

TUGAS AKHIR

**ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI
TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI &
DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6
(Studi Kasus Gedung Parkir RS Roemani Semarang)**

**Diajukan untuk Memenuhi Persyaratan dalam Menyelesaikan
Program Sarjana Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung**



Disusun Oleh :

**Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004**

**Ardima Miftaqul Aini
NIM : 30201800023**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM SULTAN AGUNG
2022**

LEMBAR PENGESAHAN

ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6

(Studi Kasus Gedung Parkir Rs Roemani Semarang)



Adelia Permata Sari

NIM : 30201800004



Ardima Miftaql Aini

NIM : 30201800023

Telah disetujui dan disahkan di Semarang, 25 Juli 2022

Tim Penguji

1. **Prof. Ir. H. Praktikso, M.ST., Ph.D**

NIDN: 0627115501

2. **Ir. Gata Dian Asfari, MT**

NIDN: 0628055801

3. **Lisa Fitriyana, ST., M.Eng**

NIDN: 0605016802

Tanda Tangan

Ketua Program Studi Teknik Sipil
Fakultas Teknik
Universitas Islam Sultan Agung

Muhammad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

NIDN: 0625059102

BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR

No: 26 / A.3 / SA - T / VII / 2022

Pada hari ini tanggal 27-07-2022 berdasarkan surat keputusan Dekan Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung perihal penunjukan Dosen Pembimbing Utama dan Dosen Pembimbing Pendamping:

1. Nama : Prof. Ir. H. Praktikso, M.ST., Ph.D
Jabatan Akademik : Guru Besar
Jabatan : Dosen Pembimbing Utama
2. Nama : Ir. Gata Dian Asfari, MT
Jabatan Akademik : Lektor
Jabatan : Dosen Pembimbing Pendamping

Dengan ini menyatakan bahwa mahasiswa yang tersebut di bawah ini telah menyelesaikan bimbingan Tugas Akhir:

Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004

Ardima Miftaql Aini
NIM : 30201800023

Judul : Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar Dan Program PLAXIS 8.6 (Studi Kasus Gedung Parkir Rs Roemani Semarang)

Dengan tahapan sebagai berikut :

No	Tahapan	Tanggal	Keterangan
1	Penunjukan dosen pembimbing	15/02/2022	
2	Seminar Proposal	24/03/2022	ACC
3	Pengumpulan data	13/02/2022	
4	Analisis data	28/03/2022	
5	Penyusunan laporan	12/07/2022	
6	Selesai laporan	25/07/2022	ACC

Demikian Berita Acara Bimbingan Tugas Akhir / Skripsi ini dibuat untuk diketahui dan dipergunakan seperlunya oleh pihak-pihak yang berkepentingan

Dosen Pembimbing Utama

Dosen Pembimbing Pendamping

Prof. Ir. H. Praktikso, M.ST., Ph.D.

Ir. Gata Dian Asfari, MT.

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil

A/N

Muhamad Rusli Ahyar, ST., M.Eng.

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004

NAMA : Ardima Miftaqul Aini
NIM : 30201800023

Dengan ini menyatakan bahwa Tugas Akhir yang berjudul :
ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG
PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN
PROGRAM PLAXIS 8.6 (STUDI KASUS GEDUNG PARKIR RS ROEMANI
SEMARANG)

benar bebas dari plagiat, dan apabila pernyataan ini terbukti tidak benar maka saya
bersedia menerima sanksi sesuai ketentuan yang berlaku.

Demikian surat pernyataan ini saya buat untuk dipergunakan sebagaimana
mestinya.

Semarang, 25 Juli 2022
Yang membuat pernyataan,

Mahasiswi I

Mahasiswi II

"

The image shows two handwritten signatures in black ink. The signature on the left is for Adelia Permata Sari, and the one on the right is for Ardima Miftaqul Aini. In the center, there is a circular stamp that reads 'METERAI TEMPEL' and 'PLBE8AJX893570646'. The background features a large, faint watermark of the Universitas Islam Sultan Agung logo, which includes a crescent moon, a star, and an open book.

Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004

Ardima Miftaqul Aini
NIM : 30201800023

PERNYATAAN KEASLIAN

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

NAMA : Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004

NAMA : Ardima Miftaql Aini
NIM : 30201800023

JUDUL : ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6 (STUDI KASUS GEDUNG PARKIR RS ROEMANI SEMARANG)

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa Tugas Akhir ini merupakan hasil penelitian, pemikiran dan pemaparan asli saya sendiri. Saya tidak mencantumkan tanpa pengakuan bahan - bahan yang telah dipublikasikan sebelumnya atau ditulis oleh orang lain, atau sebagai bahan yang pernah diajukan untuk gelar atau ijasah pada Universitas Islam Sultan Agung Semarang atau perguruan tinggi lainnya.

Apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan ketidakbenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik sesuai dengan peraturan yang berlaku di Universitas Islam Sultan Agung Semarang.

Demikian pernyataan ini saya buat.

Semarang, 25 Juli 2022
Yang membuat pernyataan,

Mahasiswi I

Mahasiswi II

"





Adelia Permata Sari
NIM : 30201800004

Ardima Miftaql Aini
NIM : 30201800023

MOTTO

كُنْتُمْ خَيْرَ أُمَّةٍ أُخْرِجَتْ لِلنَّاسِ تَأْمُرُونَ بِالْمَعْرُوفِ وَتَنْهَوْنَ عَنِ الْمُنْكَرِ
وَتُؤْمِنُونَ بِاللَّهِ وَلَوْ ءَامَنَ أَهْلُ الْكِتَابِ لَكَانَ خَيْرًا لَهُمْ مِّنْهُمْ
الْمُؤْمِنُونَ وَأَكْثَرُهُمُ الْفَاسِقُونَ

“Kamu adalah umat yang terbaik yang dilahirkan untuk manusia, menyuruh kepada yang ma’ruf, dan mencegah dari yang munkar, dan beriman kepada Allah. Sekiranya Ahli Kitab beriman, tentulah itu lebih baik bagi mereka, di antara mereka ada yang beriman, dan kebanyakan mereka adalah orang-orang yang fasik.”

(Q.S. Ali – Imran : 110)

وَلَا تَقُولُوا لِمَنْ يُقْتَلُ فِي سَبِيلِ اللَّهِ أَمُوتٌ ۚ بَلْ أَحْيَاءٌ وَلَكِنْ لَا تَشْعُرُونَ

“Hai orang-orang yang beriman, mintalah pertolongan kepada Allah dengan sabar dan salat. Sesungguhnya Allah beserta orang-orang yang sabar.”

(Q.S. Al-Baqarah: 153)

خَلَقَ الْإِنْسَانَ مِنْ صَلْصَلٍ كَالْفَخَّارِ

“Maka nikmat Tuhanmu yang manakah yang kamu dustakan.”

(Q.S. Ar-Rahmaan: 13)

فَإِنَّ مَعَ الْعُسْرِ يُسْرًا - ٥

إِنَّ مَعَ الْعُسْرِ يُسْرًا - ٦

“Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan”

(Q.S. Al-Insyirah : 5)

“Sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan” (Q.S. Al-Insyirah : 6)

“Jadilah yang terbaik dimata Allah SWT. Jadilah, yang terburuk dimata sendiri. Jadilah, sederhana diamata manusia.” (Ali bin Abi Thalib)

“Apapun yang menjadi takdirmu, akan mencari jalannya menemukanmu.”

(Ali bin Abi Thalib)

“Berusahalah untuk tidak menjadi manusia yang berhasil, tapi berusahalah menjadi manusia yang berguna.” (Albert Einstein)

PERSEMBAHAN

Bismillahirrahmanirrahim

Alhamdulillah puji syukur kehadiran Allah SWT, alhadulillah atas segala rahmat dan karunia-Nya yang diberikan kepada saya hingga saat ini. Tugas Akhir ini saya persembahkan kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Ngadi dan Ibu Armi, kakak - kakak dan keluarga besar saya yang telah memberikan dukungan secara mental, moril hingga materi serta doa yang senantiasa dipanjatkan.
2. Kedua orang tua Ama, Bapak Hono dan Ibu Marni yang membantu memberikan dukungan serta doa kepada saya.
3. Ardima Miftaqul Aini selaku teman, sahabat serta partner yang sabar dan berjuang bersama dalam penyelesaian Tugas Akhir ini.
4. Sahabat dan teman - teman seperjuangan saya yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu karena telah turut membantu, mendukung dan menyemangati saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
5. Rekan Fakultas Teknik UNISSULA. Terimakasih atas kebersamaan selama perkuliahan, terimakasih atas bantuan, doa, dan semangat kalian.
6. Semua pihak yang turut dalam membantu penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Adelia Permata Sari

30201800004

PERSEMBAHAN

Bismillahirrahmanirrahim

Puji syukur kehadirat Allah SWT, alhadulillah atas segala rahmat dan karunia-Nya yang diberikan kepada saya hingga saat ini. Tugas Akhir ini saya persembahkan kepada :

1. Kedua orang tua saya, Bapak Hono dan Ibu Marni yang telah memberikan dukungan secara mental, moril hingga materi serta doa yang senantiasa dipanjatkan.
2. Kedua orang tua Adel, Bapak Ngadi dan Ibu Armi yang senantiasa memberikan dukungan secara mental, dan tentunya selalu menerima dengan terbuka kehadiran saya di rumah.
3. Adelia Permata Sari selaku teman, sahabat serta partner yang sabar dan hebat dalam berjuang bersama saya.
4. Sepupu-sepupu yang mendukung secara emosional tanpa solusi namun dengan humor yang rendah.
5. Sahabat-sahabat (Camel, Arum, Anisa, Melan, Rama, Husbing, Ihda, Nanda) yang senantiasa memberikan dukungan secara moral dan waktunya untuk mendengarkan keluh kesah saya.
6. Teman-teman Teknik UNISSULA, yang membantu dan mendukung dalam mengerjakan Tugas Akhir ini.
7. Semua pihak yang turut dalam membantu penyusunan Laporan Tugas Akhir ini.

Ardima Miftaql Aini

30201800023

KATA PENGANTAR

Bismillahirrahmanirrahim

Assalamu 'alaikum wr.wb.

Puji dan syukur penulis panjatkan ke hadirat Allah SWT yang senantiasa melimpahkan rahmat, karunia dan hidayah-Nya. Tak lupa shalawat dan salam semoga selalu tercurahkan kepada junjungan Nabi Muhammad SAW beserta para sahabatnya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul “ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6 (STUDI KASUS GEDUNG PARKIR RS ROEMANI SEMARANG)”.

Laporan Tugas Akhir ini ditulis sebagai syarat menyelesaikan studi pada Program Studi S1 Teknik Sipil, Fakultas Teknik, Universitas Islam Sultan Agung Semarang. Dalam Kesempatan ini, kepada semua pihak yang turut mendukung, memotivasi serta membimbing dalam menyelesaikan Laporan Tugas Akhir ini terima kasih kepada :

1. Bapak Ir. H. Rachmat Mudiyono, MT., Ph. D selaku Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang.
2. Bapak Muhamad Rusli Ahyar, ST.,M.Eng selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung Semarang yang telah memberikan kelancaran pelayanan dalam urusan Akademik.
3. Bapak Prof. Ir. H. Pratikso, MST., Ph.D selaku dosen pembimbing I yang telah bersedia meluangkan waktu, tenaga, dan pikiran selama bimbingan sampai sidang dilaksanakan serta perbaikan laporan ini.
4. Ibu Ir. Gata Dian Asfari, MT selaku dosen pembimbing II yang telah bersedia meluangkan waktu, tenaga, dan pikiran selama bimbingan sampai sidang dilaksanakan serta perbaikan laporan ini.
5. Terimakasih Kepada Dosen Penguji, yang telah bersedia meluangkan waktu, tenaga dan pikiran selama sidang berlangsung.

