun untuk beban hidup yang bekerja pada bangunan, disesuaikan dengan fungsi dari masing-masing ruangan

pada tiap lantai.

Perhitungan beban gempa dilakukan berdasarkan ketinggian dari masing-masing lantai. Selanjutnya, beban gempa dimasukkan secara dua arah, yaitu pada arah horizontal (sumbu x) dan arah vertikal (sumbu y), input tersebut dilakukan pada tiap portal di masing-masing lantai. Beban gempa akan sangat dipengaruhi oleh ketinggian lantai. Semakin tinggi lantai, maka beban gempa setiap portal akan semakin besar.

Pada penelitian ini, penulis melakukan tinjauan pada *frame* 489 sebagai acuan terkait hasil gaya-gaya dalam yang terjadi akibat kombinasi pembebanan. *Frame* 489 dipilih karena gaya-gaya dalam terjadi dalam kondisi maksimum, sebagaimana yang dapat dilihat pada lampiran 4, sehingga dapat dijadikan acuan untuk perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi. Hasil gaya-gaya dalam yang terjadi pada *frame* 489 adalah sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 3702,743 kN

Gaya geser (H) = 166,922 kN

Momen arah x (Mx) = 466,922 kNm

Momen arah y (My) = 203,234 kNm

Gaya-gaya maksimum yang terjadi pada kolom dasar tersebut digunakan sebagai beban rencana untuk analisis pondasi tiang pancang dan sumuran. Hasil (output) dari analisis yang dilakukan pada program SAP2000 dapat dilihat pada lampiran 4.

#### 5.4 Data Penyelidikan Tanah

Dari hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi proyek, diketahui bahwa tanah tersebut memiliki karakteristik lanau. Adapun penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi proyek meliputi uji Sondir (CPT), dan uji laboratorium menggunakan sampel yang diambil menggunakan bor tangan (*hand bor*). Data hasil penyelidikan tanah yang telah dilakukan dapat dilihat pada Tabel 5.9, 5.10, dan 5.11 berikut.



**Tabel 5. 9 Data Hasil Uji Laboratorium pada titik BH-01**

Kedalaman	Kadar Air	Berat Jenis	Berat Volume Basah	Grain Size Analysis			Geser Langsung		Konsolidasi	
				<i>Cu</i>	<i>Cc</i>	Jenis Tanah	<i>c</i>	$\theta$	<i>Cc</i>	<i>av</i>
(m)	(%)		(gr/cm <sup>3</sup> )				(kg/cm <sup>2</sup> )	( <sup>0</sup> )		
-1	25,311	2,617	1,194	0,95	1,27	Pasir kelanauan	0,081	12,3	0,1045	0,0819
-3	31,577	2,582	1,163	5,94	12	Lanau	0,078	10,5	0,0838	0,0947

(Sumber : CV. Sandy Soilindo, 2022)

**Tabel 5. 10 Data Plastisitas Tanah**

Kedalaman	Indeks Plastisitas		
	Batas Cair	Batas Plastis	Indeks Plastisitas
(m)	(%)	(%)	(%)
-1	44,6	28,08	18,52
-3	42,9	27,37	15,53

(Sumber : CV. Sandy Soilindo, 2022)

**Tabel 5. 11 Nilai Tahanan Ujung Sondir (*qc*) dan JHL (TF) pada titik 4**

Kedalaman (m)	Tahanan Ujung Sondir ( <i>qc</i> ) (kg/cm <sup>2</sup> )	Jumlah Hambatan Lekat (TF) (kg/cm)
0	0	0
0,2	0	0
0,4	10	6
0,6	13	14
0,8	9	24
1	24	32
1,2	14	44
1,4	33	52
1,6	10	64
1,8	17	74
2	5	88
2,2	10	96
2,4	13	110
2,6	14	126
2,8	13	136
3	17	150
3,2	18	164
3,4	48	234

**Lanjutan Tabel 5.11 Nilai Tahanan Ujung Sondir (*qc*) dan JHL (TF) pada**

**titik 4**

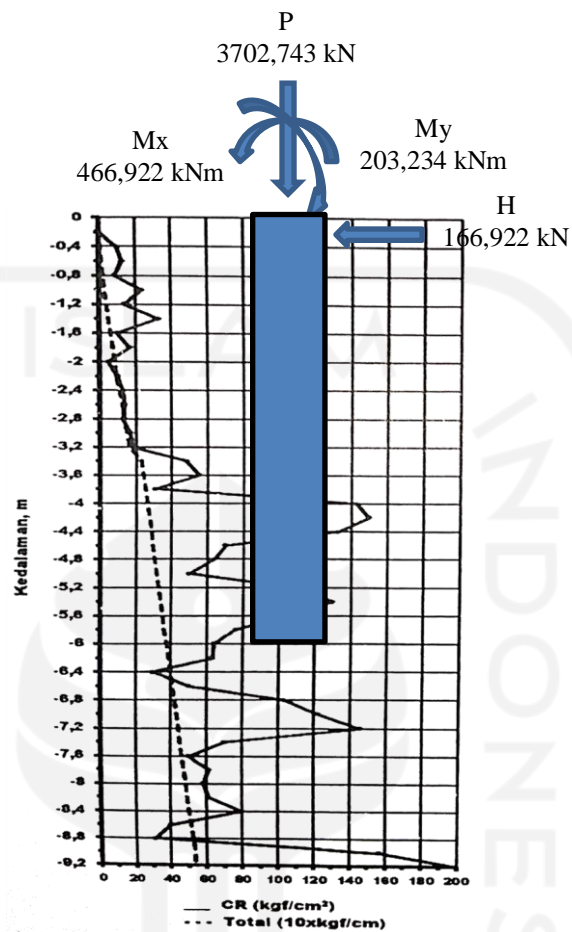
3,6	55	244
3,8	31	256
4	143	266
4,2	150	276
4,4	133	286
4,6	70	296
4,8	64	306
5	50	316
5,2	110	330
5,4	130	340
5,6	107	350
5,8	76	360
6	64	372
6,2	63	384
6,4	30	398
6,6	50	408
6,8	103	422
7	122	434
7,2	146	442
7,4	70	450
7,6	50	460
7,8	61	470
8	58	484
8,2	61	492
8,4	80	500
8,6	40	510
8,8	31	522
9	157	534
9,2	200	534

(Sumber : CV. Sandy Soilindo, 2022)

**5.5 Pondasi Sumuran**

Desain pondasi *eksisting* (sumuran) yang digunakan, serta permodelan pembebanan yang bekerja pada pondasi tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.9, 5.10 dan 5.11 berikut.





**Gambar 5. 11 Permodelan beban struktur pada Pondasi Sumuran**

Detail eksisting pondasi sumuran dapat dilihat pada Lampiran 3. Berikut merupakan perhitungan kapasitas dukung pondasi sumuran berdasarkan data sondir.

#### 5.5.1 Kapasitas Dukung Eksisting (Sumuran) berdasarkan Data Sondir

##### 1. Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang menggunakan data sondir adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} q_c &= 64 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 6276,26 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$A_p = \pi \times r^2$$

$$= 3,14 \times 0,5^2$$

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

Kapasitas dukung ujung tiang pondasi sumuran dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.1 berikut.

$$Q_p = q_c \times A_p$$

$$= 6276,26 \times 0,785$$

$$= 4929,363 \text{ kN}$$

2. Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Parameter yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung selimut tiang menggunakan data sondir adalah sebagai berikut.

$$JHL = 372 \text{ kg/cm}$$

$$= 364,81 \text{ kN/m}$$

$$p = \pi \times D$$

$$= 3,14 \times 1$$

$$= 3,14 \text{ m}^2$$

Kapasitas dukung selimut tiang pondasi sumuran dapat dihitung dengan menggunakan Persamaan 3.2 berikut.

$$Q_s = JHL \times p$$

$$= 364,81 \times 3,14$$

$$= 1146,084 \text{ kN}$$

3. Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi sumuran dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.3 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$= 4929,363 + 1146,084$$

$$= 6075,447 \text{ kN}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.4 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_p}{SF(3)} + \frac{Q_s}{SF(5)} \\
 &= \frac{4929,363}{3} + \frac{1146,084}{5} \\
 &= 1872,337 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4. Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

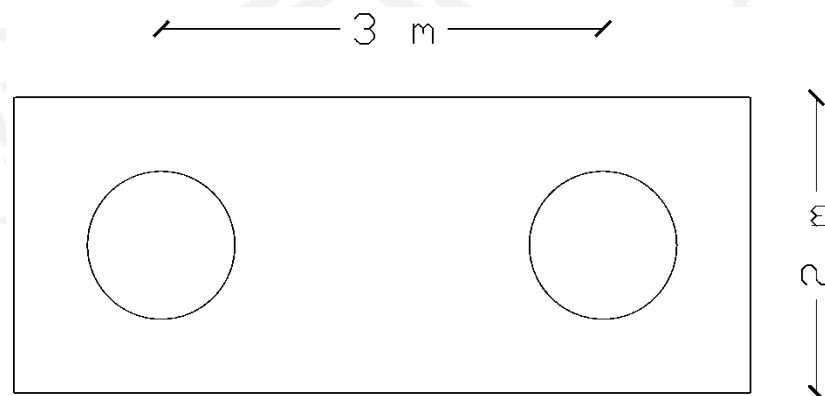
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{p}{q_{all}} \\
 &= \frac{3702,743}{1872,337} \\
 &= 1,977 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

5. Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \cdot D \\
 &= 3 \cdot 1 \\
 &= 3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Susunan tiang kelompok dengan diameter 1 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



**Gambar 5. 12 Susunan Pondasi Sumuran Diameter 1 m menggunakan Data Sondir**

6. Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000) pada Manual Pondasi Tiang, pondasi yang berada pada tanah dengan karakteristik pasir dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

#### 7. Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 1872,337 \times 1 \\ &= 3744,674 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang eksisting tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

#### 5.5.2 Penurunan Pondasi Sumuran

Penurunan pada pondasi sumuran terdiri atas 3 komponen yaitu sebagai berikut.

##### 5.5.1 Penurunan batang tiang ( $S_1$ )

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan batang tiang ( $S_1$ ) ini adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q_{wp} &= 4929,363 \text{ kN} \\ Q_{ws} &= 1146,084 \text{ kN} \\ \alpha &= 0,5 \\ L &= 6 \text{ m} \\ A_p &= 0,785 \text{ m} \\ E_p &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Penurunan batang tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.6 berikut.

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{(4929,363 + 0,5 \cdot 1146,084) \cdot 6}{0,785 \cdot 23500000} \end{aligned}$$

$$= 0,00178 \text{ m}$$

### 5.5.2 Penurunan tiang disebabkan beban titik ( $S_2$ )

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang disebabkan beban titik ( $S_2$ ) adalah sebagai berikut.

$$Q_{wp} = 4929,363 \text{ kN}$$

$$C_p = 0,09 \text{ (diperoleh berdasarkan Tabel 3.1)}$$

$$D = 1 \text{ m}$$

$$q_p = 6075,447 \text{ kN}$$

Metode semiempiris yang digunakan untuk menghitung penurunan tiang akibat beban titik dapat dilakukan menggunakan Persamaan 3.7 berikut.

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{Q_{wp} \cdot C_p}{D \cdot q_p} \\ &= \frac{4929,363 \cdot 0,09}{1 \cdot 6075,447} \\ &= 0,073 \text{ m} \end{aligned}$$

### 5.5.3 Penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang ( $S_3$ )

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang akibat beban yang tersalur sepanjang batang ( $S_3$ ) adalah sebagai berikut.

$$Q_{ws} = 1146,084 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} C_s &= (0,93 + 0,16\sqrt{L/D}) \cdot C_p \\ &= (0,93 + 0,16\sqrt{6/1}) \cdot 0,09 \\ &= 0,118 \end{aligned}$$

$$L = 6 \text{ m}$$

$$q_p = 6075,447 \text{ kN}$$

Metode empiris untuk  $S_3$  dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.8 berikut.

$$\begin{aligned} S_3 &= \frac{Q_{ws} \cdot C_s}{L \cdot q_p} \\ &= \frac{1146,084 \cdot 0,118}{6 \cdot 6075,447} \end{aligned}$$



$$= 0,00371 \text{ m}$$

Penurunan total yang terjadi pada pondasi sumuran dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.5 berikut.

$$\begin{aligned} S_{total} &= S_1 + S_2 + S_3 \\ &= 0,00178 + 0,073 + 0,00371 \\ &= 0,07849 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang sumuran tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \cdot D \\ &= 10\% \cdot 1 \\ &= 0,1 \text{ m} \\ \text{Sehingga, } S &< S_{izin} \quad (\text{AMAN}) \end{aligned}$$

Selanjutnya dilakukan perhitungan penurunan pondasi kelompok, parameter yang digunakan pada perhitungan tersebut adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} S &= 3 \\ B_g &= D \\ &= 1 \\ &= 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned} S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 0,07849 \cdot \sqrt{\frac{1}{1}} \\ &= 0,07849 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi sumuran kelompok yang diizinkan adalah sebagai berikut.

$$S_{izin} = 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$$

$$= 15 \text{ cm} + \frac{10}{600}$$

$$= 15,016 \text{ cm}$$

$$= 0,15016 \text{ m}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

### 5.5.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Sumuran

Analisis distribusi beban dilakukan pada pondasi sumuran yang menggunakan 2 buah pondasi dengan perhitungan menggunakan data sondir. Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang ( $P_i$ ) dalam kelompok pondasi sumuran dapat dilakukan dengan persamaan berikut.

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2}$$

Beban – beban yang bekerja di atas kelompok sumuran tersebut adalah sebagai berikut.

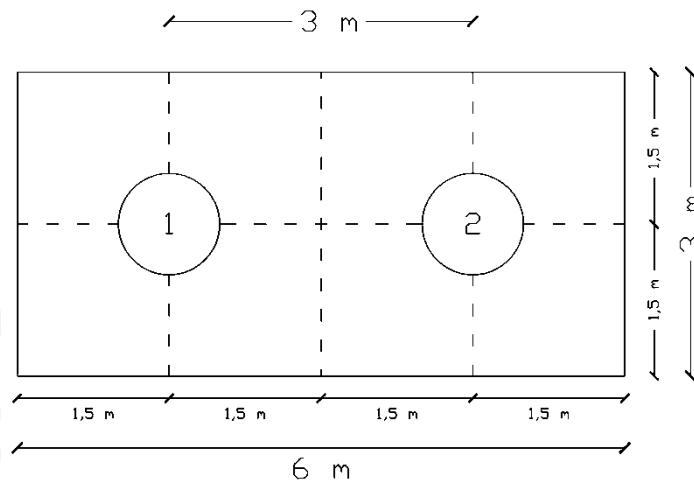
$$\text{Beban aksial (P)} = 3702,743 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Pile cap} &= (B \times H \times t) \times \gamma \\ &= (6 \times 3 \times 1,2) \times 24 \\ &= 518,4 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat sumuran} &= A_p \times L \times \gamma \times n \\ &= 0,785 \times 6 \times 24 \times 2 \\ &= 226,08 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat total} &= P + \text{Berat Pile cap} + \text{Berat sumuran} \\ &= 3702,743 + 518,4 + 226,08 \\ &= 4447,223 \text{ kN} \end{aligned}$$

Absis masing-masing sumuran terhadap pusat *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.13 berikut.



**Gambar 5. 13 Absis Sumuran terhadap Pusat Pile Cap D = 1 m**

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= (-1,5^2) + (1,5^2) \\ &= 4,5 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma y^2 &= (0^2) + (0^2) \\ &= 0 \text{ m}\end{aligned}$$

$$Mx = 466,922 \text{ kNm}$$

$$My = 203,234 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}P1 &= \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{3702,743}{2} + \frac{203,234 \times (-1,5)}{4,5} + \frac{466,922 \times (0)}{0} \\ &= 1783,626 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P2 &= \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\Sigma x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{3702,743}{2} + \frac{203,234 \times (1,5)}{4,5} + \frac{466,922 \times (0)}{0} \\ &= 1919,116 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_{total} &= P1 + P2 \\ &= 1783,626 + 1919,116 \\ &= 3702,743 \text{ kN}\end{aligned}$$

#### 5.5.4 Analisis Kekuatan Pondasi Sumuran

Analisis kekuatan pondasi sumuran dengan mutu beton  $f'_c = 30 \text{ MPa}$ , diameter 1 m dan panjang 6 m dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

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

dengan :

$$P = 1919,116 \text{ kN (beban maksimum diterima 1 sumuran)}$$

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

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

$$= 0,785 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{izin} = f'c \text{ 30 Mpa} = \text{K-361,45}$$

$$= 361,45 \times 0,83$$

$$= 300,0035 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= \frac{1919,116}{0,785} < 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2444,733 \text{ kN/m}^2 < 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa nilai  $\sigma < \sigma_{izin}$ , sehingga pondasi sumuran tersebut aman digunakan.