6. Seluruh dosen Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Islam Sultan Agung Semarang, yang telah memberikan ilmu dan wawasan selama penulis menempuh kuliah.
7. Kedua orang tua kami yang telah memberikan doa, semangat dan dukungan.
8. Rekan seperjuangan Teknik Sipil Angkatan 2018

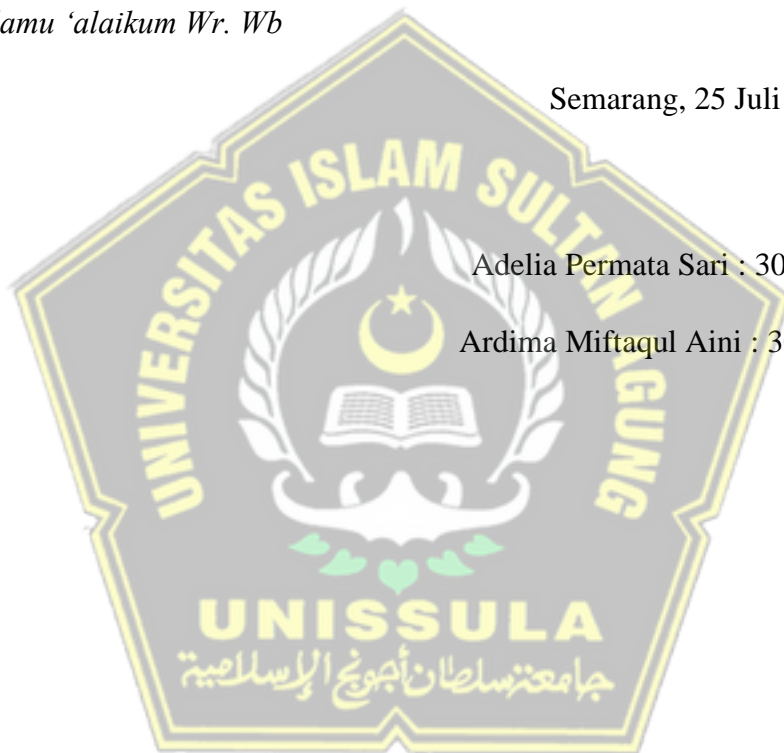
Kami menyadari bahwa penulisan laporan Tugas Akhir ini masih banyak kekurangan. Oleh karena itu, penyusun sangat mengharapkan kritik dan saran yang membangun untuk kesempurnaan laporan tugas kedepannya dan semoga Tugas Akhir ini dapat bermanfaat tidak hanya bagi penulis juga bagi para pembaca.

Wassalamu 'alaikum Wr. Wb

Semarang, 25 Juli 2022

Adelia Permata Sari : 30201800004

Ardima Miftaqul Aini : 30201800023



DAFTAR ISI

HALAMAN SAMPUL	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
BERITA ACARA BIMBINGAN TUGAS AKHIR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI.....	iv
PERNYATAAN KEASLIAN.....	v
MOTTO.....	vi
PERSEMBAHAN.....	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI.....	xi
DAFTAR TABEL.....	xiv
DAFTAR GAMBAR	xv
DAFTAR NOTASI	xvii
ABSTRAK	xx
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang.....	1
1.2 Rumusan Masalah.....	2
1.3 Maksud dan Tujuan.....	2
1.4 Batasan Masalah	3
1.5 Sistematika Penulisan	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	4
2.1 Tanah.....	4
2.1.1 Definisi Tanah.....	4
2.1.2 Klasifikasi Tanah.....	4
2.1.3 Parameter Tanah.....	6
2.2 Pondasi.....	8
2.3 Klasifikasi Pondasi.....	9
2.3.1 Pondasi Dangkal.....	9
2.3.2 Pondasi Dalam.....	10
2.4 Kapasitas Daya Dukung Pondasi	11
2.4.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Meyerhof.....	11
2.4.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Aoki & De Alencar.....	13
2.4.3 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang	15
2.5 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Metode Meyerhof.....	16
2.5.1 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal.....	16
2.5.2 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok	17

2.6	Penurunan Pondasi (<i>Settlement</i>).....	18
2.6.1	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	18
2.6.2	Penurunan Pondasi Tiang Kelompok.....	19
2.7	Pemodelan Program	20
2.7.1	Pemodelan Program SAP2000 V.22	20
2.7.2	Pemodelan Program PLAXIS 8.6	20
BAB III METODOLOGI.....		21
3.1	Pendahuluan.....	21
3.2	Lokasi Proyek	21
3.3	Data Proyek.....	21
3.4	Metode Pengumpulan Data.....	22
3.5	Metode Analisa Data.....	22
3.6	Tahapan Penelitian.....	24
3.6.1	Analisa Pembebanan dengan Program SAP2000 V.22.....	24
3.6.2	Perhitungan Daya Dukung Ujung Pondasi Metode Meyerhof.....	35
3.6.3	Perhitungan Daya Dukung Selimut Pondasi Metode Meyerhof.....	35
3.6.4	Perhitungan Daya Dukung Ujung Pondasi Metode Aoki & De Alencar.....	35
3.6.5	Perhitungan Daya Dukung Selimut Pondasi Metode Aoki & De Alencar.....	36
3.6.6	Perhitungan Daya Dukung Ultimit Pondasi	36
3.6.7	Perhitungan Daya Dukung Izin Pondasi	36
3.6.8	Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang	37
3.6.9	Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal	37
3.6.10	Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok	38
3.6.11	Penurunan Pondasi Tiang Pancang	38
3.6.12	Analisa Penurunan Menggunakan Program PLAXIS 8.6.....	39
3.6.13	Kesimpulan dan Saran.....	39
3.6.14	Susunan Laporan	39
BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN.....		40
4.1	Tinjauan Umum	40
4.2	Data Struktur Proyek.....	40
4.3	Pembebanan Struktur	41
4.4	Hasil Perhitungan dengan SAP2000.....	50
4.5	Perhitungan Daya Dukung Metode Meyerhof.....	51

4.5.1	Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)	51
4.5.2	Daya Dukung Selimut Pondasi	51
4.5.3	Daya Dukung Ultimit Tiang.....	51
4.5.4	Daya Dukung Izin Pondasi.....	52
4.5.5	Daya Dukung Kelompok Tiang	52
4.5.6	Penyebaran Tiang Pancang Metode Meyerhof	53
4.6	Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar	54
4.6.1	Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)	54
4.6.2	Daya Dukung Selimut Pondasi	55
4.6.3	Daya Dukung Ultimit Tiang.....	56
4.6.4	Daya Dukung Izin Pondasi.....	56
4.6.5	Daya Dukung Kelompok Tiang	56
4.6.6	Penyebaran Tiang Pancang Metode Aoki & De Alencar.....	57
4.7	Daya Dukung Lateral Tiang Pancang	58
4.7.1	Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal	58
4.7.2	Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok	59
4.8	Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Manual	59
4.8.1	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dengan Manual.....	59
4.8.2	Penurunan Pondasi Tiang Kelompok dengan Manual	62
4.9	Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan PLAXIS 8.6	63
4.9.1	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dengan PLAXIS 8.6.....	64
4.9.2	Penurunan Pondasi Tiang Kelompok dengan PLAXIS 8.6	69
4.10	Hasil dan Pembahasan	74
4.10.1	Hasil Pembebanan dengan Program SAP2000	74
4.10.2	Hasil Analisa Pondasi Tiang Pancang.....	74
4.10.3	Hasil Analisa Pondasi Tiang Pancang.....	75
BAB V PENUTUP.....		76
5.1	Kesimpulan	76
5.2	Saran	76

DAFTAR PUSTAKA
LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

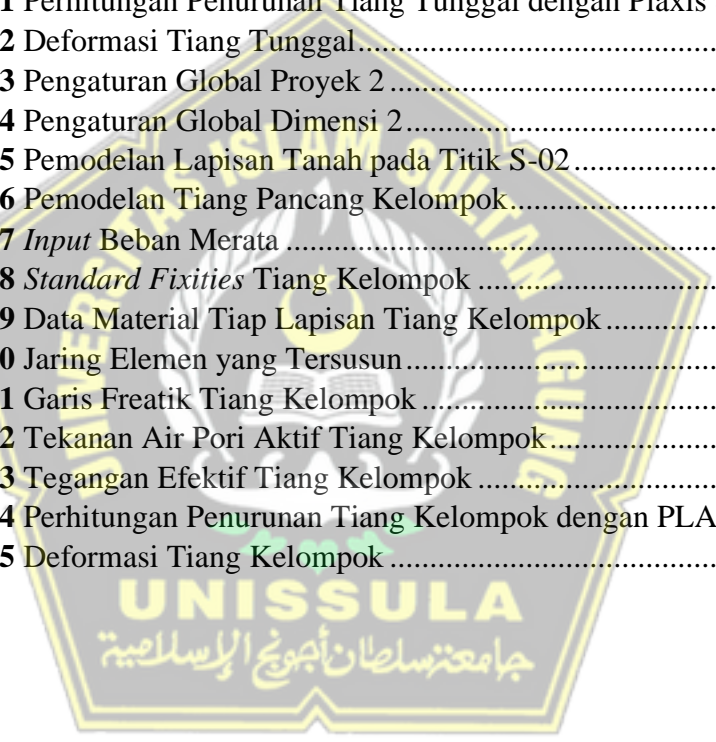
Tabel 2. 1 Batasan Ukuran Kategori Tanah	5
Tabel 2. 2 Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah	6
Tabel 2. 3 Hubungan Antara Jenis Tanah dan <i>Poisson's Ratio</i>	7
Tabel 2. 4 Besaran Sudut Geser dalam Tanah.....	8
Tabel 2. 5 Faktor Empirik F_b dan F_s	14
Tabel 2. 6 Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda.....	15
Tabel 2. 7 Nilai Koefisien Empiris.....	19
Tabel 3. 1 Data Umum Proyek.....	22
Tabel 3. 2 Data Teknis Pondasi.....	22
Tabel 4. 1 Beban Mati Tambahan Pada Lantai 1 - 6.....	41
Tabel 4. 2 Beban Mati Tambahan Pada Atap.....	42
Tabel 4. 3 Beban Hidup.....	42
Tabel 4. 4 Perhitungan SPT Rata-Rata.....	43
Tabel 4. 5 Distribusi Gaya Gempa Statik Ekvivalen Tiap Lantai	48
Tabel 4. 6 Spektrum Respons Desain Kota Semarang	49
Tabel 4. 7 Parameter Tanah Gedung Parkir Roemani.....	63
Tabel 4. 8 Data Tiang Pancang pada Titik S - 02.....	63
Tabel 4. 9 Hasil Daya Dukung Metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar	74
Tabel 4. 10 Hasil Daya Dukung Tiang Kelompok.....	75
Tabel 4. 11 Hasil Daya Dukung Lateral Tiang Pancang.....	75
Tabel 4. 12 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang.....	75



DAFTAR GAMBAR

Gambar 2. 1 Jenis - Jenis Pondasi Dangkal.....	10
Gambar 2. 2 Daya Dukung Ultimit Pondasi (Das,1998).....	12
Gambar 2. 3 Nilai α (McClelland, 1974 dalam Hardiyatmo, 2015).....	13
Gambar 2. 4 Faktor Reduksi (Reese dalam Balamba, 2018).....	17
Gambar 2. 5 Bentuk <i>Skin Friction</i> Sepanjang Tiang Tertanam ke dalam Tanah (Bowles, 1993).....	19
Gambar 3. 1 Lokasi Proyek Pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang	21
Gambar 3. 2 <i>Flow Chart</i>	23
Gambar 3. 3 <i>New Model</i>	24
Gambar 3. 4 <i>Grid System Data</i>	24
Gambar 3. 5 <i>Material Property Data Concrete</i>	25
Gambar 3. 6 <i>Material Property Data Rebar</i>	25
Gambar 3. 7 <i>Frame Properties</i>	25
Gambar 3. 8 <i>Frame Section Property</i>	26
Gambar 3. 9 <i>Rectangular Section K1 60 x 80 cm</i>	26
Gambar 3. 10 <i>Reinforcement Data Column</i>	27
Gambar 3. 11 <i>Rectangular Section G1 40 x 80</i>	27
Gambar 3. 12 <i>Reinforcement Data Beam</i>	28
Gambar 3. 13 <i>Area Sections</i>	28
Gambar 3. 14 <i>Shell Section Data</i>	28
Gambar 3. 15 Penggambaran Elemen Kolom	29
Gambar 3. 16 Penggambaran Elemen Balok.....	29
Gambar 3. 17 Penggambaran Elemen Plat	29
Gambar 3. 18 <i>Define Load Patterns</i>	30
Gambar 3. 19 <i>Seismic Load Pattern</i>	30
Gambar 3. 20 Beban Mati.....	31
Gambar 3. 21 Beban Hidup	31
Gambar 3. 22 <i>Response Spectrum Function Definition</i>	32
Gambar 3. 23 <i>Response Spectrum IBC 2012 Function Definition</i>	32
Gambar 3. 24 <i>Load Case Data RS Arah X</i>	33
Gambar 3. 25 <i>Load Case Data RS Arah Y</i>	33
Gambar 3. 26 <i>Load Combination Data</i>	34
Gambar 3. 27 <i>Modelling Struktur Atas dengan SAP2000 V.22</i>	35
Gambar 4. 1 Desain Spektra Indonesia (rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)	44
Gambar 4. 2 Parameter Gerak Tanah, S_s (SNI 1726-2019).....	44
Gambar 4. 3 Parameter Gerak Tanah, S_1 (SNI 1726-2019).....	45
Gambar 4. 4 Spektrum Respon Desain Gempa Kota Semarang	50
Gambar 4. 5 Gaya Maksimum yang Terjadi	50
Gambar 4. 6 Perletakan 1,5D Atas dan Bawah pada Tiang	54
Gambar 4. 7 Hasil Faktor Reduksi	59

Gambar 4. 8 Pile Cap P1	62
Gambar 4. 9 Pile Cap P2	62
Gambar 4. 10 Pengaturan Global Proyek 1	64
Gambar 4. 11 Pengaturan Global Dimensi 1	64
Gambar 4. 12 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik S-02.....	64
Gambar 4. 13 Pemodelan Tiang Pancang Tunggal	65
Gambar 4. 14 <i>Input</i> Beban Terpusat.....	65
Gambar 4. 15 <i>Standard Fixities</i> Tiang Tunggal.....	66
Gambar 4. 16 Data Material Tiap Lapisan Tiang Tunggal.....	66
Gambar 4. 17 Jaring Elemen yang Tersusun.....	66
Gambar 4. 18 Garis Freatik Tiang Tunggal.....	67
Gambar 4. 19 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Tunggal	67
Gambar 4. 20 Tegangan Efektif Tiang Tunggal.....	67
Gambar 4. 21 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal dengan Plaxis 8.6.....	68
Gambar 4. 22 Deformasi Tiang Tunggal.....	68
Gambar 4. 23 Pengaturan Global Proyek 2	69
Gambar 4. 24 Pengaturan Global Dimensi 2.....	69
Gambar 4. 25 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik S-02.....	69
Gambar 4. 26 Pemodelan Tiang Pancang Kelompok.....	70
Gambar 4. 27 <i>Input</i> Beban Merata	70
Gambar 4. 28 <i>Standard Fixities</i> Tiang Kelompok	71
Gambar 4. 29 Data Material Tiap Lapisan Tiang Kelompok.....	71
Gambar 4. 30 Jaring Elemen yang Tersusun.....	71
Gambar 4. 31 Garis Freatik Tiang Kelompok	72
Gambar 4. 32 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Kelompok.....	72
Gambar 4. 33 Tegangan Efektif Tiang Kelompok	72
Gambar 4. 34 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok dengan PLAXIS 8.6 ...	73
Gambar 4. 35 Deformasi Tiang Kelompok	73



DAFTAR NOTASI

α	=	Faktor Adhesi, didapat dari grafik McClelland
γ	=	Berat volume tanah (kN/m^3)
γ_{dry}	=	Berat volume tanah kering (kN/m^3)
γ_{wet}	=	Berat volume tanah basah (kN/m^3)
θ	=	Arc tg d/s, dalam derajat
σ_s	=	Nilai faktor empirik tipe tanah
ϕ	=	Sudut geser dalam tanah
$\bar{\sigma}_t$	=	Tekanan tanah yang diizinkan (kN/m^2)
$\bar{\sigma}$	=	Tekanan yang diizinkan (kN/m^2)
μ'	=	Angka <i>Poisson's Ratio</i>
ε	=	Koefisien dari <i>skin friction</i>
A_p	=	Luas penampang tiang (m^2)
A_s	=	Luas kulit tiang pancang (m^2)
b'	=	Lebar kelompok tiang (cm)
BJ	=	Berat jenis beton (kN/m^3)
c	=	Kohesi tanah (kN/m^2)
C_p	=	Koefisien Empiris
C_u	=	Kohesi <i>undrained</i> (kN/m^2)
C_d	=	Koefisien amplifikasi defleksi
C_s	=	Koefisien respons seismik
C_t	=	Faktor modifikasi
C_u	=	Koefisien batas atas
D	=	Diameter tiang (m)
E_g	=	Efisiensi kelompok tiang
EI	=	Kekakuan lentur tubuh pondasi (kN/m^2)
E_p	=	Modulus elastisitas tiang (MPa)
E_s	=	Modulus Young (kN/m^2)
f	=	Satuan tahanan kulit persatuan luas (kN/m^2)
F_a	=	Getaran perioda pendek
$f'c$	=	Kuat tekan beton (MPa)

F_b	=	Faktor empirik tahanan ujung tiang tergantung pada jenis tanah
F_s	=	Faktor empirik tahanan kulit tergantung pada jenis tanah
F_v	=	Getaran perioda 1 detik
f_y	=	Tegangan leleh (MPa)
G	=	Modulus Geser
H_g	=	Daya dukung lateral tiang kelompok (kN)
H_u	=	Daya dukung lateral tiang tunggal (kN)
I_e	=	Nilai factor keutamaan gempa
I_p	=	Momen inersia tiang (m^4)
JHL	=	Jumlah Hambatan Lekat (kg/cm)
K	=	Keliling tiang (m)
k_a	=	Koefisien tekanan tanah aktif
k_b	=	Koefisien tekanan tanah lateral
k_p	=	Koefisien tekanan tanah pasif
K_r	=	Nilai kekakuan relatif
k_x	=	Koefisien percepatan horizontal (m/hari)
k_y	=	Koefisien percepatan vertical (m/hari)
L	=	Panjang tiang tertanam (m)
l	=	Panjang Tiang (m)
L_e	=	Panjang efektif (m)
L_i	=	Tebal lapisan tanah (m)
M	=	Gaya Momen (m)
m	=	Jumlah baris tiang
n	=	Jumlah tiang
n'	=	Jumlah tiang dalam satu baris
N_1	=	Nilai SPT kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah
N_2	=	Nilai SPT pada kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas
N_b	=	Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang pancang
$N-SPT$	=	Tahanan penetrasi standar
P	=	Beban yang bekerja (kN)
q_b	=	Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kN/m^2)
q_c	=	Tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

$q_{c(side)}$	=	Perlawanan konus pada masing lapisan sepanjang tiang (kg/cm^2)
$q_{ca(base)}$	=	Perlawanan konus pada rata-rata 1,5D diatas ujung tiang dan 1,5D dibawah ujung tiang (kg/cm^2)
q_p	=	Tahanan ujung batas tiang (kg/cm^2)
Q_g	=	Daya dukung kelompok tiang (kN)
Q_{izin}	=	Daya dukung izin tiang (kN)
Q_p	=	Daya dukung ujung tiang (kN)
Q_s	=	Daya dukung selimut tiang (kN)
Q_u	=	Daya dukung ultimit (kN)
R	=	Koefisien modifikasi respons
s	=	Jarak antar tiang (m)
S	=	Penurunan total (m)
S_a	=	<i>Spectral acceleration</i>
S_1	=	respon spektrum percepatan untuk periode pendek 0,1 detik
S_s	=	respon spektrum percepatan untuk periode pendek 0,2 detik
S_{D1}	=	parameter percepatan spectrum respons desain pada periode pendek 1,0 detik
S_{DS}	=	parameter percepatan spectrum respons desain pada periode pendek 0,2 detik
S_{M1}	=	nilai respon spektrum percepatan untuk periode pendek 1,0 detik
S_{MS}	=	nilai respon spektrum percepatan untuk periode pendek 0,2 detik
S_1	=	akibat batang (m)
S_2	=	akibat beban di ujung (m)
S_3	=	akibat beban sepanjang selimut (m)
S_{bu}	=	Faktor bentuk tiang pancang
SF	=	<i>Safety factor</i>
S_{izin}	=	Penurunan tiang yang diizinkan
S_g	=	Penurunan kelompok tiang (m)
T	=	Tebal lapisan tanah (m)
V	=	Gaya Geser (kN)
W_p	=	Berat tiang (kN)

ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6

(Studi Kasus Gedung Parkir RS Roemani Semarang)

ABSTRAK

Rumah Sakit Roemani Semarang merupakan rumah sakit kelas madya yang dikenal oleh masyarakat luas. Hal tersebut membuat penambahan volume kendaraan yang menyebabkan peningkatan fasilitas parkir. Sehingga direncanakan pembangunan gedung parkir untuk menampung kendaraan dari lahan parkir yang kurang memadai menggunakan pondasi tiang pancang. Tujuan penelitian ini menganalisa serta membandingkan hasil perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi.

Perhitungan pembebanan struktur atas menggunakan program SAP 2000 V.22, menganalisa daya dukung menggunakan metode Meyerhof (1976) dan Aoki & De Alencar (1975) dengan data tanah sondir serta penurunan pondasi tiang pancang metode Vesic (1977) dan program "PLAXIS 8.6". Selanjutnya membandingkan hasil dari masing-masing perhitungan diatas.

Hasil pembebanan dengan program SAP 2000 sebesar 5338,017 kN. Perhitungan daya dukung dari data sondir dengan kedalaman 13 m dan diameter 0,5 m menggunakan metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar diperoleh 4 tiang dengan nilai Q_g 7626,97 kN untuk Meyerhof, sedangkan metode Aoki & De Alencar Q_g 7453,62 kN. Dari kedua hasil daya dukung kelompok, $Q_g > P$. Besar penurunan metode Vesic untuk tiang tunggal 0,01584 m dan tiang kelompok 0,035 m sedangkan program PLAXIS 8.6 tiang tunggal 0,01585 m dan tiang kelompok 0,03569 m. Jadi penurunan dikatakan Aman karena $S < S_{izin}$ (0,05 m).

Kata kunci : Daya Dukung, Penurunan, Plaxis 8.6, Tiang Pancang

ANALYSIS OF BEARING CAPACITY AND SETTLEMENT OF SPUN PILE WITH MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR METHODS AND PLAXIS 8.6 PROGRAM

(Case Study of the Parking Building of Roemani Hospital Semarang)

ABSTRACT

Roemani Hospital Semarang is a middle class hospital that is well known by the public. This causes an increase in the volume of vehicles which causes an increase in parking facilities. So it is planned to build a parking building to accommodate vehicles from an inadequate parking lot using a spun pile. The purpose of this research is to analyze and compare the results of the calculation of bearing capacity and settlement.