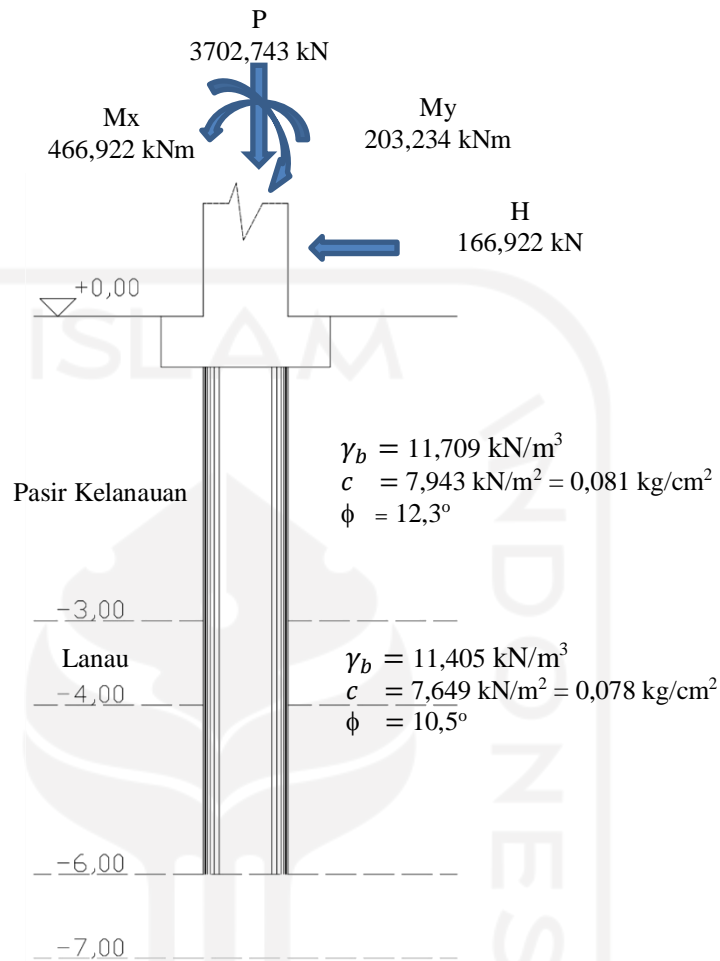
## 5.6 Analisis Pondasi Tiang Pancang

Analisis pondasi tiang pancang yang dilakukan meliputi analisis kapasitas dukung tiang menggunakan data laboratorium dan data sondir, serta analisis penurunan yang terjadi pada tiang.

### 5.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

1. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Meyerhoff berdasarkan Data Laboratorium

Desain tiang pancang serta permodelan pembebanan yang terjadi pada perhitungan menggunakan metode Meyerhoff berdasarkan data laboratorium dapat dilihat pada Gambar 5.14 berikut.



**Gambar 5. 14 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang**

a. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Sebelum melakukan perhitungan kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ), terlebih dahulu ditentukan sudut geser dalam tanah ( $\phi$ ) pada bagian ujung tiang pancang, berdasarkan Tabel 3.1 dan Persamaan 3.13 berikut.

$$q_c = 64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nilai tahanan ujung konus pada kedalaman 6 m)}$$

$$\phi' = 31,68^\circ \text{ (diperoleh dari interpolasi berdasarkan Tabel 3.2)}$$

$$\phi = \frac{1}{2} \cdot (\phi' + 40^\circ)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \cdot (31,68 + 40^\circ) \\
 &= 35,84^\circ
 \end{aligned}$$

Nilai faktor daya dukung *Meyerhoff*,  $N_c^*$ ,  $N_q^*$ , dan  $q$  dapat ditentukan berdasarkan Gambar 3.2 berikut.

$$N_q^* = 164 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)}$$

$$N_c^* = 193 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)}$$

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{\Sigma(h \cdot \gamma)}{2} \\
 &= \frac{(3 \cdot 11,709) + (3 \cdot 11,405)}{2} \\
 &= 34,671 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Setelah diperoleh nilai faktor daya dukung *Meyerhoff*, maka selanjutnya dapat dilakukan perhitungan kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) tunggal menggunakan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A_p \times (c \times N_c^* + q \times N_q^*) \\
 &= (3,14 \cdot 0,25 \cdot 0,25) \times (7,649 \times 193 + 34,671 \times 164) \\
 &= 1406,314 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

## 2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang dilakukan sesuai dengan jumlah lapisan tanah pada pondasi tiang pancang hingga kedalaman 6 m. Adapun disini terdapat dua lapisan tanah yaitu lapisan pasir kelanauan (lapisan 1), dan lapisan lanau (lapisan 2). Berikut merupakan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang pada masing-masing lapisan tanah.

### a) Lapisan 1 (0,00 s/d -3,00)

Sebelum melakukan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ), terlebih dahulu dilakukan perhitungan sudut geser dalam ( $\phi$ ) di sepanjang selimut tiang, menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$\phi = \frac{3}{4} \cdot \phi' + 10^\circ$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{3}{4} \cdot 31,68 + 10^{\circ} \\
 &= 33,76^{\circ}
 \end{aligned}$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dengan parameter yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 K &= 2 \text{ (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi} \\
 &\quad \text{kepadatan relatif tinggi)} \\
 \sigma'_v &= \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2} \\
 &= \frac{(3 \cdot 11,709)}{2} \\
 &= 17,563 \text{ kN/m}^2 \\
 \delta &= \frac{3}{4} \phi \\
 &= \frac{3}{4} \cdot 33,76 \\
 &= 25,32^{\circ}
 \end{aligned}$$

Setelah diketahui parameter yang diperlukan untuk perhitungan nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$\begin{aligned}
 f_s &= K \times \sigma'_v \times \tan \delta \\
 &= 2 \times 17,563 \times \tan 25,32^{\circ} \\
 &= 16,618 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian dilakukan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 1, menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\
 &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,25) \times 3 \times 16,618 \\
 &= 78,315 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Lapisan 2 (-3,00 s/d -6,00)

Parameter nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$K = 2 \text{ (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi)}$$

kepadatan relatif tinggi)

$$\begin{aligned}\sigma'_v &= \frac{\Sigma(h \cdot \gamma)}{2} - \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2} \\ &= 34,671 - 17,563 \\ &= 17,108 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\delta = 25,32^\circ$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$\begin{aligned}f_s &= K \times \sigma'_v \times \tan \delta \\ &= 2 \times 17,108 \times \tan 25,32^\circ \\ &= 16,188 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 2, dihitung menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}Q_{s2} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\ &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,25) \times 3 \times 16,188 \\ &= 76,286 \text{ kN}\end{aligned}$$

c) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) total yaitu sebagai berikut.

$$\begin{aligned}Q_{s \text{ Total}} &= Q_{s1} + Q_{s2} \\ &= 78,315 + 76,286 \\ &= 154,601 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.17 berikut.

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 1406,314 + 154,601 - ((3,14 \cdot 0,25^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\ &= 1533,187 \text{ kN}\end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.18 berikut.



$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\
 &= \frac{1533,187}{3} \\
 &= 511,062 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

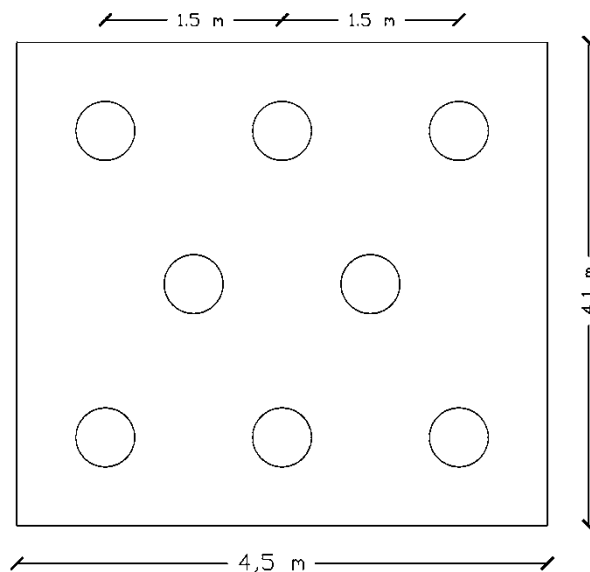
$$\begin{aligned}
 n &= \frac{p}{q_{all}} \\
 &= \frac{3702,743}{511,062} \\
 &= 7,245 \text{ tiang} \approx 8 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

5) Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \cdot D \\
 &= 3 \cdot 0,5 \\
 &= 1,5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,5 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data laboratorium dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



**Gambar 5. 15 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,5 m menggunakan Data Laboratorium**

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 8 \times 511,062 \times 1 \\ &= 4088,496 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan diameter 0,5 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

d. Tiang Pancang Diameter 0,6 m

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Sudut geser dalam ( $\phi$ ) pada bagian ujung tiang pancang ditentukan berdasarkan Tabel 3.2 dan Persamaan 3.13 berikut

$$q_c = 64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nilai tahanan ujung konus pada kedalaman 6 m)}$$

$$\phi' = 31,68^\circ \text{ (diperoleh dari interpolasi berdasarkan Tabel 3.2)}$$

$$\phi = 35,84^\circ$$

Nilai faktor daya dukung *Meyerhoff*,  $N_c^*$ ,  $N_q^*$ , dan  $q$  adalah sebagai berikut.

$$N_q^* = 164 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)}$$

$$N_c^* = 193 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)}$$

$$q = 34,671 \text{ kN/m}^2$$

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) tunggal dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut.

$$\begin{aligned} Q_p &= A_p \times (c \times N_c^* + q \times N_q^*) \\ &= (3,14 \times 0,3 \times 0,3) \times (7,649 \times 193 + 34,671 \times 164) \\ &= 2025,092 \text{ kN} \end{aligned}$$

## 2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Berikut merupakan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang pada masing-masing lapisan tanah.

### a) Lapisan 1 (0,00 s/d -3,00)

Sudut geser dalam ( $\phi$ ) di sepanjang selimut tiang ditentukan , menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$\begin{aligned} \phi &= \frac{3}{4} \cdot \phi' + 10^\circ \\ &= \frac{3}{4} \cdot 31,68 + 10^\circ \\ &= 33,76^\circ \end{aligned}$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dengan parameter yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$K = 2 \text{ (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi kepadatan relatif tinggi)}$$

$$\sigma'_v = \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{(3.11,709)}{2} \\
 &= 17,563 \text{ kN/m}^2 \\
 \delta &= \frac{3}{4} \phi \\
 &= \frac{3}{4} \cdot 33,76 \\
 &= 25,32^\circ
 \end{aligned}$$

Tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$\begin{aligned}
 f_s &= K \times \sigma'_v \times \tan \delta \\
 &= 2 \times 17,563 \times \tan 25,32^\circ \\
 &= 16,618 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kemudian dilakukan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 1, menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{s1} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\
 &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,3) \times 3 \times 16,618 \\
 &= 93,972 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b) Lapisan 2 (-3,00 s/d -6,00)

Parameter nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 K &= 2 \text{ (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi} \\
 &\text{kepadatan relatif tinggi)} \\
 \sigma'_v &= \frac{\Sigma(h \cdot \gamma)}{2} - \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2} \\
 &= 34,671 - 17,563 \\
 &= 17,108 \text{ kN/m}^2 \\
 \delta &= 25,32^\circ
 \end{aligned}$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$f_s = K \times \sigma'_v \times \tan \delta$$

$$\begin{aligned}
 &= 2 \times 17,108 \times \tan 25,32^\circ \\
 &= 16,188 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 2, dihitung menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{s2} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\
 &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,3) \times 3 \times 16,188 \\
 &= 91,541 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) total yaitu sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{s \text{ Total}} &= Q_{s1} + Q_{s2} \\
 &= 93,972 + 91,541 \\
 &= 185,512 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )  
 Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.17 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 2025,092 + 185,512 - ((3,14 \cdot 0,3^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\
 &= 2210,605 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.18 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\
 &= \frac{2210,605}{3} \\
 &= 736,868 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- 4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{p}{q_{all}} \\
 &= \frac{3702,743}{736,868}
 \end{aligned}$$

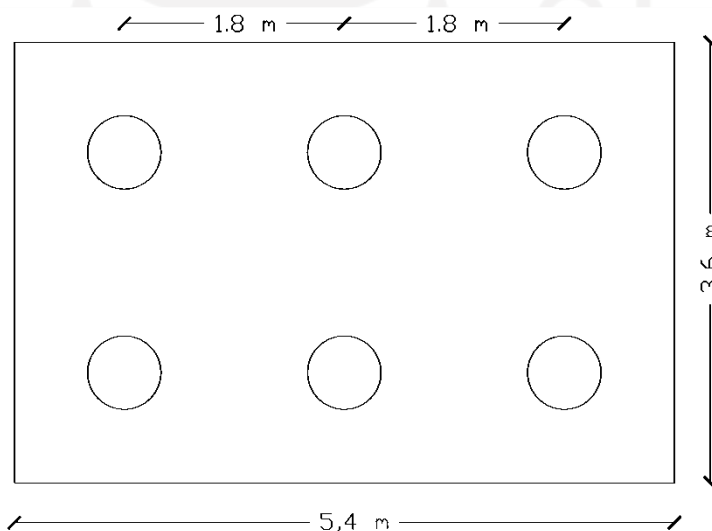
$$= 5,025 \text{ tiang} \approx 6 \text{ tiang}$$

5) Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned} S &= 3 \cdot D \\ &= 3 \cdot 0,6 \\ &= 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,6 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data laboratorium dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



**Gambar 5. 16 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,6 m menggunakan Data Laboratorium**

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\
 &= 6 \times 736.868 \times 1 \\
 &= 4421,208 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan diameter 0,6 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

e. Tiang Pancang Diameter 0,7 m

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Sudut geser dalam ( $\phi$ ) pada bagian ujung tiang pancang ditentukan berdasarkan Tabel 3.2 dan Persamaan 3.13 berikut

$$\begin{aligned}
 q_c &= 64 \text{ kg/cm}^2 \text{ (nilai tahanan ujung konus pada kedalaman 6 m)} \\
 \phi' &= 31,68^\circ \text{ (diperoleh dari interpolasi berdasarkan Tabel 3.2)} \\
 \phi &= 35,84^\circ
 \end{aligned}$$

Nilai faktor daya dukung *Meyerhoff*,  $N_c^*$ ,  $N_q^*$ , dan  $q$  adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 N_q^* &= 164 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)} \\
 N_c^* &= 193 \text{ (diperoleh dari Gambar 3.2)} \\
 q &= 34,671 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ ) tunggal dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A_p \times (c \times N_c + q \times N_q) \\
 &= (3,14 \times 0,35 \times 0,35) \times (7,649 \times 193 + 34,671 \times 164) \\
 &= 2756,376 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Berikut merupakan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang pada masing-masing lapisan tanah.

a) Lapisan 1 (0,00 s/d -3,00)

Sudut geser dalam ( $\phi$ ) di sepanjang selimut tiang ditentukan ,

menggunakan Persamaan 3.15 berikut.

$$\begin{aligned}\phi &= \frac{3}{4} \cdot \phi' + 10^\circ \\ &= \frac{3}{4} \cdot 31,68 + 10^\circ \\ &= 33,76^\circ\end{aligned}$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dengan parameter yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}K &= 2 \text{ (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi} \\ &\text{kepadatan relatif tinggi)} \\ \sigma'_v &= \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2} \\ &= \frac{(3 \cdot 11,709)}{2} \\ &= 17,563 \text{ kN/m}^2 \\ \delta &= \frac{3}{4} \phi \\ &= \frac{3}{4} \cdot 33,76 \\ &= 25,32^\circ\end{aligned}$$

Tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$\begin{aligned}f_s &= K \times \sigma'_v \times \tan \delta \\ &= 2 \times 17,563 \times \tan 25,32^\circ \\ &= 16,618 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Kemudian dilakukan perhitungan kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 1, menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}Q_{s1} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\ &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,35) \times 3 \times 16,618 \\ &= 109,634 \text{ kN}\end{aligned}$$

b) Lapisan 2 (-3,00 s/d -6,00)

Parameter nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) yang digunakan adalah



sebagai berikut.