The calculation of the loading of the superstructure using the SAP 2000 V.22 program, analyzing the bearing capacity using the Meyerhof (1976) and Aoki & De Alencar (1975) methods with sondir and the settlement of spun pile using the Vesic method (1977) and the "PLAXIS 8.6" program. Then compare the results of each of the above calculations.

The result of loading with SAP 2000 program is 5338.017 kN. Calculation of the bearing capacity of sondir data with a depth of 13 m and a diameter of 0.5 m using the Meyerhof and Aoki & De Alencar method obtained 4 pillars with a Q_g value of 7626.97 kN for Meyerhof, while the Aoki & De Alencar method Q_g 7453.62 kN. From the results of the two groups bearing capacity, $Q_g > P$. The settlement in the Vesic method for single piles is 0.01584 m and group piles are 0.035 m, while the PLAXIS 8.6 program is 0.01585 m for single piles and 0.03569 m for group piles. So the settlement is said to be Safe because $S < S_{all}$ (0.05 m).

Keywords: *Bearing Capacity, Plaxis 8.6, Settlement, Spun Pile*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Rumah Sakit Roemani Muhammadiyah adalah rumah sakit islam yang cukup besar berada di wilayah Kota Semarang, Rumah Sakit Roemani merupakan rumah sakit tipe C atau kelas madya yang keberadaannya sudah dikenal oleh masyarakat luas. Hal tersebut membuat meningkatnya aktivitas pada rumah sakit yaitu terjadi peningkatan berbagai kebutuhan sarana maupun prasarana. Salah satu peningkatan kebutuhan yaitu fasilitas parkir, dikarenakan semakin banyaknya jumlah pasien, pengunjung, dokter maupun pegawai yang akan memakai kendaraan pribadi sehingga menyebabkan pertambahan volume kendaraan yang masuk sebagai akibatnya akan kesulitan mendapatkan tempat parkir.

Lahan parkir hal yang krusial dan wajib ada dalam pembangunan suatu gedung. Oleh karena itu Rumah Sakit Roemani akan melakukan pembangunan Gedung Parkir Rumah Sakit Roemani yang akan berguna untuk menampung kebutuhan parkir pengunjung maupun pegawai rumah sakit, yang mana sebelumnya lalu lintas belum tertib dan tertata rapi hingga jalan. Pembangunan gedung parkir rumah sakit roemani berlokasi di Jalan Wonodri Baru Raya No.22, Wonodri, Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Jawa Tengah dengan luas bangunan 6869 m² dan terdiri dari 6 lantai.

Seluruh pembangunan konstruksi yang dikerjakan berdiri diatas tanah dan ditopang oleh pondasi. Pondasi merupakan salah satu hal yang penting dalam struktur bangunan dimana letaknya di dalam tanah. Pondasi dirancang sebagai penyalur beban ke tanah tanpa disertai penurunan beban yang lebih. Akibat dari bekerjanya beban - beban yang ada maka struktur pondasi memperhitungkan daya dukung horizontal dan besarnya penurunan vertikal pada pondasi tersebut.

Penyelidikan tanah gedung parkir RS Roemani Semarang dilakukan agar mengetahui tingkat kepadatan tanah, struktur lapisan tanah, klasifikasi tanah, parameter dan mekanis tanah dapat menggunakan pondasi tiang pancang. Akibat permasalahan yang akan terjadi pada perancangan pondasi maka pada era modern

dengan digitalisasi dilakukan perhitungan pondasi dengan program “PLAXIS 8.6”, program ini membantu menganalisa masalah dalam geoteknik dan menghitung beban dengan menggunakan program “SAP2000 V.22”.

Menurut penjabaran diatas, maka dalam penelitian Tugas Akhir ini mengambil judul “ANALISA DAYA DUKUNG DAN PENURUNAN PONDASI TIANG PANCANG DENGAN METODE MEYERHOF, AOKI & DE ALENCAR DAN PROGRAM PLAXIS 8.6”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan Latar Belakang diatas, maka didapatkan beberapa rumusan masalah sebagai berikut :

1. Seberapa besar beban yang terjadi pada pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang ?
2. Berapa nilai daya dukung pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang ?
3. Berapa besarnya nilai penurunan (*settlement*) pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang ?
4. Bagaimana perbandingan hasil penurunan secara manual dan menggunakan program PLAXIS 8.6 ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Berdasarkan Rumusan Masalah yang ada, maka didapatkan beberapa maksud dan tujuan penelitian sebagai berikut :

1. Mengetahui beban yang terjadi pada pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang.
2. Mengetahui nilai daya dukung pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang.
3. Mengetahui besarnya nilai penurunan (*settlement*) pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang.
4. Membandingkan hasil penurunan secara manual dan menggunakan program PLAXIS.

1.4 Batasan Masalah

Batasan masalah yang akan diteliti dalam Tugas Akhir ini adalah menghitung pembebanan struktur atas menggunakan program SAP 2000 V.22, menganalisa daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang Gedung Parkir RS Roemani Muhammadiyah Semarang dengan menggunakan metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar serta menggunakan program “PLAXIS 8.6”. Untuk perbandingan daya dukung Tiang Pancang menggunakan metode Meyerhof dengan Aoki & De Alencar, serta perbandingan penurunan pondasi Tiang Pancang secara manual dan program PLAXIS 8.6.

1.5 Sistematika Penulisan

Untuk lebih jelasnya dalam penyusunan laporan, maka dibuat sistematika penulisan laporan sebagai berikut:

BAB I PENDAHULUAN

Bab ini menjelaskan tentang penyusunan Laporan Tugas Akhir yang berisi mengenai latar belakang, rumusan masalah, tujuan penelitian, batasan penelitian, serta sistematika penulisan tugas akhir.

BAB II TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menjelaskan tentang teori, rumus, dan uraian secara umum yang diperoleh dari buku literatur, tulisan ilmiah, website, dan hasil penulisan sebelumnya.

BAB III METODOLOGI PENELITIAN

Bab ini menjelaskan tentang tahapan penelitian dan analisis yang dilakukan mulai dari pengumpulan data sampai pengolahan dan hasil analisa.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

Bab ini menjelaskan tentang seluruh uraian tentang pembahasan tinjauan umum maupun perhitungan perencanaan yang dilakukan pada tugas akhir ini.

BAB V PENUTUP

Bab ini berisi mengenai kesimpulan dan saran yang merupakan bab terakhir pada laporan tugas akhir ini.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah

2.1.1 Definisi Tanah

Gabungan butiran agregat yang dapat dipisahkan dengan suatu teknik jika agregat tersebut tercampur bersama air didefinisikan sebagai Tanah (Darwis,2018). Menurut (Pratikso,2017) tanah artinya bahan yang diperoleh dari agregat mineral padat yang tidak terjadi proses dimana butiran-butiran sedimen direkatkan oleh material lain dan dari bahan organik yang lapuk (yang berpartikel padat) disertai dengan penggunaan cairan serta gas yang mengisi rongga antar partikel padat. Dalam arti lain, tanah digunakan sebagai pondasi pendukung untuk bangunan, atau bahan konstruksi bangunan itu sendiri seperti tanggul atau bendungan, atau kadang-kadang sebagai kekuatan gaya eksternal pada struktur, seperti dinding atau dinding penahan tanah (Sosrodarsono & Nakazawa, 2000).

Agregat mineral yang menjadi bagian tanah yang padat adalah hasil pelapukan dari batuan. Ukuran setiap butiran padat tersebut bervariasi dan sifat fisik tanah bergantung pada banyak faktor seperti ukuran partikel, bentuk dan susunan bahan-bahan kimia dari butiran (Das, 1995).

2.1.2 Klasifikasi Tanah

Klasifikasi tanah dibutuhkan untuk pengamatan lapangan dan pengujian lapangan sederhana. Untuk memperoleh hasil klasifikasi yang objektif, berguna untuk mendapatkan gambaran sepintas mengenai survei, perencanaan, dan pelaksanaan berbagai pekerjaan yang berhubungan dengan tanah. Pada dasarnya tanah terdiri dari dua golongan utama, berupa gradasi butirannya yaitu tanah berbutir halus dan berbutir kasar. Berdasarkan keragaman gradasinya, dapat digolongkan menjadi tiga yaitu, gradasi senjang (*gap graded/ poor graded*) dimana ukuran butiran tidak merata, gradasi seragam (*uniform graded*) ukuran butiran relatif sama, dan gradasi baik/rapat (*well graded/ dense graded*) ukuran butiran yang saling melengkapi. Tanah dikatakan baik jika memiliki gradasi yang baik, dimana partikel tanah ada

mengisi dan menutup rongga sehingga memiliki kontak yang lebih banyak dan baik antar partikel.

Tanah berbutir halus berupa tanah lempung (*clay* dilambangkan dengan C) dengan ukuran butiran $<0,002$ mm dan lanau (*silt* dilambangkan M) berdiameter sekitar 0,06-0,002 mm, sedangkan untuk tanah berbutir kasar perbedaan yang lebih rinci dibuat menurut ukuran partikel. Pasir (*sand* dilambangkan S) apabila diameter butiran berkisar 2-0,6 mm adalah pasir kasar, diameter antara 0,6-0,2 mm adalah pasir sedang, dan pasir halus jika diameter berkisar 0,2-0,06 mm. Kerikil (*gravel* dilambangkan G) yang berdiameter >2 mm (Das,1995).

Tabel 2. 1 Batasan Ukuran Kategori Tanah

Nama Golongan	Kerikil	Ukuran Butiran (mm)		
		Pasir	Lanau	Lempung
(MIT) Massachusetts Institute of Technology	> 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	$< 0,002$
U.S. Department of Agriculture (USDA)	> 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	$< 0,002$
American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)	76,2 – 2	2 – 0,06	0,06 – 0,002	$< 0,002$
Unified Soil Classification System (U.S. Army Corp of Engineers and U.S. Bureau of Reclamation)	76,2 – 4,75	4,75 – 0,075	Halus (Yalk.,kl,m itu lanau dan lempung $< 0,0075$)	

(Sumber: Das, 1995)

Klasifikasi tanah berdasarkan kerekatannya dapat digolongkan menjadi dua bagian, yaitu tanah kohesif (tanah lempung) dan tanah non-kohesif. Tanah kohesif merupakan tanah memiliki sifat kerekatan antar butiran seperti tanah lempung. Tanah lempung (*clays*) terdiri dari partikel mikroskopis dan submikroskopis (tidak bisa diamati secara akurat hanya dengan mikroskop biasa) berupa lempengan-

lempengan datar dan partikel dari mika, mineral lempung (*clay minerals*), dan mineral halus lainnya (Pratikso, 2017). Tanah non-kohefif adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali kerekatan antar butiran atau hamper tidak mengandung lempung seperti pasir.

2.1.3 Parameter Tanah

Parameter tanah merupakan acuan atau indikator untuk mengetahui proses perubahan yang terjadi pada tanah akibat sifat fisik dan jenis tanah. Angka parameter pada wilayah ditentukan oleh karakteristik bawah permukaan tanah yang terdiri dari nilai kohesif, N-SPT, sudut geser internal dan sebagainya (Fitriyana, 2017). Berikut parameter tanah:

a. Modulus Elastisitas Tanah

Modulus elastisitas tanah didefinisikan sebagai tegangan, $\Delta\sigma$ sebagai penambahan setiap regangan, $\Delta\varepsilon$ untuk selama awal pembebanan. Modulus elastisitas tanah diartikan sebagai nilai propertis tanah yang sering digunakan untuk mengestimasi penurunan. Nilai modulus tanah yaitu 1/10 hingga 1/100 dari nilai modulus baja (Hakam, 2008).

Tabel 2. 2 Rentang Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Jenis tanah	Modulus elastisitas (kg/cm ²)	
	Bowles, 1988	Das, 1994
LEMPUNG		
Sangat Lunak	3 – 30	
Lunak	20 – 40	20 – 50
Sedang	45 – 90	50 – 100
Berpasir	300 – 425	100 – 250
PASIR		
Berlanau	50 – 200	100 – 170
Pasir Tidak Padat	100 – 250	100 – 250
Pasir Sedang		170 – 270
Padat	500 – 1000	350 – 550
KERIKIL BERPASIR		700 – 1730
Tidak Padat	500 – 1400	
Padat	800 – 2000	
LANAU	20 – 200	
LOSES	150 – 600	
CADAS	1400 – 14000	

(Sumber: Bowles, 1997 & Das, 1994)

b. *Poisson's Ratio*

Poisson's ratio merupakan komparasi dari laju perubahan regangan pada arah aksial dengan laju penambahan regangan pada arah lateral.

Tabel 2. 3 Hubungan Antara Jenis Tanah dan *Poisson's Ratio*

Jenis Tanah	<i>Poisson's Ratio</i> (μ)
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir	0,1 – 1,0
Batuan	0,1 – 0,4
Umum dipakai untuk tanah	0,3 – 0,4

(Sumber: Das, 1988)

c. Modulus Geser (G')

Modulus geser merupakan analogi antara peralihan tegangan geser (τ) dengan peningkatan perpindahan sudut (θ) dalam unsur tanah. Modulus geser dihitung dengan persamaan matematik yang diperoleh dari analisis regangan-tegangan pada elemen tanah. Secara matematis modulus ditulis sebagai berikut:

$$K_s = \frac{\Delta\tau}{\Delta S} \dots\dots\dots 2.1$$

$$G = \frac{\Delta\tau}{\Delta\theta} \dots\dots\dots 2.2$$

Hubungan antara modulus geser (G'), dengan modulus elastisitas (E), dan *Poisson's ratio* (μ) dirumuskan sebagai berikut:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} \dots\dots\dots 2.3$$

d. Sudut Geser Dalam (ϕ)

Sudut geser dalam yaitu sudut yang terwujud dari sumbu horizontal (tegangan normal) dengan garis tepi keruntuhan (*failure envelope*) (Hakam, 2008).

Tabel 2. 4 Besaran Sudut Geser dalam Tanah

Tingkat Kepadatan	Sudut Geser Dalam (ϕ)
Sangat lepas	< 30
Lepas	30 – 35
Agak Padat	35 – 40
Padat	40 – 45
Sangat Padat	> 45

(sumber : Bowles, 1989)

e. Kohesi (c)

Kohesi (*cohesi*) diartikan sebagai gaya tarik menarik antar partikel pada tanah yang dinyatakan dalam satuan berat per satuan luas. Kohesi dapat digunakan untuk menentukan ketahanan tanah terhadap deformasi akibat tegangan yang ada pada tanah dalam hal ini berupa gerakan lateral tanah. Besar nilai kohesi dipengaruhi oleh densitas dan jarak antar molekul pada benda. Kohesi memiliki perbandingan yang lurus dengan densitas suatu benda, maka kohesi dengan densitas tinggi juga memperoleh nilai kohesi yang tinggi. Nilai kohesi (c) didapatkan dari data sondir, dirumuskan sebagai berikut:

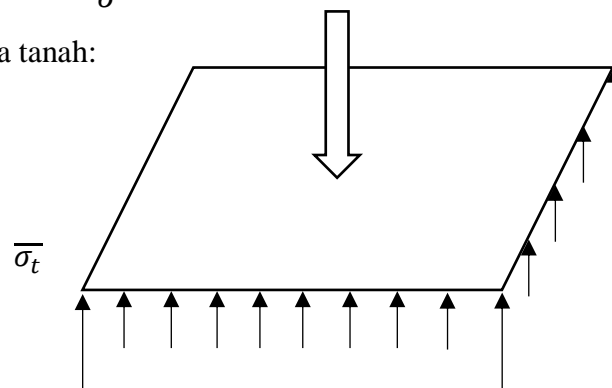
$$c = q_u / 20 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots\dots 2.4$$

2.2 Pondasi

Pondasi adalah komponen dari sistem rekayasa yang menyalurkan beban dan didukung pondasi serta massanya sendiri yang berada di dalam tanah dan batuan dibawahnya (Bowles, 1997). Pondasi merupakan bagian struktural untuk menyalurkan beban struktur ke tanah. Karena daya tanah lebih kecil dari daya material bangunan dan jika memerlukan A maka luas permukaan harus lebih besar untuk memikul beban P yang sama (Canonica, 2013).

$$A \text{ perlu} = \frac{P}{\bar{\sigma}} \dots\dots\dots 2.5$$

Beban pada tanah:



Dimana : $\bar{\sigma}$ = tekanan yang diizinkan (kN/m^2)

$\bar{\sigma}_t$ = tekanan tanah yang diizinkan (kN/m^2)

Distribusi beban dari bangunan atas ke tanah dapat dilakukan dengan menggunakan:

- Pondasi dangkal atau alas, telapak, telapak tersebut atau pondasi rakit (*raft foundation*). Umumnya memiliki kedalaman $D/B \leq 1$ tetapi kira-kira lebih.
- Pondasi dalam, tembok atau tiang yang dibor, tiang pancang atau kasion yang dibor, Kedalamannya $D/B \geq 4^+$ dengan suatu tiang pancang (Bowles, 1989).

2.3 Klasifikasi Pondasi

2.3.1 Pondasi Dangkal

Pondasi dangkal didefinisikan pondasi yang menyalurkan atau memikul bebannya secara langsung, seperti: pondasi telapak (*spread footing*), pondasi memanjang (*continuous footing*) dan pondasi rakit (*raft foundation or mat foundation*) (Hardiyatmo, 2002).

a. Pondasi Telapak (*spread footing*)

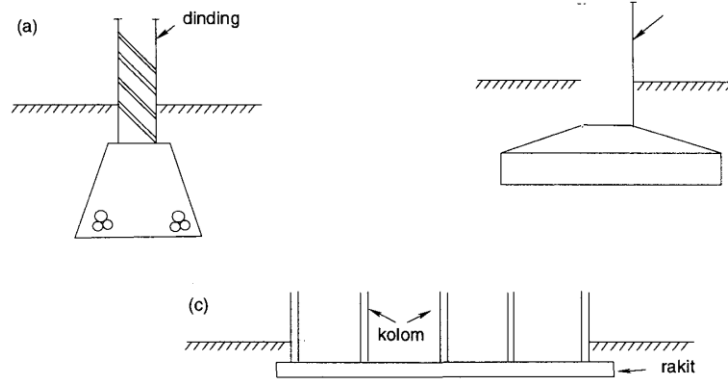
Pondasi telapak yaitu pondasi yang menopang bangunan langsung di atas tanah pondasi, jika terdapat lapisan tanah yang tebal dan berkualitas sehingga dapat menopang konstruksi bangunan pada bidang tanah (Hardihardaja. dkk, 1997).

b. Pondasi Memanjang (*continuous footing*)

Pondasi memanjang biasa disebut pondasi batu kali berfungsi menyangga kolom dengan jarak dekat, bisa juga untuk menyangga dinding. Biasanya berupa batu kali, pasangan batu bata, atau beton tak bertulang (Canonica, 2013).

c. Pondasi Rakit (*raft foundation or mat foundation*)

Pondasi rakit adalah pondasi yang digunakan untuk menopang konstruksi bangunan yang terdapat pada tanah lunak atau dimana jika tata letak kolom jaraknya ke segala arah jadi sisinya saling berhimpitan (Hardiyatmo, 1996).



Gambar 2. 1 Jenis - Jenis Pondasi Dangkal

2.3.2 Pondasi Dalam

Pondasi dalam atau biasa disebut sebagai pondasi tiang merupakan struktur pondasi yang dapat digunakan untuk menahan gaya-gaya ke sumbu tiang dengan menarik lenturan (Hardiyatmo, 2002)

a. Pondasi Tiang (*pile foundation*)

Pondasi tiang diterapkan jika pada kedalaman yang normal, tanah pondasi tidak kuat menopang bebannya dan tanah keras di timbunan yang tinggi untuk mempengaruhi penurunan yang besar (Hardiyatmo, 2002). Pondasi tiang dirancang sebagai monolit dengan menggabungkan dasar tiang pancang di bawah struktur ke tumpuan pondasi. Perencanaan jenis tiang yang digunakan berdasarkan persamaan berikut (Nakazawa dan Sosrodarsono, 2000):

- Tiang pancang: $l^4 \sqrt{\frac{k.D}{4EI}} > 3$ 2.6

- Tiang pendek : $1 < l^4 \sqrt{\frac{k.D}{4EI}} \leq 3$ 2.7

- Kasion : $l^4 \sqrt{\frac{k.D}{4EI}} \leq 1$ 2.8

Dimana, l : Panjang tubuh pondasi yang tertanam didalam tanah (m)

k : Koeffisien reaksi tanah dalam arah melintang (kg/cm^3)

EI : Kekakuan lentur tubuh pondasi (kN/m^2)

Persamaan (2.6) digunakan jika terjadi defleksi yang disebabkan lenturan oleh gaya-gaya di sekitar sumbu, yang memperkuat asumsi bahwa pondasi menggunakan tiang. Persamaan (2.7) menunjukkan sifat-sifat pondasi antara

tiang dengan kaisan, sehingga penjabarannya lebih sulit dengan tiang yang memiliki panjang tertentu. Persamaan (2.8) digunakan ketika defleksi terjadi dengan rotasi yang bersifat pasti dan sebab akibat dari asumsi sebagai “kaisan” (Nakazawa dan Sosrodarsono, 2000).

b. Pondasi Sumuran (*pier foundation*)

Pondasi sumuran didefinisikan sebagai bentuk perubahan diantara pondasi dangkal dan pondasi tiang, dipakai jika pada bagian tanah berada di kedalaman yang cukup dalam (Hardiyatmo, 2002). Membedakan antara pondasi sumuran dan pondasi dangkal yaitu berdasarkan nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B). untuk pondasi sumuran $D_f/B > 4$, sedangkan pondasi dangkal $D_f/B \leq 1$ (Peck, dkk, 1953).

2.4 Kapasitas Daya Dukung Pondasi

Pondasi harus dirancang untuk menahan massa yang direncanakan agar area pondasi pada tanah tidak runtuh dan *settlement* berlebih tidak terjadi. Ada kriteria yang perlu ada ketika merancang pondasi yaitu, pondasi harus menahan massa sampai faktor aman. Dan pondasi berada pada tempatnya dengan aman jika telah sampai batas toleransi tertentu (Hakam, 2008).