$K = 2$  (berdasarkan Tabel 3.3, diasumsikan pada kondisi kepadatan relatif tinggi)

$$\begin{aligned}\sigma'_v &= \frac{\Sigma(h \cdot \gamma)}{2} - \frac{(h_1 \cdot \gamma_1)}{2} \\ &= 34,671 - 17,563 \\ &= 17,108 \text{ kN/m}^2 \\ \delta &= 25,32^\circ\end{aligned}$$

Nilai tahanan selimut tiang ( $f_s$ ) dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.16 berikut.

$$\begin{aligned}f_s &= K \times \sigma'_v \times \tan \delta \\ &= 2 \times 17,108 \times \tan 25,32^\circ \\ &= 16,188 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) pada lapisan 2, dihitung menggunakan Persamaan 3.14 berikut.

$$\begin{aligned}Q_{s2} &= \Sigma p \times \Delta L \times f_s \\ &= (2 \cdot 3,14 \cdot 0,35) \times 3 \times 16,188 \\ &= 106,335 \text{ kN}\end{aligned}$$

c) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ ) total yaitu sebagai berikut.

$$\begin{aligned}Q_{s \text{ Total}} &= Q_{s1} + Q_{s2} \\ &= 109,634 + 106,335 \\ &= 215,969 \text{ kN}\end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persaman 3.17 berikut.

$$\begin{aligned}Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 2756,376 + 215,969 - ((3,14 \cdot 0,35^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\ &= 2917,998 \text{ kN}\end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.18 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{2917,998}{3} \\ &= 972,666 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

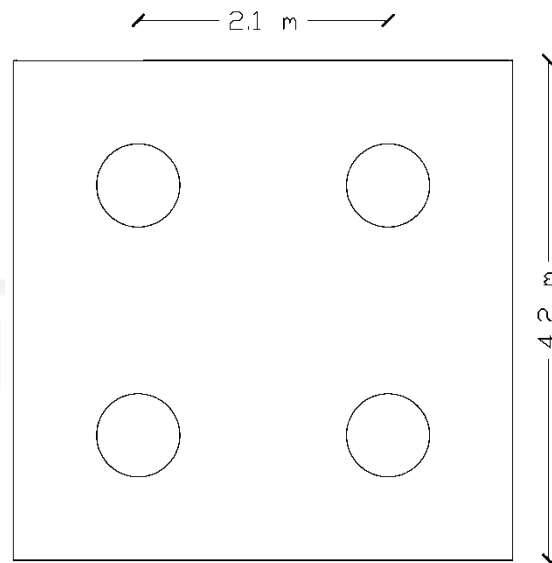
$$\begin{aligned} n &= \frac{p}{q_{all}} \\ &= \frac{3702,743}{972,666} \\ &= 3,806 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5) Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned} S &= 3 \cdot D \\ &= 3 \cdot 0,7 \\ &= 2,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,7 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data laboratorium dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



**Gambar 5. 17 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,7 m menggunakan Data Laboratorium**

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 4 \times 972,666 \times 1 \\ &= 3890,664 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan diameter 0,7 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

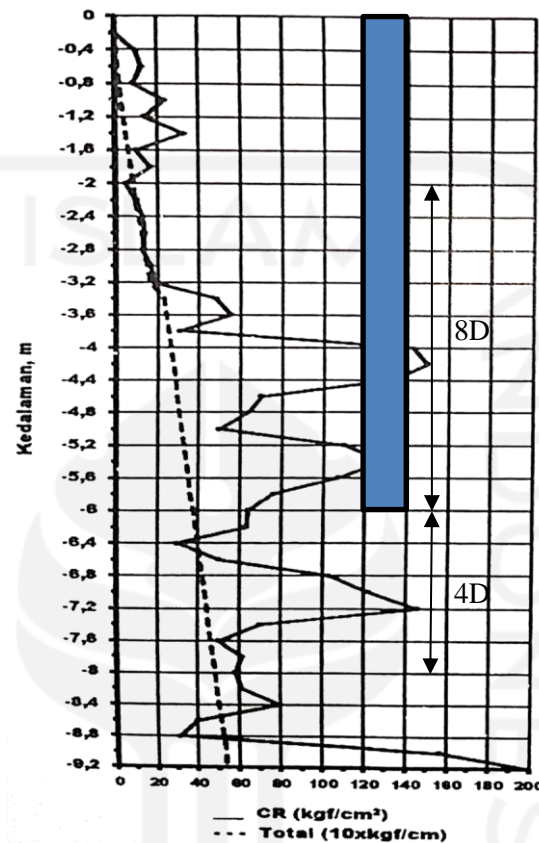
2. Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Meyerhoff

berdasarkan Data Uji Sondir (CPT)

a. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

Posisi tiang pancang dengan diameter 0,5 m pada perhitungan menggunakan metode Meyerhoff terhadap grafik data uji sondir (CPT)

pada titik 4 dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



**Gambar 5. 18 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang**

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Sebelum melakukan perhitungan kapasitas dukung ujung tiang, terlebih dahulu ditentukan nilai tahanan ujung sondir ( $q_c$ ), yang mana merupakan rata-rata konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang ( $q_{c1}$ ) dan 4D kebawah dari ujung tiang ( $q_{c2}$ ).

$$\begin{aligned}
 q_{c1} &= \frac{(5 \cdot 0,2) + (10 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (14 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (17 \cdot 0,2) + (18 \cdot 0,2)}{4} \\
 &\quad + \frac{(48 \cdot 0,2) + (55 \cdot 0,2) + (31 \cdot 0,2) + (143 \cdot 0,2) + (150 \cdot 0,2) + (133 \cdot 0,2) + (70 \cdot 0,2)}{4} \\
 &\quad + \frac{(64 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (110 \cdot 0,2) + (130 \cdot 0,2) + (107 \cdot 0,2) + (76 \cdot 0,2) + (64 \cdot 0,2)}{4} \\
 &= 66,05 \text{ kg/cm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 q_{c2} &= \frac{(64 \cdot 0,2) + (63 \cdot 0,2) + (30 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (103 \cdot 0,2) + (122 \cdot 0,2)}{2} \\
 &\quad \frac{(146 \cdot 0,2) + (70 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (61 \cdot 0,2) + (58 \cdot 0,2)}{2} \\
 &= 81,7 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_c &= \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (66,05 + 81,7) \\
 &= 73,875 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 7244,662 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \times A_p \\
 &= 7244,662 \times (3,14 \cdot 0,25 \cdot 0,25) \\
 &= 1422,486 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.21 berikut

$$\begin{aligned}
 JHL &= 372 \text{ kg/cm} \\
 &= 364,81 \text{ kN/m} \\
 Q_s &= JHL \times p \\
 &= 364,81 \times (2 \cdot 3,14 \cdot 0,25) \\
 &= 573,042 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.22 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 1422,486 + 573,042 - ((3,14 \cdot 0,25^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\
 &= 1967,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan

3.23 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{1967,8}{3} \\ &= 655,933 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

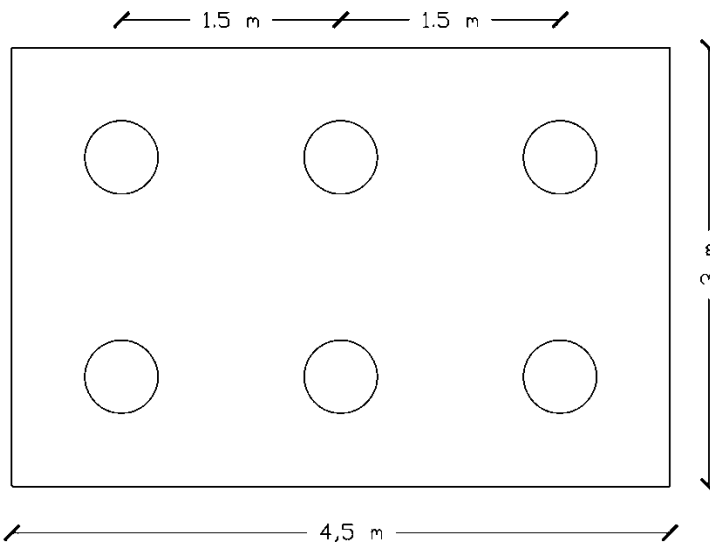
$$\begin{aligned} n &= \frac{p}{q_{all}} \\ &= \frac{3702,743}{655,933} \\ &= 5,645 \text{ tiang} \approx 6 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5) Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned} S &= 3 \cdot D \\ &= 3 \cdot 0,5 \\ &= 1,5 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,5 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir dapat dilihat pada Gambar 5.19 berikut.



**Gambar 5. 19 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,5 m menggunakan Data Sondir**

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

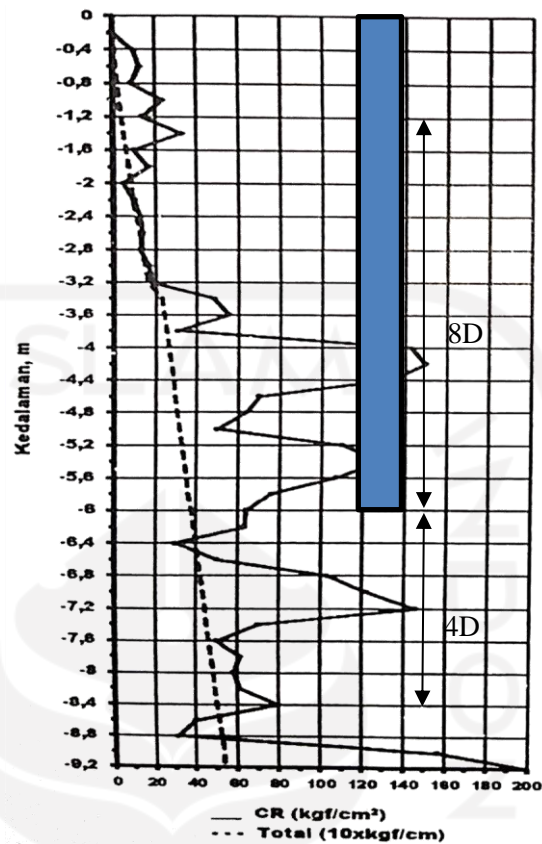
Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 6 \times 655,933 \times 1 \\ &= 3935,598 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan tiang kelompok menggunakan diameter 0,5 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

b. Tiang Pancang Diameter 0,6 m

Posisi tiang pancang dengan diameter 0,6 m pada perhitungan menggunakan metode Meyerhoff terhadap grafik data uji sondir (CPT) pada titik 4 dapat dilihat pada Gambar 5.20 berikut.



**Gambar 5. 20 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang**

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Terlebih dahulu dihitung rata-rata konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang ( $q_{c1}$ ) dan 4D kebawah dari ujung tiang ( $q_{c2}$ ).

$$\begin{aligned}
 q_{c1} &= \frac{(14 \cdot 0,2) + (33 \cdot 0,2) + (10 \cdot 0,2) + (17 \cdot 0,2) + (5 \cdot 0,2) + (10 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2)}{4,8} \\
 &= \frac{(14 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (17 \cdot 0,2) + (18 \cdot 0,2) + (48 \cdot 0,2) + (55 \cdot 0,2) + (31 \cdot 0,2)}{4,8} \\
 &= \frac{(143 \cdot 0,2) + (150 \cdot 0,2) + (133 \cdot 0,2) + (70 \cdot 0,2) + (64 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (110 \cdot 0,2)}{4,8} \\
 &= \frac{(130 \cdot 0,2) + (107 \cdot 0,2) + (76 \cdot 0,2) + (64 \cdot 0,2)}{4,8} \\
 &= 58,125 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_{c2} &= \frac{(64 \cdot 0,2) + (63 \cdot 0,2) + (30 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (103 \cdot 0,2) + (122 \cdot 0,2)}{2,4} \\
 &= \frac{(146 \cdot 0,2) + (70 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (61 \cdot 0,2) + (58 \cdot 0,2) + (61 \cdot 0,2) + (80 \cdot 0,2)}{2,4}
 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned}
 &= 79,833 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_c &= \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2}) \\
 &= \frac{1}{2} \times (58,125 + 79,833) \\
 &= 68,979 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 6764,529 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Selanjutnya, kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \times A_p \\
 &= 6764,529 \times (3,14 \cdot 0,3 \cdot 0,3) \\
 &= 1912,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.21 berikut

$$\begin{aligned}
 JHL &= 372 \text{ kg/cm} \\
 &= 364,81 \text{ kN/m} \\
 Q_s &= JHL \times p \\
 &= 364,81 \times (2 \cdot 3,14 \cdot 0,3) \\
 &= 687,65 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persaman 3.22 berikut.

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\
 &= 1912,625 + 687,65 - ((3,14 \cdot 0,3^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\
 &= 2560,347 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.23 berikut.

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

$$= \frac{2560,347}{3}$$

$$= 853,449 \text{ kN}$$

4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

$$n = \frac{p}{q_{all}}$$

$$= \frac{3702,743}{853,449}$$

$$= 4,338 \text{ tiang} \approx 5 \text{ tiang}$$

5) Jarak antara tiang

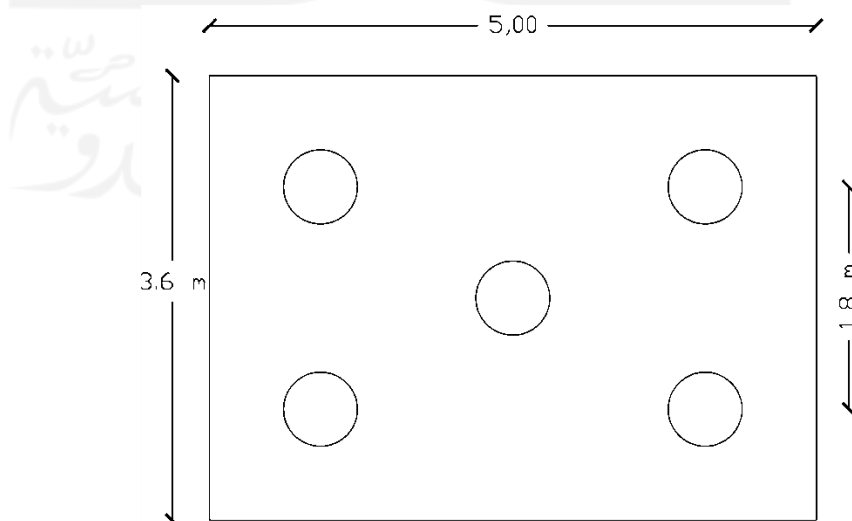
Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$S = 3 \cdot D$$

$$= 3 \cdot 0,6$$

$$= 1,8 \text{ m}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,6 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir dapat dilihat pada Gambar 5.21 berikut.



**Gambar 5. 21 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,6 m**

### menggunakan Data Sondir

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

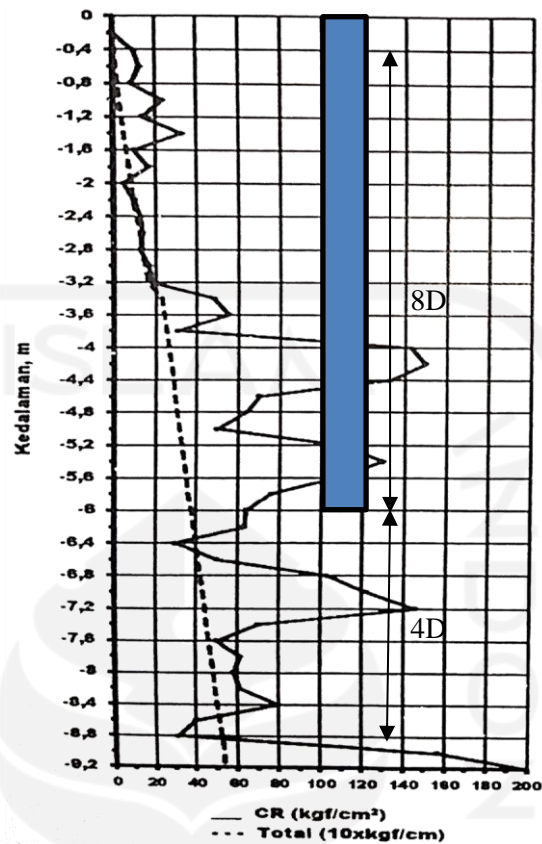
Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 5 \times 853,449 \times 1 \\ &= 4267,245 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan diameter 0,6 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

c. Tiang Pancang Diameter 0,7 m

Posisi tiang pancang dengan diameter 0,7 m pada perhitungan menggunakan metode Meyerhoff terhadap grafik data uji sondir (CPT) pada titik 4 dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



**Gambar 5. 22 Permodelan beban struktur pada Pondasi Tiang Pancang**

1) Kapasitas dukung ujung tiang ( $Q_p$ )

Terlebih dahulu dihitung rata-rata konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang ( $q_{c1}$ ) dan 4D kebawah dari ujung tiang ( $q_{c2}$ ).

$$\begin{aligned}
 q_{c1} &= \frac{(10 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (9 \cdot 0,2) + (24 \cdot 0,2) + (14 \cdot 0,2) + (33 \cdot 0,2) + (10 \cdot 0,2)}{5,6} \\
 &= \frac{(17 \cdot 0,2) + (5 \cdot 0,2) + (10 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (14 \cdot 0,2) + (13 \cdot 0,2) + (17 \cdot 0,2)}{5,6} \\
 &= \frac{(18 \cdot 0,2) + (48 \cdot 0,2) + (55 \cdot 0,2) + (31 \cdot 0,2) + (143 \cdot 0,2) + (150 \cdot 0,2) + (133 \cdot 0,2)}{5,6} \\
 &= \frac{(70 \cdot 0,2) + (64 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (110 \cdot 0,2) + (130 \cdot 0,2) + (107 \cdot 0,2) + (76 \cdot 0,2)}{5,6} \\
 &= \frac{(64 \cdot 0,2)}{5,6} \\
 &= 51,821 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_{c2} &= \frac{(64 \cdot 0,2) + (63 \cdot 0,2) + (30 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (103 \cdot 0,2) + (122 \cdot 0,2)}{2,8}
 \end{aligned}$$

$$\frac{(146 \cdot 0,2) + (70 \cdot 0,2) + (50 \cdot 0,2) + (61 \cdot 0,2) + (58 \cdot 0,2) + (61 \cdot 0,2) + (80 \cdot 0,2)}{2,8}$$

$$\frac{(40 \cdot 0,2) + (31 \cdot 0,2)}{2,8}$$

$$= 73,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_c = \frac{1}{2} \times (q_{c1} + q_{c2})$$

$$= \frac{1}{2} \times (51,821 + 73,5)$$

$$= 62,66 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 6144,846 \text{ kN/m}^2$$

Selanjutnya, kapasitas dukung ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.19 berikut.