2.4.1 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Meyerhof

Berdasar pada data pengujian sondir/CPT dan SPT perhitungan kapasitas daya dukung pondasi menggunakan metode Meyerhof (1976) dalam Sugesti, Titin (2017) dinyatakan berikut ini :

a. Data Uji *Cone Penetration Test*

Persamaan daya dukung ultimit pondasi tiang pancang:

$$Q_u = Q_p + Q_s = (q_c \times A_p) + (JHL \times K) \dots\dots\dots 2.9$$

Keterangan :

- Q_p : Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)
- Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)
- q_c : Tahanan ujung sondir (kg/cm^2)
- A_p : Luas penampang tiang (m^2)
- JHL : Jumlah hambatan lekat (kg/cm)
- K : Keliling tiang (m)

Persamaan daya dukung izin pondasi:

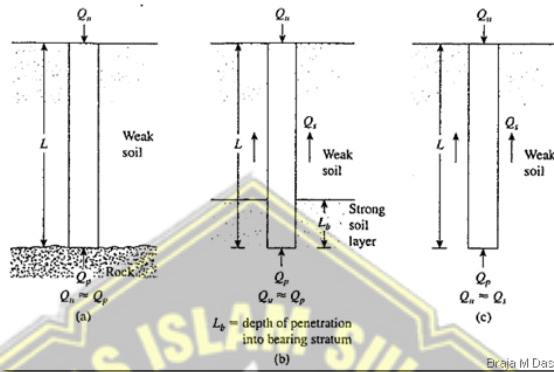
$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p \dots\dots\dots 2.10$$

Keterangan :

Q_u : daya dukung ultimit (kN)

SF : *Safety Factor*

W_p : Berat tiang (kN)



Gambar 2. 2 Daya Dukung Ultimit Pondasi (Das,1998)

b. Data Uji *Standard Penetration Test*

Dalam menghitung daya dukung pondasi tiang dengan data SPT menggunakan metode Meyerhof terdapat dua macam pengelompokan tanah yaitu :

1. Tanah non kohesif yaitu tanah dengan granularnya minim lekatan atau hampir tidak lempung misal pasir.
2. Tanah kohesif yaitu tanah dengan granularnya terdapat lekatan atau terkandung lempung seperti tanah lempungan.

Maka, seperti pengelompokan diatas untuk rumus perhitungan daya dukung pondasi tanah non kohesif persamaan 2.11 seperti berikut.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p = 40 \times \frac{N1+N2}{2} \times A_p \dots\dots\dots 2.11$$

Keterangan :

N_b : Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang pancang,

$N1$: Nilai SPT kedalaman 4D dari ujung tiang ke bawah

$N2$: Nilai SPT pada kedalaman 8D dari ujung tiang ke atas

A_p : Luas penampang tiang (m^2)

Meyerhof mengusulkan 0,2 sebagai nilai koefisien Q_s seperti pada persamaan 2.12 berikut ini.

$$Q_s = 0,2 \text{ N-SPT} \times A_s \dots\dots\dots 2.12$$

Keterangan :

N-SPT : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

A_p : Luas selimut tiang (m^2)

Untuk perhitungan daya dukung pondasi tanah kohesif seperti pada persamaan 2.13 dan pada persamaan 2.14 untuk daya dukung selimut.

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_p \dots\dots\dots 2.13$$

$$Q_s = \alpha \times C_u \times K \times L_i \dots\dots\dots 2.14$$

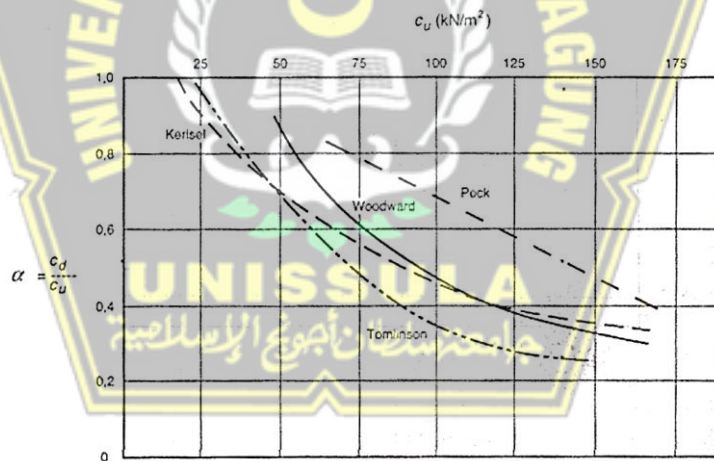
Keterangan :

Q_p : Daya dukung ujung tiang (kN) K : Keliling (m)

C_u : Kohesi *undrained* (kN/m^2) α : Faktor Adhesi, didapat dari

A_p : Luas penampang tiang (m^2) grafik McClelland

L_i : Tebal lapisan tanah (m)



Gambar 2. 3 Nilai α (McClelland, 1974 dalam Hardiyatmo, 2015)

2.4.2 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Metode Aoki & De Alencar

Dalam merencanakan pondasi tiang pancang, dibutuhkan data tanah geser sebelum pembangunan dilaksanakan hal tersebut dilakukan untuk mencari daya dukung ultimit pada tiang pancang. Rumus daya dukung ultimit seperti persamaan 2.15 berikut (Aoki dan De Alencar, 1975 dalam Sugesti, Titin.,2017).

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_b \cdot A_p + f \cdot A_s \dots\dots\dots 2.15$$

Keterangan :

- Q_u : Daya dukung ultimit (kN)
- Q_p : Kapasitas tahanan ujung tiang (kN)
- Q_s : Kapasitas tahanan kulit (kN)
- q_b : Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kg/cm^2)
- A_p : Luas ujung tiang (m^2)
- f : Satuan tahanan kulit persatuan luas (kN/m^2)
- A_s : Luas kulit tiang pancang (m^2)

Metode Aoki dan De Alencar untuk mencari daya dukung aksial ultimit dari data CPT harus menentukan daya dukung ujung tiang persatuan luas (q_b) dan tahanan kulit persatuan luas pada persamaan 2.16 dan 2.17 berikut.

Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) :

$$q_b = \frac{q_{ca(base)}}{F_b} \dots\dots\dots 2.16$$

Tahanan kulit persatuan luas (f) :

$$f = q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s} \dots\dots\dots 2.17$$

Keterangan:

- q_b : Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kg/cm^2)
- $q_{ca(base)}$: Perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang dan 1,5D dibawah ujung tiang (kg/cm^2)
- F_b : Faktor empirik tahanan ujung tiang tergantung pada jenis tanah
- f : Satuan tahanan kulit persatuan luas (kg/cm^2)
- $q_{c(side)}$: Perlawanan konus pada masing lapisan sepanjang tiang (kg/cm^2)
- σ_s : Nilai faktor empirik tipe tanah
- F_s : Faktor empirik tahanan kulit tergantung pada jenis tanah

Berikut tabel faktor F_b dan F_s ;

Tabel 2. 5 Faktor Empirik F_b dan F_s

Tipe Tiang Pancang	F_b	F_s
Tiang Bor	3,5	7,0
Baja	1,75	3,5
Beton Pratekan	1,75	3,5

(Sumber: Titi dan Farsakh, 1999)

Tabel 2. 6 Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda

Tipe Tanah	as (%)	Tipe Tanah	as (%)	Tipe Tanah	as (%)
Pasir	1,4	Pasir berlanau	2,2	Lempung berpasir	2,4
Pasir kelanauan	2,0	Pasir berlanau dengan lempung	2,8	Lempung berpasir dengan lanau	2,8
Pasir kelanauan dengan lempung	2,4	Lanau	3,0	Lempung berlanau dengan pasir	3,0
Pasir berlempung dengan lanau	2,8	Lanau berlempung dengan pasir	3,0	Lempung berlanau	4,0
Pasir berlempung	3,0	Lanau berlempung	3,4	Lempung	6,0

(Sumber: Titi dan Farsakh, 1999)

2.4.3 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

Pondasi tiang pancang umumnya terikat satu kelompok bersama *pile cap*.

Perhitungan kapasitas kelompok tiang dibutuhkan mengenai :

1. Jumlah tiang

$$n = \frac{P}{Q_{izin}} \dots\dots\dots 2.18$$

Keterangan :

P : Beban yang bekerja, beban didapat dari perhitungan SAP2000 (kN)

Q_{izin} : Daya dukung izin pondasi (kN)

2. Jarak tiang

Syarat jarak tiang pada *pile cap* antara 2,5D – 3D, seperti pada persamaan 2.19 dan 2.20 (Direktorat Jenderal Bina Marga, 1970).

$$s \geq 2,5D \dots\dots\dots 2.19$$

$$s \leq 3D \dots\dots\dots 2.20$$

Keterangan :

s : Jarak pusat ke pusat tiang (m)

D : Diameter tiang (m)

Syarat S per-tiang dalam kelompok yang digunakan yaitu min 0,60 m dan maks 2,00 m. Berdasarkan ketentuan dibawah ini.

- a. Jika $S < 2,5D$, maka mungkin tanah sekitar tiang kelompok akan terjadi kenaikan berlebihan dikarenakan tiang-tiang yang saling berdekatan.

b. Jika $S > 3D$, maka hal tersebut tidak ekonomis dikarenakan akan mengganti dimensi *pile cap* yang lebih besar.

3. Kapasitas dukung kelompok tiang untuk tanah pasir

Rumus kapasitas ultimit kelompok tiang didapatkan dari mengalikan beberapa variabel dengan efisiensi tiang seperti berikut.

$$Q_g = n \times Q_{izin} \times E_g \dots\dots\dots 2.21$$

Keterangan :

Q_g : Daya dukung kelompok tiang (kN)

n : Jumlah tiang dalam kelompok

Q_{izin} : Kapasitas dukung izin (kN)

E_g : Efisiensi kelompok tiang

4. Efisiensi kelompok tiang

Rumus efisiensi kelompok tiang menurut Converse-Labarre *Formula* seperti pada persamaan 2.22 berikut.

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90mn'} \dots\dots\dots 2.22$$

Keterangan :

E_g : Efisiensi kelompok tiang θ : arc tg d/s , dalam derajat

m : Jumlah baris tiang s : Jarak antar tiang (m)

n' : Jumlah tiang dalam satu baris D : Diameter tiang (m)

Jika didapatkan hasil efisiensi kelompok tiang 1,0 atau di atasnya maka gunakan jarak antar tiang 3D-4D (Paulus,2016).

2.5 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Metode Meyerhof

2.5.1 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan daya dukung lateral tiang pancang membutuhkan nilai kekakuan relative (K_r), dimana untuk tanah pasir terdapat tiang pendek/rigid dan tiang panjang/fleksibel (Meyerhof, 1995 dalam Kawengian, S.,2018).

Jika $K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \geq 0,1$ merupakan tiang pendek (rigid). Sehingga :

$$H_{u(g)} = 0,125 \gamma D L^2 K_b \dots\dots\dots 2.23$$

Jika $K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \leq 0,01$ merupakan tiang panjang (fleksibel)

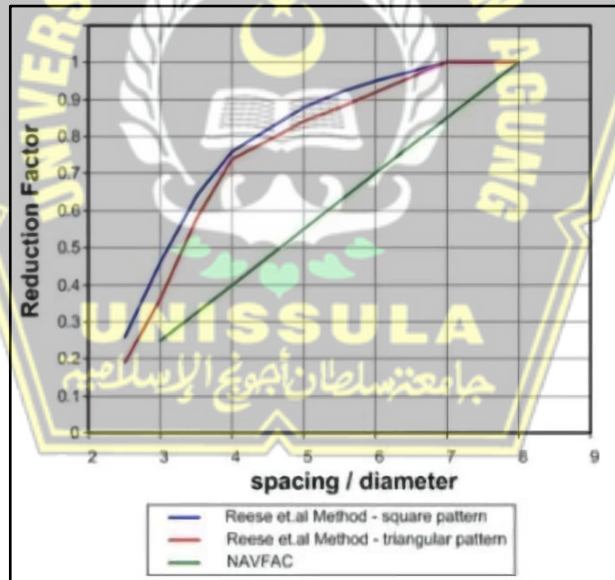
$$H_{u(g)} = 0,125 \gamma D L e^2 K_b \dots\dots\dots 2.24$$

Keterangan :

- γ : Berat volume tanah (kN/m^3)
- D : Diameter tiang (m)
- L : Panjang tiang tertanam (m)
- L_e : Panjang efektif (m) $\rightarrow 1,65 K_r^{0,12} L$
- K_b : Koefisien tekanan tanah lateral $\rightarrow (k_p - k_a) S_{bu}$
- k_p : Koefisien tekanan tanah pasif $\rightarrow \tan^2 (45 + \phi/2)$
- k_a : Koefisien tekanan tanah aktif $\rightarrow \tan^2 (45 - \phi/2)$
- S_{bu} : Faktor bentuk tiang pancang

2.5.2 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok

Dalam menghitung daya dukung lateral tiang kelompok dibutuhkan mengenai jarak, jumlah, susunan tiang dan faktor reduksi. Jarak tiang atau diameter riang yang mempengaruhi faktor reduksi disebut ratio s/d. Berikut faktor reduksi menurut Reese dkk, untuk formasi tiang dibedakan *square pattern* dan *triangular pattern*.