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \times A_p \\ &= 6144,846 \times (3,14 \cdot 0,35 \cdot 0,35) \\ &= 2364,813 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Kapasitas dukung selimut tiang ( $Q_s$ )

Kapasitas dukung selimut tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.21 berikut

$$\begin{aligned} JHL &= 372 \text{ kg/cm} \\ &= 364,81 \text{ kN/m} \\ Q_s &= JHL \times p \\ &= 364,81 \times (2 \cdot 3,14 \cdot 0,35) \\ &= 802,259 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Kapasitas dukung ultimit ( $Q_{ult}$ ) dan kapasitas dukung ijin tiang ( $Q_{all}$ )

Daya dukung ultimit pondasi tiang pancang dapat dihitung menggunakan Persaman 3.22 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{ult} &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 2364,813 + 802,259 - ((3,14 \cdot 0,35^2) \cdot 6 \cdot 23,536) \\ &= 3112,725 \text{ kN} \end{aligned}$$

Adapun daya dukung ijinnya dapat dihitung menggunakan Persamaan

3.23 berikut.

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_{ult}}{SF} \\ &= \frac{3112,725}{3} \\ &= 1037,575 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Jumlah tiang ( $n$ )

Jumlah tiang dalam kelompok dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.24 berikut.

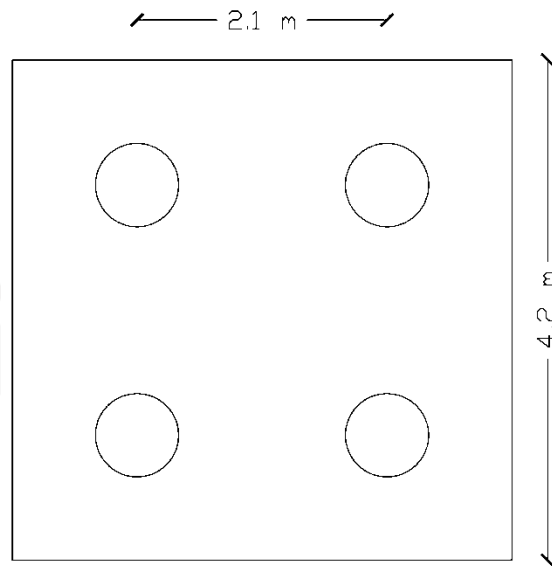
$$\begin{aligned} n &= \frac{p}{q_{all}} \\ &= \frac{3702,743}{1037,575} \\ &= 3,568 \text{ tiang} \approx 4 \text{ tiang} \end{aligned}$$

5) Jarak antara tiang

Jarak antara tiang dapat ditentukan menggunakan Persamaan 3.25 berikut.

$$\begin{aligned} S &= 3 \cdot D \\ &= 3 \cdot 0,7 \\ &= 2,1 \text{ m} \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang kelompok dengan diameter 0,7 m pada perhitungan kapasitas dukung menggunakan data sondir dapat dilihat pada Gambar 5.23 berikut.



**Gambar 5. 23 Susunan Tiang Pancang Diameter 0,7 m menggunakan Data Sondir**

6) Efisiensi kelompok tiang ( $E_g$ )

Dikarenakan nilai  $S \geq 3D$  maka sebagaimana yang dinyatakan oleh Rahardjo (2000), dapat digunakan nilai  $E_g = 1$ ,

7) Kapasitas dukung tiang kelompok

Kapasitas dukung tiang kelompok pada tanah pasir dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.28 berikut.

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 4 \times 1037,575 \times 1 \\ &= 4150,3 \text{ kN} > 3702,743 \text{ kN} \end{aligned}$$

Dari perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok menggunakan diameter 0,7 m tersebut diketahui bahwa desain pondasi sudah aman, karena sudah lebih besar dibandingkan beban aksial yang terjadi.

### 5.6.2 Penurunan Tiang Pancang

Beban struktur yang terjadi diatas tiang, akan mengakibatkan terjadinya penurunan pada tiang tersebut. Penurunan pada tiang terbagi menjadi dua, yaitu penurunan tiang tunggal dan kelompok. Berikut merupakan perhitungan penurunan tiang tunggal dan kelompok yang terjadi pada kondisi tanah pasir.

1. Penurunan tiang tunggal dan kelompok pada tiang pancang yang dihitung menggunakan data laboratorium

- a. Penurunan tiang diameter 0,5 m

Paramater yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$P = 3702,743 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi \cdot r^2 \\ &= \pi \cdot 0,25^2 \\ &= 0,196 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \cdot L \cdot \gamma_{\text{beton bertulang}} \\ &= 0,196 \cdot 6 \cdot 23,536 \\ &= 27,727 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + W_p \\ &= 3702,743 + 27,727 \\ &= 3730,4706 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500 \text{ Mpa} \\ &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{0,5}{100} + \frac{3730,4706 \cdot 6}{0,196 \cdot 23500000} \\ &= 0,00985 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D$$



$$= 10\% \cdot 0,5$$

$$= 0,05 \text{ m}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Selanjutnya dilakukan perhitungan penurunan pondasi kelompok, parameter yang digunakan pada perhitungan tersebut adalah sebagai berikut.

$$\text{Jarak tiang } (S) = 1,5$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar kelompok tiang } (B_g) &= D + 2 \cdot 0,87 \cdot S \\ &= 0,5 + 2 \cdot 0,87 \cdot 1,5 \\ &= 3,11 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned} S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 0,00985 \cdot \sqrt{\frac{3,11}{0,5}} \\ &= 0,0245 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= \frac{L}{250} \\ &= \frac{6}{250} \\ &= 0,024 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,  $S_g > S_{izin}$  (BELUM AMAN)

b. Penurunan tiang diameter 0,6 m

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$P = 3702,743 \text{ kN}$$

$$A_p = \pi \cdot r^2$$

$$= \pi \cdot 0,3^2$$

$$= 0,282 \text{ m}^2$$

$$W_p = A_p \cdot L \cdot \gamma_{\text{beton bertulang}}$$

$$= 0,282 \cdot 6 \cdot 23,536$$

$$= 39,927 \text{ kN}$$

$$Q = P + W_p$$

$$= 3702,743 + 39,927$$

$$= 3742,6708 \text{ kN}$$

$$E_p = 23500000 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$= \frac{0,6}{100} + \frac{3742,6708 \cdot 6}{0,282 \cdot 23500000}$$

$$= 0,00938 \text{ m}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$S_{izin} = 10\% \cdot D$$

$$= 10\% \cdot 0,6$$

$$= 0,06 \text{ m}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan pondasi kelompok adalah sebagai berikut.

$$\text{Jarak tiang } (S) = 1,8$$

$$\text{Lebar kelompok tiang } (B_g) = D + S$$

$$= 0,6 + 1,8$$

$$= 2,4 \text{ m}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan

3.31 berikut.

$$\begin{aligned} S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\ &= 0,00938 \cdot \sqrt{\frac{2,166}{0,6}} \\ &= 0,01876 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= \frac{L}{250} \\ &= \frac{6}{250} \\ &= 0,024 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

c. Penurunan tiang diameter 0,7 m

Paramater yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$P = 3702,743 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \pi \cdot r^2 \\ &= \pi \cdot 0,35^2 \\ &= 0,384 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \cdot L \cdot \gamma_{beton \text{ bertulang}} \\ &= 0,384 \cdot 6 \cdot 23,536 \\ &= 54,346 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + W_p \\ &= 3702,743 + 54,346 \\ &= 3757,089 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$E_p = 23500000 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,7}{100} + \frac{3757,089 \cdot 6}{0,384 \cdot 23500000} \\
 &= 0,00949 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= 10\% \cdot D \\
 &= 10\% \cdot 0,7 \\
 &= 0,07 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan pondasi kelompok adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tiang } (S) &= 2,1 \\
 \text{Lebar kelompok tiang } (B_g) &= D + S \\
 &= 0,7 + 2,1 \\
 &= 2,8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,00949 \cdot \sqrt{\frac{2,8}{0,7}} \\
 &= 0,01898 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= \frac{L}{250} \\
 &= \frac{6}{250}
 \end{aligned}$$

$$= 0,024 \text{ m}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

2. Penurunan tiang tunggal dan kelompok pada tiang pancang yang dihitung menggunakan data sondir

- a. Penurunan tiang diameter 0,5 m

Paramater yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$P = 3702,743 \text{ kN}$$

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

$$W_p = 27,727 \text{ kN}$$

$$Q = 3730,4706 \text{ kN}$$

$$E_p = 23500000 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{0,5}{100} + \frac{3730,4706 \cdot 6}{0,196 \cdot 23500000} \\ &= 0,00985 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \cdot D \\ &= 10\% \cdot 0,5 \\ &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Selanjutnya dilakukan perhitungan penurunan pondasi kelompok, parameter yang digunakan pada perhitungan tersebut adalah sebagai berikut.

$$\text{Jarak tiang (S)} = 1,5$$

$$\begin{aligned}
 \text{Lebar kelompok tiang } (B_g) &= D + S \\
 &= 0,5 + 1,5 \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,00985 \cdot \sqrt{\frac{2}{0,5}} \\
 &= 0,0197 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= \frac{L}{250} \\
 &= \frac{6}{250} \\
 &= 0,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

b. Penurunan tiang diameter 0,6 m

Paramater yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 P &= 3702,743 \text{ kN} \\
 A_p &= 0,282 \text{ m}^2 \\
 W_p &= 39,927 \text{ kN} \\
 Q &= 3742,6708 \text{ kN} \\
 E_p &= 23500000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{0,6}{100} + \frac{3742,6708 \cdot 6}{0,282 \cdot 23500000} \\
 &= 0,00938 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= 10\% \cdot D \\
 &= 10\% \cdot 0,6 \\
 &= 0,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan pondasi kelompok adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Jarak tiang } (S) &= 1,8 \\
 \text{Lebar kelompok tiang } (B_g) &= D + 1,41 \cdot S \\
 &= 0,6 + 1,41 \cdot 1,8 \\
 &= 3,138 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,00938 \cdot \sqrt{\frac{3,138}{0,6}} \\
 &= 0,0214 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= \frac{L}{250} \\
 &= \frac{6}{250} \\
 &= 0,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

c. Penurunan tiang diameter 0,7 m

Paramater yang digunakan pada perhitungan penurunan tiang tunggal adalah sebagai berikut.

$$P = 3702,743 \text{ kN}$$

$$A_p = 0,384 \text{ m}^2$$

$$W_p = 54,346 \text{ kN}$$

$$Q = 3757,089 \text{ kN}$$

$$E_p = 23500000 \text{ kN/m}^2$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.30 berikut.

$$\begin{aligned} S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{0,7}{100} + \frac{3757,089 \cdot 6}{0,384 \cdot 23500000} \\ &= 0,00949 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang tunggal yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.32 berikut.

$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \cdot D \\ &= 10\% \cdot 0,7 \\ &= 0,07 \text{ m} \end{aligned}$$

Sehingga,  $S < S_{izin}$  (AMAN)

Parameter yang digunakan pada perhitungan penurunan pondasi kelompok adalah sebagai berikut.

$$\text{Jarak tiang } (S) = 2,1$$

$$\begin{aligned} \text{Lebar kelompok tiang } (B_g) &= D + S \\ &= 0,7 + 2,1 \\ &= 2,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Penurunan pondasi kelompok dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.31 berikut.



$$\begin{aligned}
 S_g &= S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \\
 &= 0,00949 \cdot \sqrt{\frac{2,8}{0,7}} \\
 &= 0,01898 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Penurunan pondasi tiang pancang kelompok yang diizinkan dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.33 berikut.

$$\begin{aligned}
 S_{izin} &= \frac{L}{250} \\
 &= \frac{6}{250} \\
 &= 0,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga,  $S_g < S_{izin}$  (AMAN)

### 5.6.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang

Analisis distribusi beban dilakukan pada tiang pancang diameter 0,7 m dengan jumlah tiang 4 buah. Perhitungan beban yang diterima oleh masing-masing tiang ( $P_i$ ) dalam kelompok tiang pancang dapat dilakukan dengan persamaan berikut.

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2}$$

Beban – beban yang bekerja di atas kelompok tiang tersebut adalah sebagai berikut.

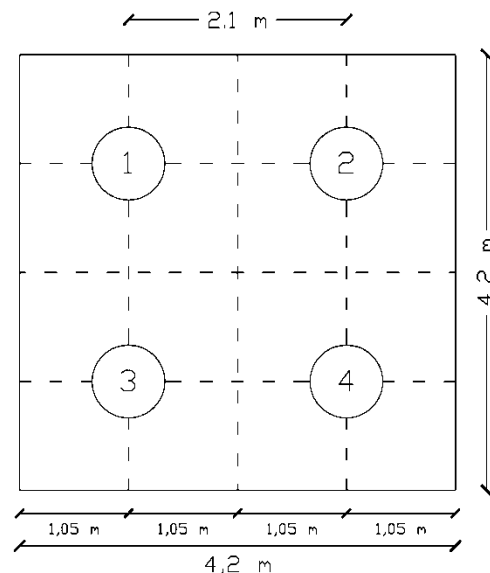
$$\text{Beban aksial (P)} = 3702,743 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } Pile \text{ cap} &= (B \times H \times t) \times \gamma \\
 &= (4,2 \times 4,2 \times 1,2) \times 24 \\
 &= 508,032 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \times L \times \gamma \times n \\
 &= 0,384 \times 6 \times 24 \times 4 \\
 &= 221,184 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total} &= P + \text{Berat } Pile \text{ cap} + \text{Berat Tiang} \\
 &= 3702,743 + 508,032 + 221,184 \\
 &= 4431,959 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi beban yang bekerja di atas kelompok tiang pancang pada variasi diameter dan metode perhitungan lain dapat dilihat pada Lampiran 5. Adapun absis tiang terhadap pusat *pile cap* untuk tiang pancang diameter 0,7 m dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut.



**Gambar 5. 24 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap D = 0,7 m**

$$\begin{aligned}\Sigma x^2 &= (-1,05^2) + (1,05^2) + (-1,05^2) + (1,05^2) \\ &= 4,41 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma y^2 &= (1,05^2) + (1,05^2) + (-1,05^2) + (-1,05^2) \\ &= 4,41 \text{ m}\end{aligned}$$

$$M_x = 466,922 \text{ kNm}$$

$$M_y = 203,234 \text{ kNm}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{3702,743}{4} + \frac{203,234 \times (-1,05)}{4,41} + \frac{466,922 \times (1,05)}{4,41} \\ &= 988,469 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{\Sigma P}{n} \pm \frac{M_y \times X_i}{\Sigma x^2} \pm \frac{M_x \times Y_i}{\Sigma y^2} \\ &= \frac{3702,743}{4} + \frac{203,234 \times (1,05)}{4,41} + \frac{466,922 \times (1,05)}{4,41} \\ &= 1085,247 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P3 &= \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum y^2} \\
 &= \frac{3702,743}{4} + \frac{203,234 \times (-1,05)}{4,41} + \frac{466,922 \times (-1,05)}{4,41} \\
 &= 766,125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P4 &= \frac{\sum P}{n} \pm \frac{My \times Xi}{\sum x^2} \pm \frac{Mx \times Yi}{\sum y^2} \\
 &= \frac{3702,743}{4} + \frac{203,234 \times (1,05)}{4,41} + \frac{466,922 \times (-1,05)}{4,41} \\
 &= 862,903 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_{total} &= P1 + P2 + P3 + P4 \\
 &= 988,469 + 1085,247 + 766,125 + 862,903 \\
 &= 3702,743 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi terkait analisis distribusi beban ke tiap tiang pancang pada variasi diameter dan metode perhitungan lain dapat dilihat pada Lampiran 5.

#### 5.6.4 Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Analisis kekuatan tiang pancang dengan mutu beton  $f'c = 30 \text{ MPa}$ , diameter 0,7 m dan panjang tiang 6 m dapat dihitung menggunakan persamaan berikut.

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

dengan :

$$P = 1005,466 \text{ kN (beban maksimum diterima 1 tiang)}$$

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

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,7^2$$

$$= 0,384 \text{ m}^2$$

$$\sigma_{izin} = f'c \times 0,83 = 30 \text{ Mpa} \times 0,83$$

$$= 361,45 \times 0,83$$

$$= 300,0035 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

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

$$= \frac{1005,466}{0,384} < 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

$$= 2612,651 \text{ kN/m}^2 < 29420,293 \text{ kN/m}^2$$

Berdasarkan perhitungan di atas diketahui bahwa nilai  $\sigma < \sigma_{izin}$ , sehingga tiang pancang tersebut aman digunakan.

## 5.7 Pembahasan

Pondasi merupakan struktur penting dalam suatu bangunan karena akan berfungsi sebagai bagian yang meneruskan beban dari struktur di atasnya, menuju lapisan tanah keras dibawahnya. Kegagalan pada pondasi akan berakibat fatal pada struktur bangunan di atasnya. Oleh karena itu, dalam perencanaan pondasi perlu mempertimbangkan berbagai hal, seperti beban struktur di atasnya, jenis tanah di lokasi, kedalaman tanah keras, dan sebagainya.

Pada Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga diketahui bahwa jenis tanah di lokasi proyek adalah jenis pasir kelanauan, jenis tanah tersebut diketahui berdasarkan hasil penyelidikan tanah yang dilakukan di lokasi proyek. Adapun penyelidikan tanah yang dilakukan meliputi uji sondir di lapangan dan pengujian di laboratorium. Berdasarkan hasil penyelidikan tanah tersebut dilakukan analisis dan perencanaan pondasi yang akan digunakan di lapangan.

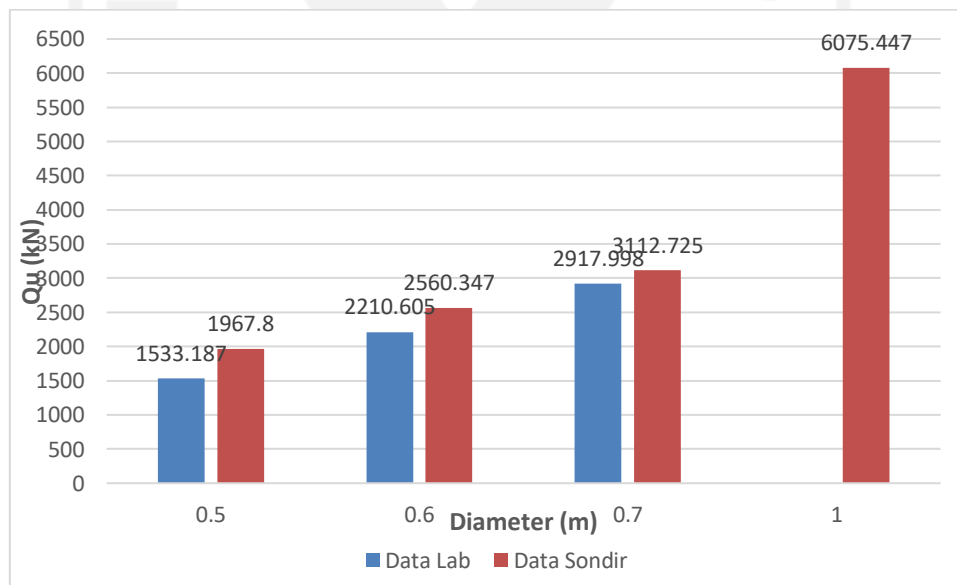
Secara umum, suatu pondasi dikatakan aman apabila telah memiliki kapasitas dukung yang lebih besar dibandingkan dengan beban struktur di atasnya. Selain itu, juga perlu diperhatikan agar besarnya penurunan yang terjadi pada pondasi lebih kecil dibandingkan besarnya penurunan yang diizinkan.

### 5.7.1 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal

Analisis kapasitas dukung pada pondasi eksisting (sumuran) dilakukan berdasarkan data hasil uji sondir (CPT) pada titik 4 dengan panjang tiang 6 m dan diameter yang 1 m. Adapun analisis kapasitas dukung tiang pancang tunggal dilakukan menggunakan metode *Meyerhoff* berdasarkan data hasil uji laboratorium dan uji sondir (CPT) pada titik 4 dengan panjang tiang 6 m dan diameter yang digunakan yaitu 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m. Hasil analisis kapasitas dukung pondasi tunggal tersebut dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan Gambar 5.25 berikut.

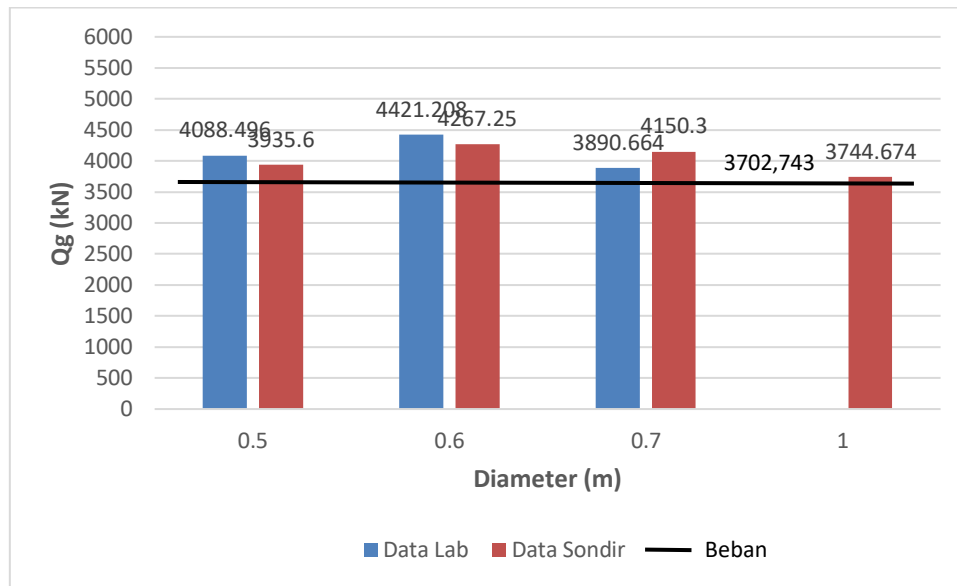
**Tabel 5. 12 Rekapitulasi Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal**

	Tiang Pancang						Sumuran
	Data Laboratorium			Data Sondir			Data Sondir
D (m)	0,5	0,6	0,7	0,5	0,6	0,7	1
$Q_p$ (kN)	1406,314	2025,092	2756,376	1422,486	1912,625	2364,813	4929,363
$Q_s$ (kN)	154,601	185,512	215,969	572,042	687,65	802,259	1146,084
$Q_u$ (kN)	1533,187	2210,605	2917,998	1967,8	2560,347	3112,725	6075,447
$Q_a$ (kN)	511,062	736,868	972,666	655,933	853,449	1037,575	1872,337

**Gambar 5. 25 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tunggal**

Berdasarkan Gambar 5.25 tersebut dapat diketahui hasil analisis kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) pondasi eksisting (sumuran) dan tiang pancang tunggal. Nilai kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) pada pondasi eksisting (sumuran) yang dihitung berdasarkan data sondir pada diameter 1 m yaitu sebesar 6075,447 kN. Sedangkan pada pondasi tiang pancang tunggal diperoleh kapasitas dukung ultimit ( $Q_u$ ) berdasarkan data laboratorium dengan variasi diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut yaitu 1533,187 kN, 2210,605 kN, dan 2917,998 kN. Adapun





**Gambar 5. 26 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Kelompok**

Berdasarkan Tabel 5.13 dan Gambar 5.26 tersebut, diketahui nilai kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) pada pondasi eksisting (sumuran) dengan diameter 1 m, serta pada tiang pancang dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m. Pada pondasi eksisting (sumuran) yang dihitung menggunakan data sondir, diperoleh nilai kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) pada diameter 1 m sebesar 3744,674 kN. Sedangkan pada tiang pancang yang dihitung menggunakan data laboratorium, dihasilkan kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut yaitu 4088,496 kN, 4421,208 kN, dan 3890,664 kN. Adapun pada tiang pancang yang dihitung menggunakan data sondir, dihasilkan kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut yaitu 3935,598 kN, 4267,245 kN, dan 4150,3 kN. Nilai kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) yang dihasilkan pada masing-masing jenis dan diameter pondasi tersebut sudah lebih besar dibandingkan beban aksial ( $P$ ) yang terjadi pada struktur bangunan sebesar 3702,743 kN, sehingga desain pondasi sudah aman.

### 5.7.3 Hasil Analisis Penurunan Pondasi

Penurunan dapat terjadi pada pondasi, dan dapat ditoleransi apabila besarnya

penurunan yang terjadi lebih kecil dibandingkan besarnya penurunan yang diizinkan. Beberapa penyebab terjadinya penurunan pada pondasi yaitu besarnya beban yang bekerja, dimensi pondasi yang digunakan, jumlah dan konfigurasi kelompok tiang, jenis material pondasi, dan sebagainya. Secara umum, semakin besar beban yang diterima pondasi dari struktur di atasnya, maka semakin besar pula penurunan yang terjadi. Pada penelitian ini, penurunan pondasi dihitung menggunakan metode empiris. Hasil analisis penurunan pada pondasi eksisting (sumuran) dan tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.14 berikut.

**Tabel 5. 14 Rekapitulasi Hasil Analisis Penurunan Pondasi**

	Tiang Pancang						Sumuran
	Data Laboratorium			Data Sondir			Data Sondir
D (m)	0,5	0,6	0,7	0,5	0,6	0,7	1
$S$ (m)	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,009	0,078
$S_{izin\ tunggal}$ (m)	0,050	0,060	0,070	0,050	0,060	0,070	0,100
$S_g$ (m)	0,024	0,018	0,018	0,019	0,021	0,018	0,078
$S_{izin\ kelompok}$ (m)	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,024	0,150
Cek	Belum Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman

Berdasarkan Tabel 5.14 diatas dapat diketahui besarnya penurunan yang terjadi pada pondasi eksisting (sumuran) dan tiang pancang, baik tunggal maupun kelompok. Pada pondasi sumuran yang dihitung menggunakan data sondir, diperoleh besarnya penurunan pada diameter 1 m sebesar 0,07849 m. Sedangkan pada pondasi tiang pancang yang dihitung menggunakan data laboratorium, besarnya penurunan tiang kelompok ( $S_g$ ) pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut yaitu 0,0245 m, 0,01876 m, dan 0,01898 m. Adapun Pada tiang pancang yang dihitung menggunakan data sondir, besarnya penurunan tiang kelompok ( $S_g$ ) pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut yaitu 0,0197 m, 0,0214 m, dan 0,01898 m.



## BAB VI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi pada Gedung Kuliah Terpadu (GKT) Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga dapat diambil kesimpulan sebagai berikut :

1. hasil analisis kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) pada GKT UIN Sunan Kalijaga, yang diredesain menggunakan jenis pondasi tiang pancang dengan diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m berturut-turut pada perhitungan menggunakan data laboratorium yaitu 4088,496 kN, 4421,208 kN, dan 3890,664 kN. Adapun pada perhitungan menggunakan data sondir (CPT) diperoleh kapasitas dukung pondasi kelompok ( $Q_g$ ) masing-masing sebesar 3935,6 kN, 4267,25 kN, dan 4150,3 kN. Baik pada perhitungan yang dilakukan menggunakan data laboratorium maupun data sondir (CPT) sudah aman karena telah melebihi beban yang bekerja pada gedung,
2. hasil analisis nilai penurunan pada pondasi kelompok ( $S_g$ ) pada GKT UIN Sunan Kalijaga, yang diredesain menggunakan jenis pondasi tiang pancang pada diameter 0,5 m, 0,6 m, dan 0,7 m pada perhitungan menggunakan data laboratorium berturut-turut yaitu 0,0245 m, 0,01876 m, dan 0,01898 m. Adapun analisis penurunan pada pondasi kelompok ( $S_g$ ) berdasarkan data sondir (CPT) diperoleh masing-masing sebesar 0,0197 m, 0,0214 m, dan 0,01898 m. Nilai penurunan yang dihasilkan tersebut sudah lebih kecil dibandingkan dengan besarnya penurunan yang diizinkan, sehingga redesain pondasi secara keseluruhan sudah aman, kecuali pada perhitungan yang dilakukan menggunakan data laboratorium pada diameter 0,5 m,
3. hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan pada pondasi eksisting yang menggunakan jenis sumuran pada GKT UIN Sunan Kalijaga, diketahui bahwa kapasitas dukung kelompok ( $Q_g$ ) sebesar 3744,674 kN dan untuk nilai

penurunan pondasi kelompok ( $S_g$ ) yaitu sebesar 0,07849 m. Apabila dibandingkan dengan pondasi jenis tiang pancang, dari segi kapasitas dukung kelompok ( $Q_g$ ) mengalami peningkatan antara 3,9% – 18,1% pada masing-masing diameter, sedangkan dari segi penurunan pondasi kelompok ( $S_g$ ) mengalami penurunan antara 68,7% – 76,1% pada masing-masing diameter.

## 6.2 Saran

Berdasarkan penelitian yang penulis lakukan, beberapa saran yang dapat penulis berikan agar penelitian dan analisis yang dilakukan memberikan hasil yang lebih optimal adalah sebagai berikut :

1. melakukan analisis dengan membandingkannya menggunakan program geoteknik seperti *PLAXIS* maupun *Allpile*, dan
2. menggunakan variabel bebas yang tidak hanya berupa diameter, bisa berupa dimensi tiang seperti panjang tiang yang digunakan, dan sebagainya.

## DAFTAR PUSTAKA

- Arifta, A. 2016. *Redesign Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Bowles, J. E. 1997. *Analysis and Design of Foundations*. New York. USA.
- David, R. E. 2016. *Tinjauan Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Dan Metode Pelaksanaan Pekerjaan Proyek Konstruksi Gedung Indogrosir Manado*. Tugas Akhir. Politeknik Negeri Manado. Manado.
- Das, B. M. 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip Rekayasa Geoteknis) Jilid 1*. Alih Bahasa Oleh Ir. Noor E. Mochtar. M. Sc. Erlangga. Jakarta.
- Das, B.M. and Sivakugan, N., 2018. *Principles of foundation engineering*. Cengage learning.
- Dirgananta, M. F. 2018. *Perencanaan Ulang Pondasi dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki & De Alencar, dan Luciano Decourt*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Dirjen Bina Marga, Kementerian PUPR. 2019. *Kumpulan Korelasi Parameter Geoteknik dan Fondasi*. Jakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 1996. *Teknik Pondasi I*. PT. Gramedia Pustaka Utama. Jakarta
- Hardiyatmo, H. C. 2002. *Mekanika Tanah I*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. 2003. *Mekanika Tanah II*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta
- Hardiyatmo, H. C. 2008. *Teknik Pondasi II*. Edisi Keempat. PT. Gramedia

Pustaka Utama. Jakarta.

Hardiyatmo, H. C. 2010. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.

Karisma, N. 2012. *Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha*. Tugas Akhir. Universitas Hasanuddin. Makassar.

Makaudis, F. N., 2015. *Tinjauan Perencanaan Pondasi Sumuran dan Metode Pelaksanaannya pada Proyek Gedung RSJ Prof. VL Ratumbusang*. PhD Thesis. Politeknik Negeri Manado. Manado.

Meyerhof, G. G., 1976. Bearing capacity and settlement of pile foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 102(3), pp.197-228.

Muthmainnah, M. 2020. *Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi*. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.

Rahardjo, P. P. 2000. *Manual Pondasi Tiang*. Universitas Katolik Parahyangan

Riadi, M. 2020. *Pondasi (Pengertian, Aspek, Jenis-jenis dan Pembebanan)*. KajianPustaka.com.

Sardjono, H. S. 1988. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Penerbit Sinar Jaya Wijaya. Surabaya.

SNI 2847. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta

SNI 1726. 2019. *Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan*. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta

Sosrodarsono, S. dan Nakazawa, K. 1981. *Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi*.  
PT. Pradnya Paramita. Jakarta.

Terzaghi. K. 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. New York. USA.

Vesic, A. S. 1977. *Design of Pile Foundations*. Synthesis of Highway Practice  
42. Transportation Research Board. Washington DC. USA



# LAMPIRAN



## Lampiran 1 Surat Permohonan Izin Penelitian



-FAKULTAS  
TEKNIK SIPIL  
& PERENCANAAN | PROGRAM STUDI  
TEKNIK SIPIL

Yogyakarta, 16 Agustus 2022

Nomor : 215/Ka. Prodi.TS/TA/20/VIII/20  
Hal : Permohonan Izin Penelitian TA & Pengambilan Data untuk TA.