Gambar 2. 4 Faktor Reduksi (Reese dalam Balamba, 2018)

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \times n \times H_u \dots\dots\dots 2.25$$

Keterangan :

- H_g : Daya dukung lateral tiang kelompok (kN)
- H_u : Daya dukung lateral tiang tunggal (kN)
- n : Jumlah tiang dalam kelompok

2.6 Penurunan Pondasi (*Settlement*)

Penurunan (*settlement*) merujuk pada pergerakan titik pada bangunan ke titik referensi tetap (Hardiyatmo, 2002). Berikut perkiraan perhitungan penurunan pondasi tiang individu dan *group*.

2.6.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Beban sangat berpengaruh terhadap penurunan pondasi, perhitungan pondasi tiang tunggal dapat diperkirakan dengan rumus persamaan 2.26 berikut.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \dots\dots\dots 2.26$$

Keterangan :

S : Penurunan total (m)

S₁ : akibat batang (m)

S₂ : akibat beban di ujung (m)

S₃ : akibat beban sepanjang selimut (m)

Untuk mendapatkan nilai S₁

$$S_1 = \frac{(Q_p + \epsilon_s \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p} \dots\dots\dots 2.27$$

Untuk mendapatkan nilai S₂

$$S_2 = \frac{(Q_p \cdot C_p)}{D \cdot q_p} \dots\dots\dots 2.28$$

Untuk mendapatkan nilai S₃

$$S_3 = \frac{Q_s}{A_s} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws} \dots\dots\dots 2.29$$

Keterangan :

Q_p : Daya dukung ujung tiang (kN)

Q_s : Daya dukung selimut tiang (kN)

ε_s : Koefisien dari *skin friction* (gambar 2.5)

L : Panjang tiang pancang (m)

A_p : Luas penampang tiang (m²)

E_p : Modulus Elastisitas Tiang (MPa)

q_p : Tahanan ujung batas tiang (kg/cm²)

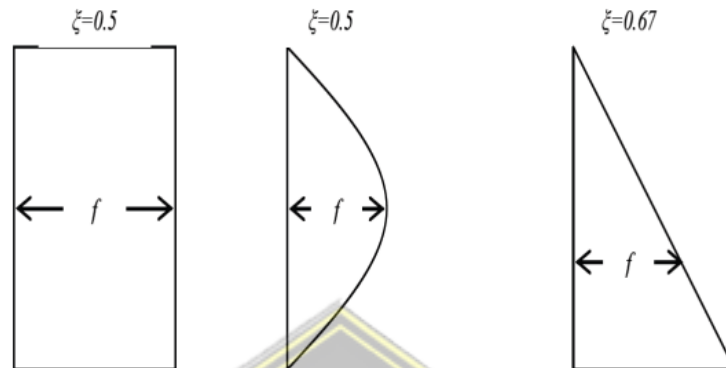
C_p : Koefisien Empiris (Tabel 2.7)

D : Diameter tiang (m)

E_s : Modulus Young (kN/m²)

μ_s : *Poisson Ratio*

Untuk nilai koefisien dari *skin friction* tergantung pada jenis tanahnya. Umumnya untuk tanah lempung atau lanau, jenis *skin friction* berbentuk seragam atau *simetric* seperti persegi panjang dengan nilai $\xi = 0,5$ sedangkan untuk tanah pasir, jenis *skin friction* berbentuk segitiga dengan nilai $\xi = 0,67$. Seperti pada gambar berikut:



Gambar 2. 5 Bentuk *Skin Friction* Sepanjang Tiang Tertanam ke dalam Tanah
(Bowles, 1993)

Tabel 2. 7 Nilai Koefisien Empiris

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (Padat – Lepas)	0,02-0,04	0,09-0,18
Lempung (Kaku – Lunak)	0,02-0,03	0,03-0,06
Lanau (Padat – Lepas)	0,03-0,05	0,09-0,12

(Sumber : Das,1995)

2.6.2 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Penurunan pondasi tiang kelompok dirumuskan sebagai berikut :

$$S_g = S \sqrt{\frac{b'}{D}} \dots\dots\dots 2.30$$

Keterangan :

- S_g : Penurunan Kelompok (m)
- S : Penurunan Tiang Tunggal (m)
- b' : Lebar Kelompok Tiang (m)
- D : Diameter tiang (m)

2.7 Pemodelan Program

2.7.1 Pemodelan Program SAP2000 V.22

Penggunaan *SAP2000 V.22* dalam pembahasan ini berguna untuk menganalisis dan membantu dalam merencanakan struktur pondasi melalui perhitungan struktur atas (*upper structure*). *SAP2000 V.22* membantu dalam pemodelan struktur dengan hasil pada *SAP2000* berupa gaya M, V, dan N yang dibutuhkan pada perhitungan elemen struktur bawah.

2.7.2 Pemodelan Program PLAXIS 8.6

Program *PLAXIS* merupakan suatu program yang dipergunakan untuk Analisa deformasi dan stabilitas dalam permasalahan geoteknik. Pada Program *PLAXIS 8.6* diterapkan dengan metode antarmuka grafis yang mudah digunakan sehingga dengan cepat membuat pemodelan geometri dan jaringan elemen berdasarkan penampang melintang dari kondisi yang ingin dianalisa.

Pada Program *PLAXIS 8.6* ada dua macam pemodelan tanah, ialah versi Mohr – Coulomb dan versi tanah lunak. *PLAXIS 8.6* terdiri dari empat pemodelan:

- a. Penginputan data pada program
- b. Perhitungan data pada program
- c. Hasil dari data yang telah dihitung pada program
- d. Penggambaran kurva pada program

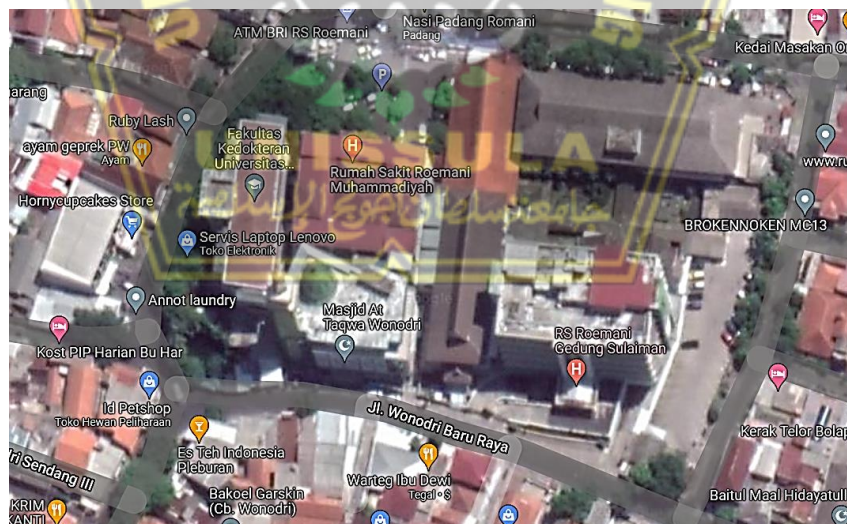
BAB III METODOLOGI

3.1 Pendahuluan

Metodologi penelitian pada judul ini akan menganalisa pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang yang berlokasi di Jl. Wonodri Baru Raya No.22, Wonodri, Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Jawa Tengah. Tugas akhir ini akan menganalisa mengenai besarnya beban bangunan dengan program SAP2000 V.22, hasil *output* yang didapatkan dari SAP2000 berupa gaya-gaya pada bangunan. Selanjutnya dilakukan perhitungan daya dukung pondasi maupun penurunan pondasi dengan perhitungan manual dan program PLAXIS 8.6.

3.2 Lokasi Proyek

Proyek pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang yang berada di Jalan Wonodri Baru Raya No.22, Wonodri, Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Jawa Tengah 50242.



Gambar 3. 1 Lokasi Proyek Pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang

3.3 Data Proyek

Data – data pada proyek Pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Semarang berikut ini :

Tabel 3. 1 Data Umum Proyek

No.	Jenis Data	Keterangan
1.	Nama Proyek	Pembangunan Gedung Parkir RS Roemani Muhammadiyah Semarang
2.	Alamat Proyek	Jl. Wonodri Baru Raya No.22, Wonodri, Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Jawa Tengah, 50242
3.	Pemilik Proyek	RS Roemani Muhammadiyah Semarang
4.	Konsultan Perencana	PT. Medisain Dadi Sempurna
5.	Konsultan Pengawas	PT. Medisain Dadi Sempurna
6.	Kontraktor Pelaksana	PT. Eraguna Bumi Nusa
7.	Jumlah Lantai	6 Lantai
8.	Luas Bangunan	6869 m ²

Tabel 3. 2 Data Teknis Pondasi

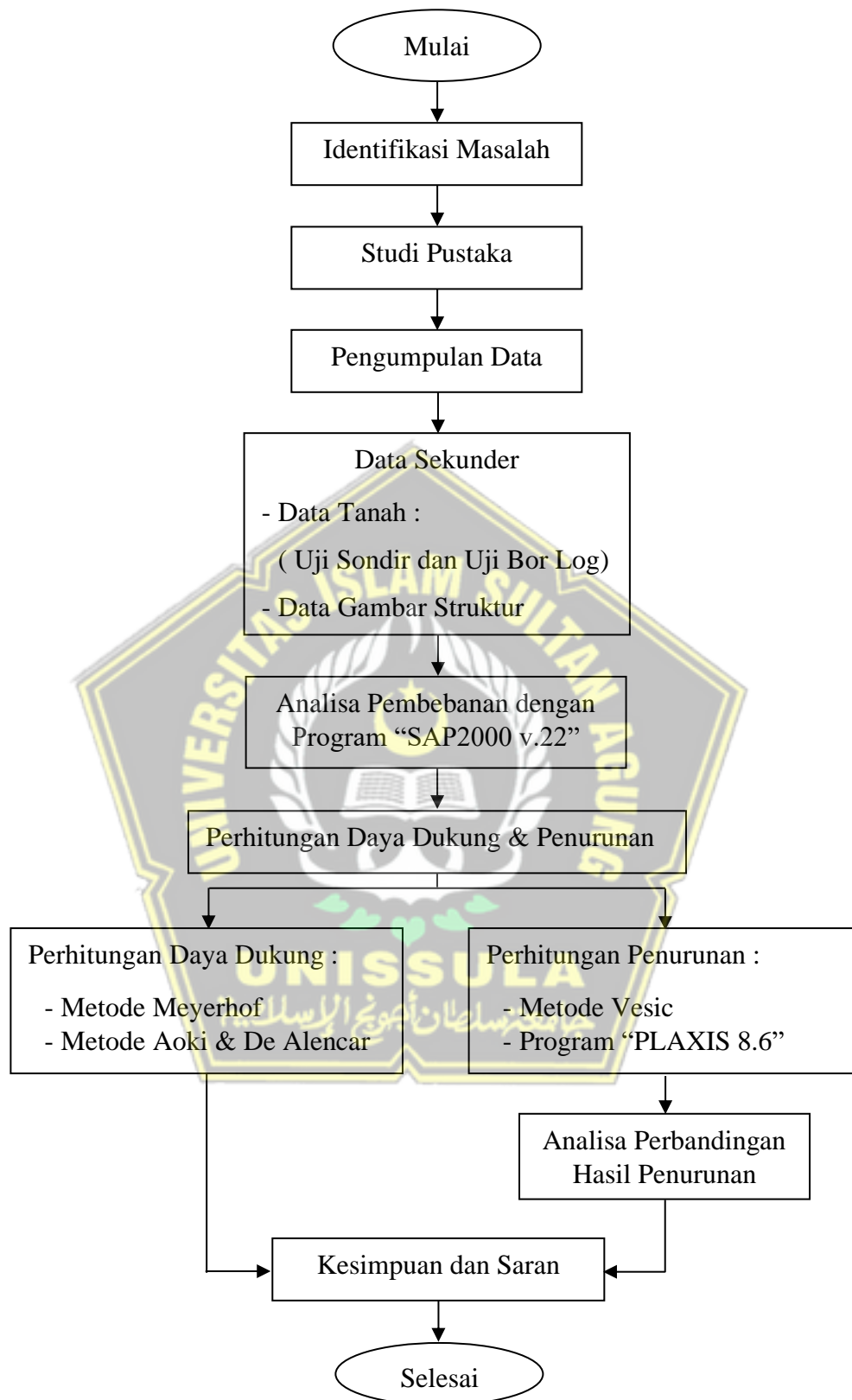
No.	Jenis Data	Keterangan
1.	Jenis Pondasi	Tiang Pancang
2.	Mutu Beton	K-600