Kepada Yth:

**Pimpinan Proyek GKT UIN Sunan Kalijaga**  
**Jl. Marsda Adisucipto, UIN Sunan Kalijaga**  
**Yogyakarta.**

di Tempat

**Assalamu'alaikum Wr.Wb.**

Dalam rangka mempersiapkan mahasiswa untuk menempuh ujian Tugas akhir/Skripsi maka setiap mahasiswa diwajibkan untuk menyusun Tugas Akhir/Skripsi. Sehubungan dengan hal tersebut diatas maka diperlukan data-data, baik dari instansi Pemerintah BUMN, ataupun dari perusahaan swasta/Proyek.

Berdasarkan alasan-alasan tersebut diatas, maka dengan ini kami mohon bantuannya untuk dapat memberikan izin Pengambilan Data untuk keperluan penyusunan Tugas Akhir bagi mahasiswa Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta. Adapun nama mahasiswa tersebut adalah :

Nama : **MUHAMMAD RIJALUDDIN HAFIZI**  
No. Mahasiswa : **18511157**  
Prodi : **Teknik Sipil**  
Judul Penelitian : **Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter (Studi Kasus Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga)**

Adapun rincian data yang dibutuhkan adalah sebagai berikut:

1. Gambar Kerja (DED) Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga
2. Data Penyelidikan Tanah pada lokasi Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Terpadu UIN Sunan Kalijaga

Demikian permohonan ini kami sampaikan, atas bantuannya dan kerjasamanya kami ucapkan banyak terima kasih.


**Wassalamu'alaikum wr. wb.**



Yogyakarta, 16 Agustus 2022  
Ketua Prodi Teknik Sipil

*[Signature]*  
Dr. Ir. Sri Amni Yuni Astuti, MT

## Lampiran 2 Balasan Surat Izin Penelitian



**KEMENTERIAN AGAMA REPUBLIK INDONESIA  
UNIVERSITAS ISLAM NEGERI  
SUNAN KALIJAGA**

Alamat : Jl. Marsda Adisucipto, Telp. (0274) 512474, 589621 Fax. (0274) 586117  
<http://www.uin-suka.ac.id> Yogyakarta 55281

---

**SURAT IJIN PENELITIAN**  
Nomor : B.3439 /Un.02/BA/TL.00/8/2022

Memperhatikan Surat ketua Prodi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil & Perencanaan Universitas Islam Indonesia nomor : 215/Ka. Prodi TS/TA/20/VIII/2022 tanggal 16 Agustus 2022 perihal Permohonan Izin Penelitian Tugas Akhir & Pengambilan Data untuk TA dengan ini Rektor UIN Sunan Kalijaga memberikan ijin Penelitian kepada :


Nama	: Muhammad Rijaluddin Hafizi
NIM	: 18511157
Program Studi	: Teknik Sipil

Untuk melaksanakan Penelitian Tugas Akhir dalam rangka Penyusunan Skripsi di Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga Yogyakarta bulan Agustus s.d. September 2022 dengan tema “ ANALISIS KAPASITAS DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER (STUDI KASUS PEMBANGUNAN GEDUNG KULIAH TERPADU UIN SUNAN KALIJAGA) ” dengan ketentuan sebagai berikut :

1. Sebelum melaksanakan Penelitian terlebih dahulu melapor kepada Kepala Biro AAKK.
2. Waktu Penelitian bulan Agustus s.d. September 2022 dengan lokasi Universitas Islam Negeri Sunan Kalijaga Yogyakarta.
3. Selama melaksanakan Penelitian tidak mengganggu kegiatan Sivitas Akademika.
4. Menjaga keamanan dan ketertiban.
5. Selesai melaksanakan Penelitian harap memberikan laporan tertulis kepada Rektor melalui Bagian Akademik Biro AAKK dengan dilampiri hasil Penelitiannya.

Demikian surat ini diterbitkan, untuk dipergunakan sebagaimana mestinya.

Yogyakarta, 25 Agustus 2022



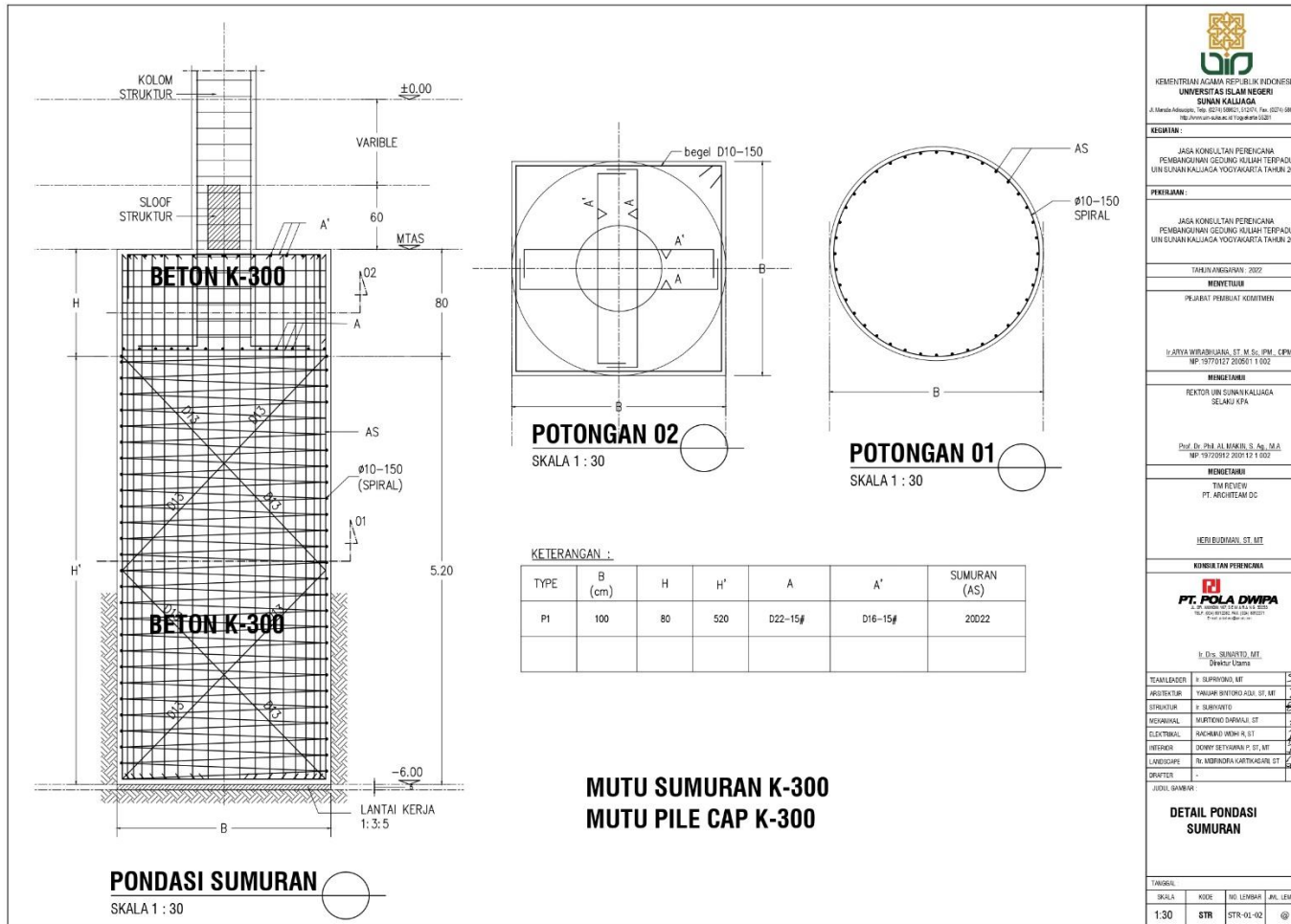
Rektor  
Kepala Biro AAKK  
Muhammad Rahmatullah

Tembusan :

1. Rektor UIN Sunan Kalijaga Yogyakarta (sebagai laporan);
5. Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia;
6. Ketua LP2M UIN Sunan Kalijaga Yogyakarta;
7. Yang bersangkutan.



Lampiran 3 Detail Pondasi Eksisting Sumuran



### Lampiran 4 Data Penyelidikan Tanah

**SOUNDING TEST RESULT**

Proyek : Kampus UIN Sunan Kalijaga  
 Lokasi : Jl. Laksda Adisucipto, Jogjakarta  
 Test No. : Titik-4  
 Ground Level : tanah setempat  
 Ground Water Level : - m

Depth (m)	CR kg/cm <sup>2</sup>	CR+LF kg/cm <sup>2</sup>	LF kg/cm <sup>2</sup>	TF kg/cm	Total kg/cm
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
0	0	0	0	0	0
0,2	0	0	0	0	0
0,4	10	13	0,3	6	6
0,6	13	17	0,4	8	14
0,8	9	14	0,5	10	24
1	24	28	0,4	8	32
1,2	14	20	0,6	12	44
1,4	33	37	0,4	8	52
1,6	10	16	0,6	12	64
1,8	17	22	0,5	10	74
2	5	12	0,7	14	88
2,2	10	14	0,4	8	96
2,4	13	20	0,7	14	110
2,6	14	22	0,8	16	126
2,8	13	18	0,5	10	136
3	17	24	0,7	14	150
3,2	18	25	0,7	14	164
3,4	48	83	3,5	70	234
3,6	55	60	0,5	10	244
3,8	31	37	0,6	12	256
4	143	148	0,5	10	266
4,2	150	155	0,5	10	276
4,4	133	138	0,5	10	266
4,6	70	75	0,5	10	296
4,8	64	69	0,5	10	306
5	50	55	0,5	10	316
5,2	110	117	0,7	14	330
5,4	130	135	0,5	10	340
5,6	107	112	0,5	10	350
5,8	76	81	0,5	10	360
6	64	70	0,6	12	372
6,2	63	69	0,6	12	384
6,4	30	37	0,7	14	398

Halaman 11 dari 19

**Gambar L-1.1 Data Sondir pada Titik-4**

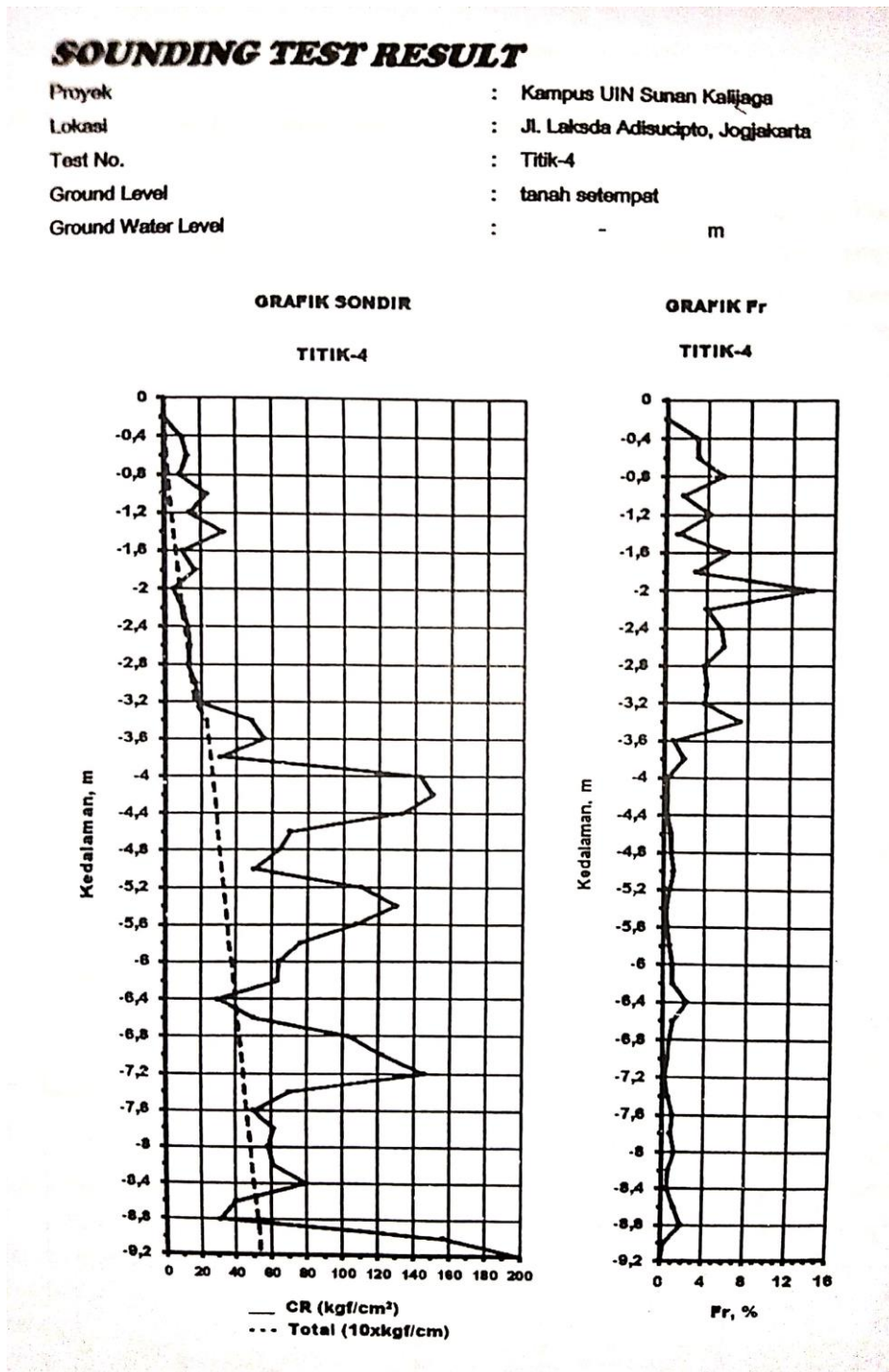
(Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

6,6	50	55	0,5	10	408
6,8	103	110	0,7	14	422
7	122	128	0,6	12	434
7,2	146	150	0,4	8	442
7,4	70	74	0,4	8	450
7,6	50	55	0,5	10	460
7,8	61	66	0,5	10	470
8	58	65	0,7	14	484
8,2	61	65	0,4	8	492
8,4	80	84	0,4	8	500
8,6	40	45	0,5	10	510
8,8	31	37	0,6	12	522
9	157	163	0,6	12	534
9,2	200	200	0	0	534

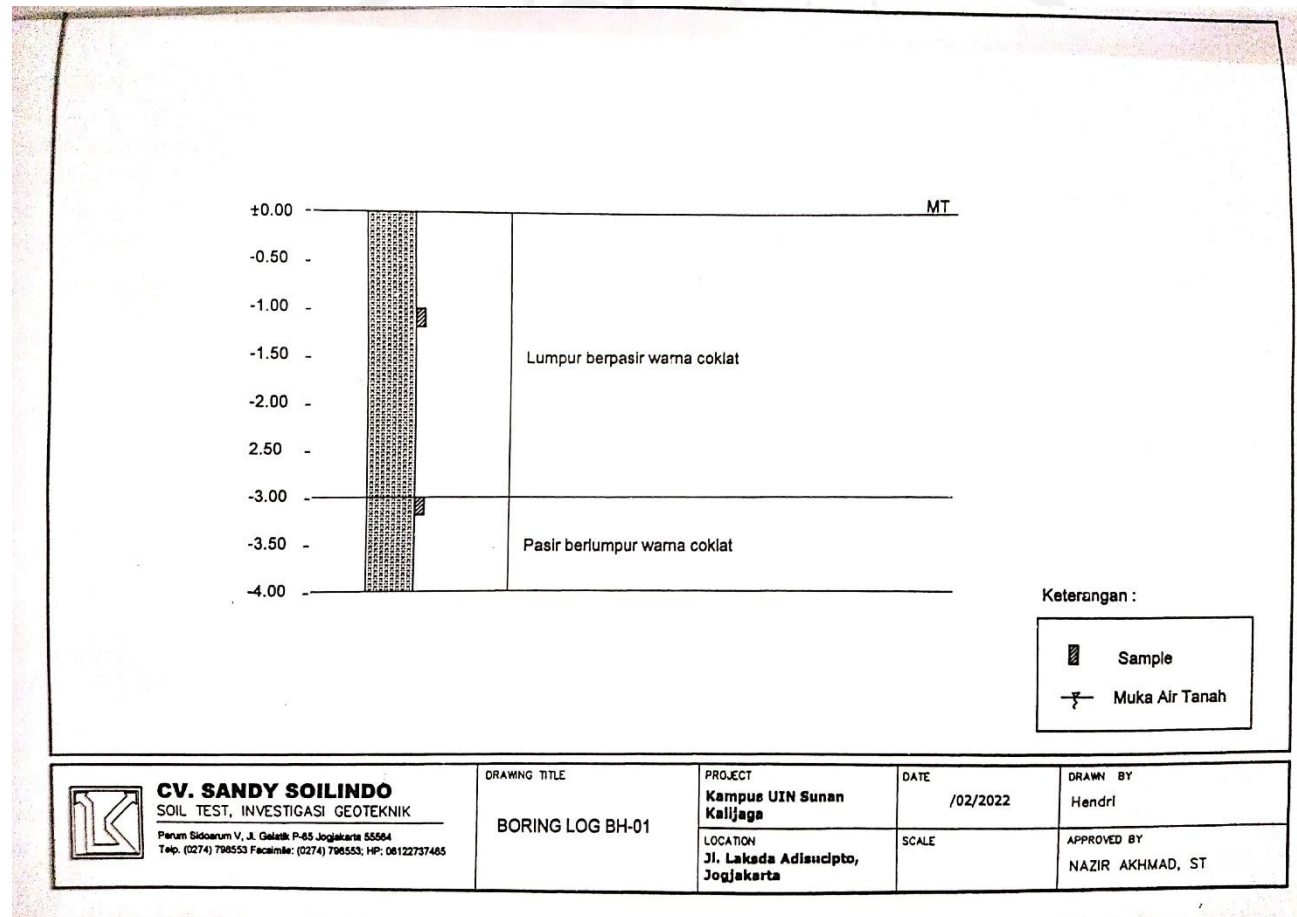
**Gambar L-1.2 Data Sondir pada Titik-4**

(Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

الجمعة الاستاذة الاندو



**Gambar L-1.3 Grafik Sondir pada Titik-4**  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )



**Gambar L-1.4 Data Boring Log BH-01**  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

**LABORATORIUM TEST RESULT**

Proyek : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
Lokasi : Jl. Laksda Adisucipto, Jogjakarta

Contoh	Type	Kedalaman meter	Kadar	Berat Jenis	Berat Volume basah gr/cm <sup>3</sup>	Grain Size Analysis			Indeks Plastisitas		
			Alr %			Cu	Cc	Jenis Tanah	Batas Cair %	Batas Plastis %	Indek Plastisitas %
BH-01	Undisturb	-1,00	25,311	2,617	1,194	0,950	1,270	Sandy Silt	44,80	26,08	18,52
BH-01	Undisturb	-3,00	31,577	2,582	1,183	5,940	12,000	Silt	42,90	27,37	15,53

Contoh	Type	Kedalaman meter	Geser langsung		Konsolidasi	
			c kg/cm <sup>2</sup>	$\theta$ °	Cc	av
BH-01	Undisturb	-1,00	0,081	12,3	0,1045	0,0819
BH-01	Undisturb	-3,00	0,078	10,5	0,0838	0,0497

**Gambar L-1.5 Data Penyelidikan Laboratorium**  
(Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

### GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Location : Jl. Laksda Adisucipto, Jogjakarta  
 Boring No. : BH-01  
 Depth Samp : -1,00 m

Date : 10/2/2022

Tested :

### STIEVE ANALYSIS

Mass of dry sample + dish	67,9
Mass of dish	6,65
Mass of dry sample, $M_s$	61,25

Washed = 61,25 Gr  
 15,71 Gr  
 45,54 Gr

Sieve no.	Diameter (mm)	Mass Retained (gram)	% Retained	% Passing
4	4,75	0	0,0	100,000
10	2	1,06	1,7	98,269
20	0,85	1,12	1,8	96,441
40	0,425	2,21	3,6	92,833
60	0,25	3,25	5,3	87,527
140	0,106	7,65	12,5	75,037
200	0,075	0,42	0,7	74,351
	-	15,71		-

### HYDROMETER ANALYSIS

Dispersing agent : Sodium Silicate ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ )  
 Hydrometer type : 152H Meniscus = 1  $K_2 = 1,649$   
 Specific Gravity : 2,617  
 Mass soil (dry) : 61,25 gram % Finer = 74,35 % Control sieve no 200  
 Corr. Hydr. : 1,01

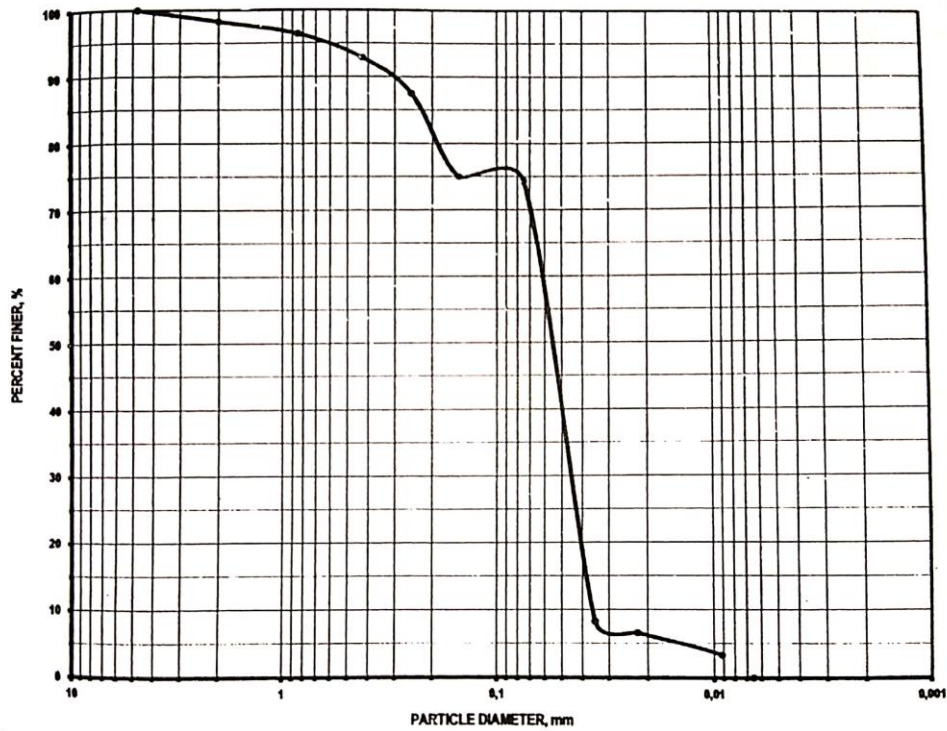
Time (mnt)	Reading Hydr. Suspensi	Reading Hydr. Liquid	t ... C	Reading Meniscus Hydr.	L cm	K	D mm	Reading Corr. Hydr.	Percent Finer
2	5	0	28	6	15,3	0,01264	0,035	5	8,245
5	4	0	28	5	15,5	0,01264	0,022	4	6,596
30	2	0	28	3	15,8	0,01264	0,009	2	3,298
60	0	0	28	1	16,1	0,01264	0,007	0	0,000
250									
1440									

Gambar L-1.6 Data Grain Size Analysis pada BH-01 kedalaman -1 m  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

## GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Location : Jl. Laksda Adisucipto, Jogjakarta  
 Boring No. : BH-01  
 Depth Samp : -1,00 m

Date : /02/2022  
 Tested :



Cu = 0,95

Cc = 1,72

Sand = 25,6 %

Silt = 73,4 %

Clay = 1 %

**Classification of soils = Sandy Silt**

**Gambar L-1.7 Data Grain Size Analysis pada BH-01 kedalaman -1 m**  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )



### GRAIN SIZE ANALYSIS

Project : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Location : Jl. Laksda Adisucipto, Jogjakarta  
 Boring No. : BH-01  
 Depth Samp : -3,00 m

Date : /02/2022  
 Tested :

### STEEVE ANALYSIS

Mass of dry sample + dish	68,88
Mass of dish	9,74
Mass of dry sample, $M_s$	59,14

Washed = 59,14 Gr  
 9,3 Gr  
 49,84 Gr

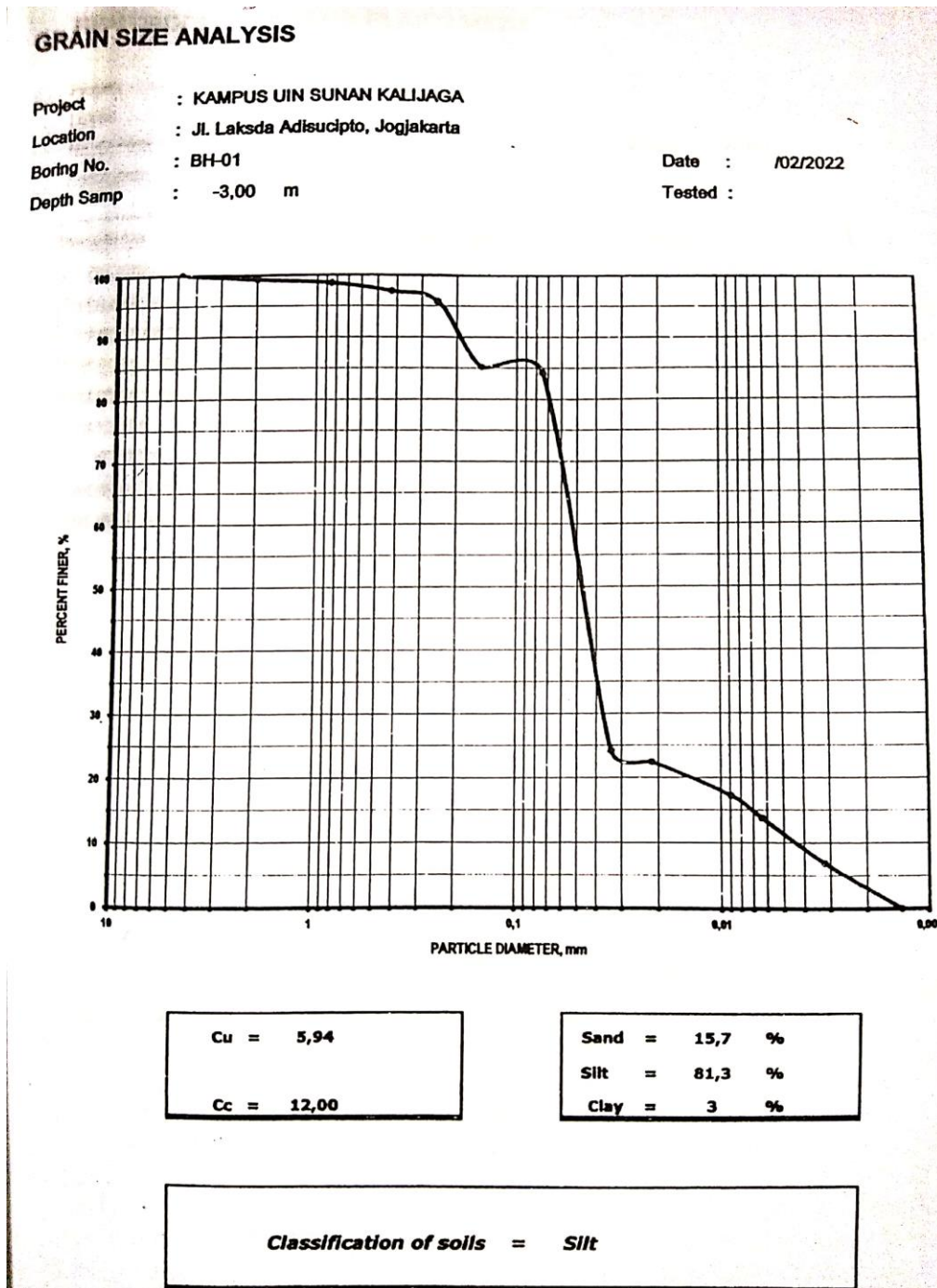
Sieve no.	Diameter (mm)	Mass Retained (gram)	% Retained	% Passing
4	4,75	0	0,0	100,000
10	2	0,42	0,7	99,290
20	0,85	0,34	0,6	98,715
40	0,425	0,75	1,3	97,447
60	0,25	0,98	1,7	95,790
140	0,106	6,25	10,6	85,222
200	0,075	0,56	0,9	84,275
		9,3		

### HYDROMETER ANALYSIS

Dispersing agent : Sodium Silicate ( $\text{Na}_2\text{SiO}_3$ )  
 Hydrometer type : 152H  
 Specific Gravity : 2,582  
 Mass soil (dry) : 59,14 gram  
 Corr. Hydr. : 1,02  
 Meniscus = 1  
 K2 = 1,725  
 % Finer = 84,27 %  
 Control sieve no 200

Time (mnt)	Reading Hydr. Suspensi	Reading Hydr. Liquid	t ...C	Reading Meniscus Hydr.	L cm	K	D mm	Reading Corr. Hydr.	Percent Finer
2	14	0	28	15	13,8	0,01283	0,034	14	24,146
5	13	0	28	14	14	0,01283	0,021	13	22,421
30	10	0	28	11	14,5	0,01283	0,009	10	17,247
60	8	0	28	9	14,8	0,01283	0,006	8	13,798
250	4	0	28	5	15,5	0,01283	0,003	4	6,899
1440	0	0	28	1	16,1	0,01283	0,001	0	0,000

Gambar L-1.8 Data Grain Size Analysis pada BH-01 kedalaman -3 m  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )



**Gambar L-1.9 Data Grain Size Analysis pada BH-01 kedalaman -3 m**  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

## PENGUJIAN GESER LANGSUNG

Proyek : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA

Lokasi : Jl. Laksa Adisucipto, Jogjakarta

Boring No. : BH-01

Tanggal : 02/2022

Kedalaman : -1,00 m

Petugas :

Klasifikasi tanah	Undisterbed	Kecepatan geser	0,06 mm/min
Diameter contoh	6,125 cm	Luas contoh	29,450 cm <sup>2</sup>
Tinggi contoh	2 cm	Volume contoh	58,900 cm <sup>3</sup>

No. contoh	1	2	3	
Berat tanah gr	70,6	70,4	70,5	
Berat volume gr/cm <sup>3</sup>	1,199	1,195	1,197	

Test		Tegangan Normal 4 Kg			Tegangan Normal 8 Kg			Tegangan Normal 16 Kg		
Waktu mnt	Geser cm	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,06	2,2	2,1	0,071	2,6	2,5	0,085	3,5	3,4	0,115
2	0,12	2,6	2,5	0,085	3,3	3,2	0,109	4,5	4,4	0,149
3	0,18	3	2,9	0,098	3,5	3,4	0,115	5	4,9	0,166
4	0,24	3,2	3,1	0,105	4,2	4,1	0,139	5,6	5,5	0,187
5	0,3	3	2,9	0,098	4,5	4,4	0,149	5,9	5,8	0,197
6	0,36	2,5	2,4	0,081	4,3	4,2	0,143	5,5	5,4	0,183
7	0,42				3,6	3,5	0,119	4,9	4,8	0,163
8	0,48									
7	0,54									
10	0,6									
11	0,66									
12	0,72									

Gambar L-1.10 Data Pengujian Geser Langsung BH-01 kedalaman -1 m

(Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

## PENGUJIAN GESER LANGSUNG

Proyek : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Lokasi : Jl. Lakada Adisucipto, Jogjakarta  
 Borong No. : BH-01  
 Kedalaman : -1,00 m

Tanggal : 10/2/2022  
 Petugas :

Contoh tanah : Undisterbed

Metode test :

Dimensi contoh :

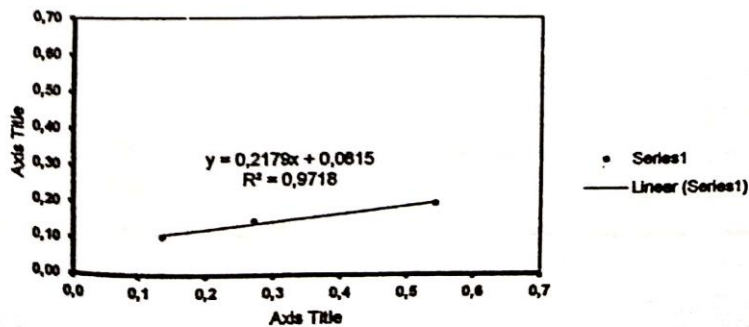
Diameter = 6,125 cm  
 Tinggi = 2 cm

Luas = 29,450 cm<sup>2</sup>  
 Volume = 58,900 cm<sup>3</sup>

No. Pengujian		1	2	3
Berat tanah	gram	70,6	70,4	70,5
Berat volume	$\gamma_b$ gr/cm <sup>3</sup>	1,199	1,195	1,197
Berat volume kering	$\gamma_k$ gr/cm <sup>3</sup>	0,957	0,955	0,955
Kadar air awal	W <sub>1</sub> %	25,3	25,2	25,3
Kadar air akhir	W <sub>f</sub> %	29,1	29,2	28,1
Tegangan Normal	$T_N$ Kg/cm <sup>2</sup>	0,136	0,272	0,543
Tegangan geser	$T$ Kg/cm <sup>2</sup>	0,105	0,149	0,197

Kohesi  $C = 0,081$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 Sudut Geser Dalam  $\theta = 12,3^\circ$

Chart Title



Gambar L-1.11 Data Pengujian Geser Langsung BH-01 kedalaman -1 m  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga)

## PENGUJIAN GESER LANGSUNG

Proyek : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Lokasi : Jl. Laksa Adisucipto, Jogjakarta  
 Boring No. : BH-01  
 Kedalaman : -3,00 m

Tanggal : 10/2/2022  
 Petugas :

Klasifikasi tanah	Undisturbed	Kecepatan geser	0,06 mm/min
Diameter contoh	6,125 cm	Luas contoh	29,450 cm <sup>2</sup>
Tinggi contoh	2 cm	Volume contoh	58,900 cm <sup>3</sup>

No. contoh	1	2	3	
Berat tanah gr	68,5	68,6	68,8	
Berat volume gr/cm <sup>3</sup>	1,163	1,165	1,168	

Test		Tegangan Normal 4 Kg			Tegangan Normal 8 Kg			Tegangan Normal 16 Kg		
Waktu mnt	Geser cm	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>	Arloji Geser	Bacaan Geser Kg	Tegangan Geser Kg/cm <sup>2</sup>
1	0,06	2	1,9	0,065	2,5	2,4	0,081	3	2,9	0,098
2	0,12	2,5	2,4	0,081	3,4	3,3	0,112	3,7	3,6	0,122
3	0,18	3	2,9	0,098	4	3,9	0,132	4,5	4,4	0,149
4	0,24	3	2,9	0,098	4,1	4	0,136	5	4,9	0,166
5	0,3	2,6	2,5	0,085	4	3,9	0,132	5,3	5,2	0,177
6	0,36				3,5	3,4	0,115	5,1	5	0,170
7	0,42							4,6	4,5	0,153
8	0,48									
7	0,54									
10	0,6									
11	0,66									
12	0,72									

Gambar L-1.12 Data Pengujian Geser Langsung BH-01 kedalaman -3 m  
 (Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga )

## PENGUJIAN GESER LANGSUNG

Proyek : KAMPUS UIN SUNAN KALIJAGA  
 Lokasi : Jl. Lakda Adisucipto, Jogjakarta  
 Borong No. : BH-01  
 Kedalaman : -3,00 m

Tanggal : /02/2022  
 Petugas :

Contoh tanah : Undisturbed

Metode test :

Dimensi contoh :

Diameter = 6,125 cm

Luas = 29,450 cm<sup>2</sup>

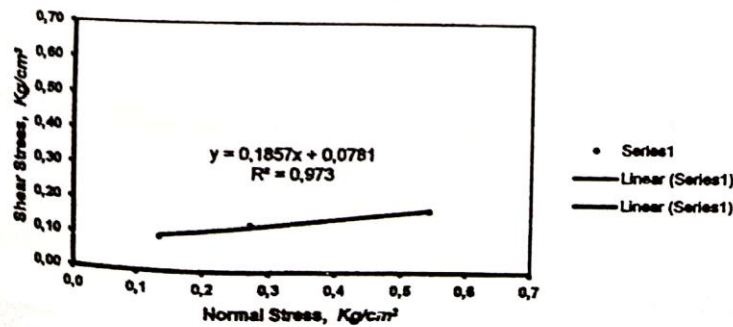
Tinggi = 2 cm

Volume = 58,900 cm<sup>3</sup>

No. Pengujian		1	2	3	
Berat tanah	gram	68,5	68,6	68,8	
Berat volume	$\gamma_b$ gr/cm <sup>3</sup>	1,163	1,165	1,168	
Berat volume kering	$\gamma_k$ gr/cm <sup>3</sup>	0,884	0,886	0,887	
Kadar air awal	W <sub>n</sub> %	31,6	31,5	31,7	
Kadar air akhir	W <sub>f</sub> %	35,5	33,6	33,4	
Tegangan Normal	$\tau_N$ Kg/cm <sup>2</sup>	0,136	0,272	0,543	
Tegangan geser	$\tau$ Kg/cm <sup>2</sup>	0,098	0,136	0,177	

Kohesi  $C = 0,078$  Kg/cm<sup>2</sup>  
 Sudut Geser Dalam  $\theta = 10,5^\circ$

Chart Title



Gambar L-1.13 Data Pengujian Geser Langsung BH-01 kedalaman -3 m

(Sumber : PT. Pola Dwipa Pembangunan GKT UIN Sunan Kalijaga)

**Lampiran 5 Hasil Analisis Pembeban SAP2000**

Lampiran hasil analisis pembebanan menggunakan SAP2000 pada *frame* 489, yang digunakan sebagai acuan dalam analisis kapasitas dukung dan penurunan pondasi



pada penelitian ini dapat dilihat pada tabel L.4.1 berikut.

**Tabel L.4. 1 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000**

TABLE: Element Forces - Frames							
Frame	Station	OutputCase	P	V2	M2	M3	
Text	m	Text	KN	KN	KN-m	KN-m	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX - 1,3EY	-3702,743	-166,922	-466,9219	-203,2343	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX + 1,3EY	-3702,743	-166,922	-466,9219	-203,2343	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX - 1,3EY	-3702,743	-166,922	-466,9219	-203,2343	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX + 0,39EY	-3668,628	-400,839	-166,3827	-508,8765	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX - 0,39EY	-3668,628	-400,839	-166,3827	-508,8765	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX + 0,39EY	-3668,628	-400,839	-166,3827	-508,8765	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX - 0,39EY	-3668,628	-400,839	-166,3827	-508,8765	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX + 1,3EY	-3656,582	-166,922	-370,6096	-173,8768	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX - 1,3EY	-3656,582	-166,922	-370,6096	-173,8768	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX + 1,3EY	-3656,582	-166,922	-370,6096	-173,8768	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX - 1,3EY	-3656,582	-166,922	-370,6096	-173,8768	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX + 0,39EY	-3639,138	402,059	466,2693	1418,0508	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX - 0,39EY	-3639,138	402,059	466,2693	1418,0508	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX + 0,39EY	-3639,138	402,059	466,2693	1418,0508	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX - 0,39EY	-3639,138	402,059	466,2693	1418,0508	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX + 0,39EY	-3622,468	-400,839	-74,6585	-394,1309	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX - 0,39EY	-3622,468	-400,839	-74,6585	-394,1309	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX + 0,39EY	-3622,468	-400,839	-74,6585	-394,1309	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX - 0,39EY	-3622,468	-400,839	-74,6585	-394,1309	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX + 1,3EY	-3605,023	168,141	1361,5305	585,7933	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX - 1,3EY	-3605,023	168,141	1361,5305	585,7933	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX + 1,3EY	-3605,023	168,141	1361,5305	585,7933	
489	0	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX - 1,3EY	-3605,023	168,141	1361,5305	585,7933	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX + 0,39EY	-3592,977	402,059	196,5831	514,6388	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX - 0,39EY	-3592,977	402,059	196,5831	514,6388	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX + 0,39EY	-3592,977	402,059	196,5831	514,6388	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX - 0,39EY	-3592,977	402,059	196,5831	514,6388	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX + 1,3EY	-3558,863	168,141	497,1223	208,9966	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX - 1,3EY	-3558,863	168,141	497,1223	208,9966	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX + 1,3EY	-3558,863	168,141	497,1223	208,9966	
489	2,25	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX - 1,3EY	-3558,863	168,141	497,1223	208,9966	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX + 0,39EY	-3546,817	402,059	290,4975	397,1498	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 1,3EX - 0,39EY	-3546,817	402,059	290,4975	397,1498	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX + 0,39EY	-3546,817	402,059	290,4975	397,1498	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 1,3EX - 0,39EY	-3546,817	402,059	290,4975	397,1498	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX + 1,3EY	-3512,702	168,141	586,4486	176,8958	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL + 0,39EX - 1,3EY	-3512,702	168,141	586,4486	176,8958	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX + 1,3EY	-3512,702	168,141	586,4486	176,8958	
489	4,5	1,362D + 1,362ADL + 1LL - 0,39EX - 1,3EY	-3512,702	168,141	586,4486	176,8958	

**Lanjutan Tabel L.4. 1 Hasil Analisis Pembebanan SAP2000**



489	0	1,4D + 1,4ADL	-2790,789	0,038	-56,4254	0,9425
489	2,25	1,4D + 1,4ADL	-2743,341	0,038	9,8717	0,8581
489	4,5	1,4D + 1,4ADL	-2695,892	0,038	76,1687	0,7736
489	0	1D + 1ADL + 0,3LL	-2281,998	0,199	-47,1514	1,674
489	2,25	1D + 1ADL + 0,3LL	-2248,106	0,199	8,7001	1,2268
489	4,5	1D + 1ADL + 0,3LL	-2214,215	0,199	64,5517	0,7797
489	0	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1543,085	-167,512	-1468,9938	-581,0436
489	0	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1543,085	-167,512	-1468,9938	-581,0436
489	0	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1543,085	-167,512	-1468,9938	-581,0436
489	0	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1543,085	-167,512	-1468,9938	-581,0436
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1518,073	-167,512	-476,8183	-205,6631
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1518,073	-167,512	-476,8183	-205,6631
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1518,073	-167,512	-476,8183	-205,6631
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1518,073	-167,512	-476,8183	-205,6631
489	0	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1508,97	-401,429	-573,7325	-1413,3011
489	0	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1508,97	-401,429	-573,7325	-1413,3011
489	0	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1508,97	-401,429	-573,7325	-1413,3011
489	0	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1508,97	-401,429	-573,7325	-1413,3011
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1493,06	-167,512	-438,3773	-174,9785
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1493,06	-167,512	-438,3773	-174,9785
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1493,06	-167,512	-438,3773	-174,9785
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1493,06	-167,512	-438,3773	-174,9785
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1483,958	-401,429	-176,2791	-511,3053
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1483,958	-401,429	-176,2791	-511,3053
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1483,958	-401,429	-176,2791	-511,3053
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1483,958	-401,429	-176,2791	-511,3053
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1458,946	-401,429	-142,4262	-395,2325
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1458,946	-401,429	-142,4262	-395,2325
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1458,946	-401,429	-142,4262	-395,2325
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1458,946	-401,429	-142,4262	-395,2325
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1458,946	-401,429	-142,4262	-395,2325
489	0	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1433,319	401,469	514,2441	1414,2948
489	0	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1433,319	401,469	514,2441	1414,2948
489	0	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1433,319	401,469	514,2441	1414,2948
489	0	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1433,319	401,469	514,2441	1414,2948
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1408,307	401,469	186,6867	512,21
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1408,307	401,469	186,6867	512,21
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1408,307	401,469	186,6867	512,21
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1408,307	401,469	186,6867	512,21
489	0	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1399,205	167,551	1409,5053	582,0373
489	0	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1399,205	167,551	1409,5053	582,0373
489	0	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1399,205	167,551	1409,5053	582,0373
489	0	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1399,205	167,551	1409,5053	582,0373
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX + 0,39EY	-1383,295	401,469	222,7298	396,0482
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 1,3EX - 0,39EY	-1383,295	401,469	222,7298	396,0482
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX + 0,39EY	-1383,295	401,469	222,7298	396,0482
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 1,3EX - 0,39EY	-1383,295	401,469	222,7298	396,0482
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1374,192	167,551	487,2259	206,5678
489	2,25	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1374,192	167,551	487,2259	206,5678
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1374,192	167,551	487,2259	206,5678
489	2,25	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1374,192	167,551	487,2259	206,5678
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX + 1,3EY	-1349,18	167,551	518,6809	175,7941
489	4,5	0,738D + 0,738ADL + 0,39EX - 1,3EY	-1349,18	167,551	518,6809	175,7941
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX + 1,3EY	-1349,18	167,551	518,6809	175,7941
489	4,5	0,738D + 0,738ADL - 0,39EX - 1,3EY	-1349,18	167,551	518,6809	175,7941

## Lampiran 6 Rekapitulasi Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang

Rekapitulasi beban-beban yang bekerja diatas kelompok tiang pada masing metode dan diameter pondasi yang digunakan dapat dilihat pada Tabel L.5.1 berikut.

**Tabel L.5. 1 Rekapitulasi beban-beban yang bekerja diatas kelompok tiang**

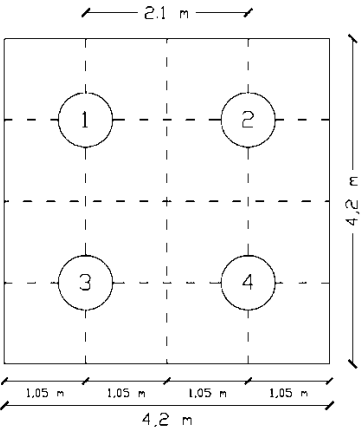
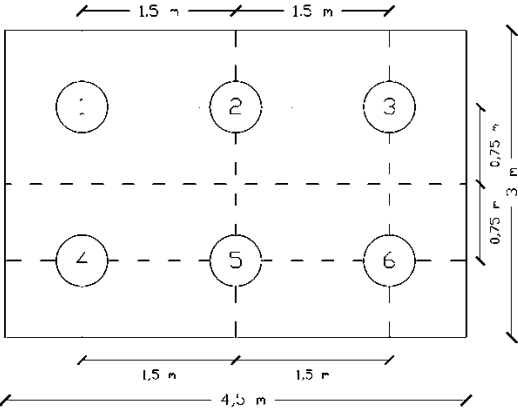
	Tiang Pancang					
	Data Laboratorium			Data Sondir		
D (m)	0,5	0,6	0,7	0,5	0,6	0,7
Beban aksial (kN)	3702,743	3702,743	3702,743	3702,743	3702,743	3702,743
Berat <i>pile cap</i> (kN)	531,36	559,872	508,032	388,8	518,4	508,032
Berat tiang (kN)	226,194	244,2902	221,184	169,646	203,575	221,184
Berat total (kN)	4460,297	4506,905	4431,959	4261,189	4424,718	4431,959

Adapun rekapitulasi distribusi beban ke tiap tiang pancang pada masing metode dan diameter pondasi yang digunakan dapat dilihat pada Tabel L.5.2 berikut.

Tabel L.5. 2 Rekapitulasi distribusi beban ke tiap tiang pancang

Analisis berdasarkan	D (m)	Absis tiang terhadap pusat <i>pile cap</i>	Nomor Tiang	$x$	$y$	$x^2$	$y^2$	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$	P (kN)
Data Laboratorium	0,5		1	-1,5	1,3	2,25	1,69	10,125	10,14	492,596
			2	0	1,3	0	1,69			522,705
			3	1,5	1,3	2,25	1,69			552,813
			4	-0,75	0	0,563	0			447,789
			5	0,75	0	0,563	0			477,897
			6	-1,5	-1,3	2,25	1,69			372,872
			7	0	-1,3	0	1,69			402,981
			8	1,5	-1,3	2,25	1,69			433,090
	0,6		1	-1,8	0,9	3,24	0,81	12,96	4,86	675,364
			2	0	0,9	0	0,81			703,591
			3	1,8	0,9	3,24	0,81			731,818
			4	-1,8	-0,9	3,24	0,81			502,430
			5	0	-0,9	0	0,81			530,657
			6	1,8	-0,9	3,24	0,81			558,884

Lanjutan Tabel L.5. 2 Rekapitulasi distribusi beban ke tiap tiang pancang

Analisis berdasarkan	D (m)	Absis tiang terhadap pusat <i>pile cap</i>	Nomor Tiang	$x$	$y$	$x^2$	$y^2$	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$	P (kN)
Data Laboratorium	0,7		1	-1,05	1,05	1,103	1,103	4,41	4,41	988,469
			2	1,05	1,05	1,103	1,103			1085,247
			3	-1,05	-1,05	1,103	1,103			766,125
			4	1,05	-1,05	1,103	1,103			862,903
Data Sondir	0,5		1	-1,5	0,75	2,25	0,563	9	3,375	687,012
			2	0	0,75	0	0,563			720,884
			3	1,5	0,75	2,25	0,563			754,757
			4	-1,5	-0,75	2,25	0,563			479,491
			5	0	-0,75	0	0,563			513,363
			6	1,5	-0,75	2,25	0,563			547,236

Lanjutan Tabel L.5. 2 Rekapitulasi distribusi beban ke tiap tiang pancang

		Absis tiang terhadap pusat <i>pile cap</i>	Nomor Tiang	$x$	$y$	$x^2$	$y^2$	$\Sigma x^2$	$\Sigma y^2$	P (kN)
Data Sondir	0,6		1	-1,6	0,9	2,56	0,81	10,24	3,24	838,494
			2	1,6	0,9	2,56	0,81			902,004
			3	0	0	0	0			740,549
			4	-1,6	-0,9	2,56	0,81			579,093
			5	1,6	-0,9	2,56	0,81			642,603
	0,7		1	-1,05	1,05	1,103	1,103	4,41	4,41	988,469
			2	1,05	1,05	1,103	1,103			1085,247
			3	-1,05	-1,05	1,103	1,103			766,125
			4	1,05	-1,05	1,103	1,103			862,903