3.4 Metode Pengumpulan Data

Penataan struktur bab tugas akhir ini salah satunya dengan metode pengumpulan data yang digunakan pada laporan untuk mengkaji kembali perhitungan untuk judul tugas akhir ini. Dalam pengumpulan data yang dibutuhkan untuk pengerjaan tugas akhir ini yaitu diperoleh data sekunder berupa data tanah (uji sondir dan uji bor log) dan gambar struktur (DED) yang dipergunakan sebagai kalkulasi pada daya dukung dan penurunan pondasi.

3.5 Metode Analisa Data

Data yang diperoleh akan dilakukan analisa dengan teliti bertujuan agar permasalahan yang ada dapat diselesaikan secara baik dan benar. Berikut langkah-langkah pelaksanaan penelitian dalam pengolahan datanya seperti yang terlihat pada **Gambar 3.2** *Flow Chart*.



Gambar 3. 2 Flow Chart

3.6 Tahapan Penelitian

Pada tahap ini bertujuan untuk menganalisa daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang yaitu dengan diperhitungkan secara manual dan program PLAXIS dimana hasil dari kedua cara tersebut dibandingkan. Berikut tahap penelitiannya :

3.6.1 Analisa Pembebanan dengan Program SAP2000 V.22

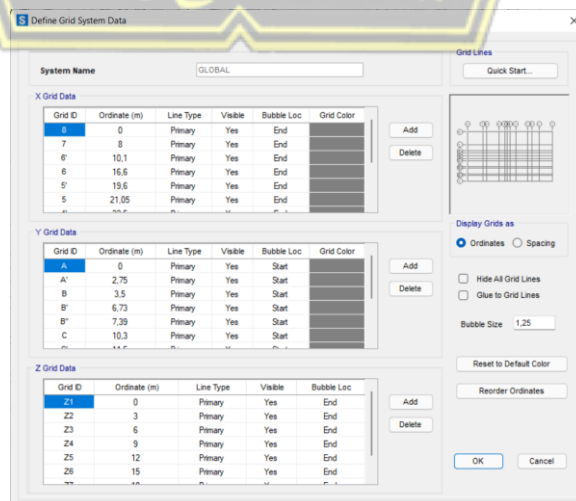
Perhitungan untuk pembebanan yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa dengan SAP2000 V.22. Berikut ini langkah – langkahnya (Lan, Nguyen.,2007).

- a. Buat pemodelan baru dengan klik *new model*, ubah *units* ke Kn, m, C dan menggunakan *template Grid Only*.



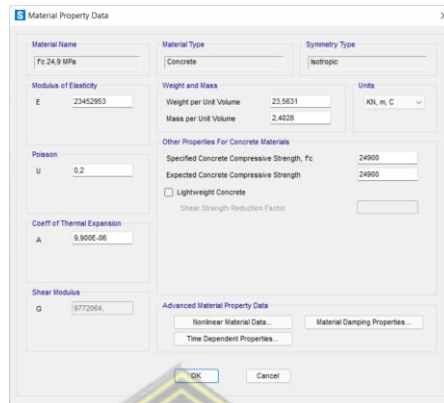
Gambar 3.3 New Model

- b. Edit Grid System Data, untuk mengatur koordinat sesuai dengan gambar kerja.



Gambar 3.4 Grid System Data

- c. Kemudian masukan material yang digunakan sebagai data pendukung (misal: *Type Concrete* untuk beton, *Type Rebar* untuk baja tulangan) dengan pilih menu *Define - Material Properties - Add New Material*.

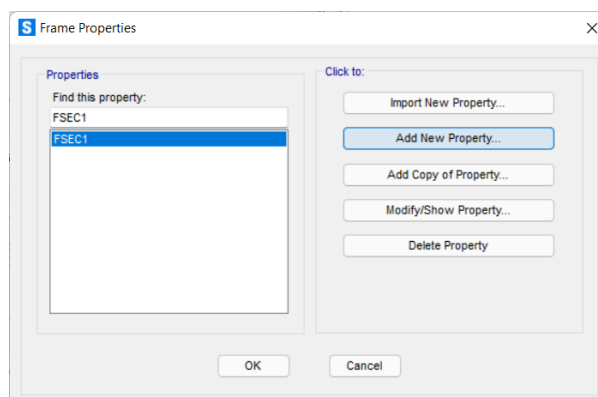


Gambar 3. 5 *Material Property Data Concrete*



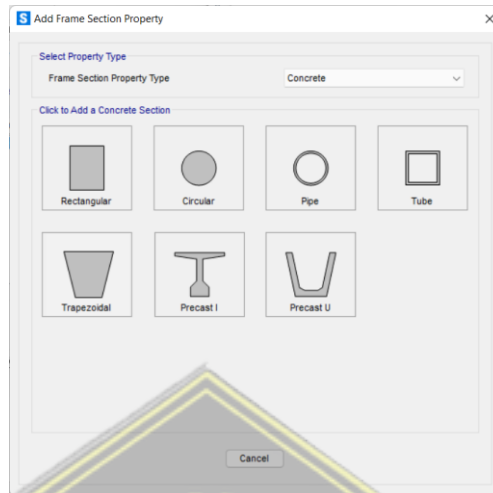
Gambar 3. 6 *Material Property Data Rebar*

- d. Input dimensi elemen struktur seperti kolom, balok dan plat yang telah diperhitungkan, dengan cari menu *Define – Section Properties – Frame Section – Add New Property*.



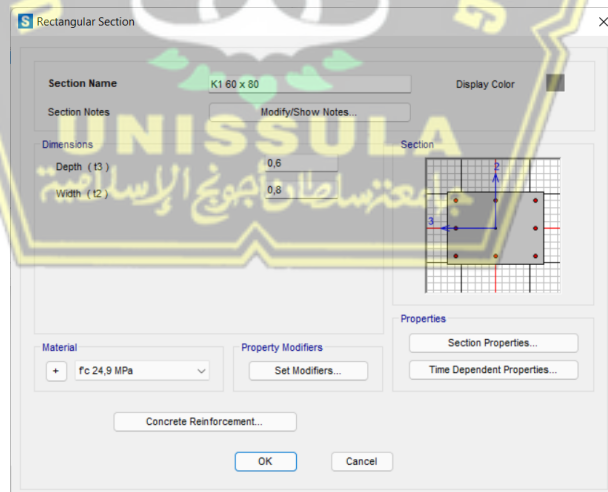
Gambar 3. 7 *Frame Properties*

Sesuaikan *frame section property type* yang akan digunakan, misal pada penginputan dimensi kolom dengan tipe **K1 60 x 80 cm** adalah pada kotak *Select Property Type* pilih *Concrete* dengan *Concrete Section* klik bentuk *Rectangular*.



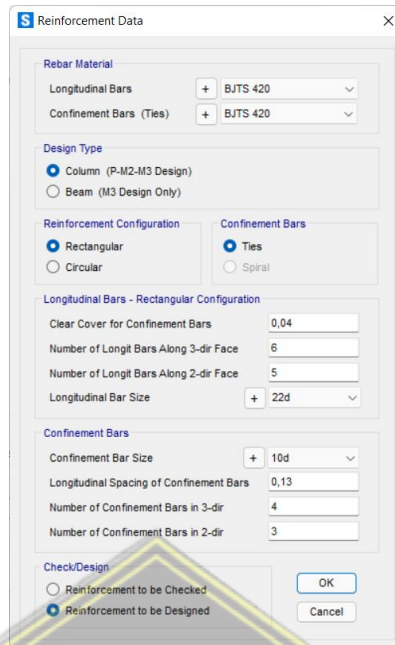
Gambar 3. 8 *Frame Section Property*

Pada kotak dialog *Rectangular Section*, atur *Section Name* sesuai dengan kode kolom yang digunakan misal K1 60 x 80 – pada bagian *Dimensions* atur *Depth* dan *Width* sesuai arah sumbu dimensi kolom – atur *Material* yang digunakan sesuai dengan mutu beton untuk kolom.



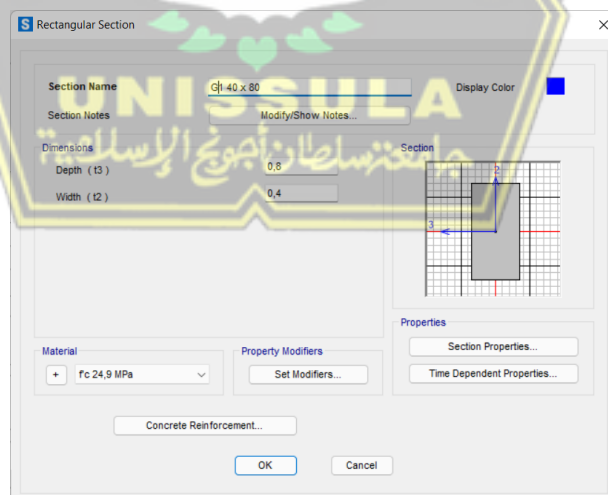
Gambar 3. 9 *Rectangular Section K1 60 x 80 cm*

Kemudian klik *Concrete Reinforcement*, maka akan menampilkan kotak dialog seperti Gambar 3.10 *Reinforcement Data Column*.



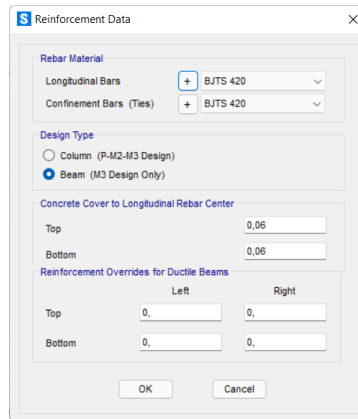
Gambar 3. 10 Reinforcement Data Column

- e. Selanjutnya untuk input balok caranya sama dengan input kolom, misal untuk balok *type* G1 40 x 80 menggunakan *Concrete Section* yaitu *Rectangular*, lalu atur *Section Name* sesuai dengan kode balok yang digunakan misal G1 40 x 80 – pada bagian *Dimensions* atur *Depth* dan *Width* sesuai arah sumbu dimensi balok – atur *Material* yang digunakan sesuai dengan mutu beton untuk kolom.



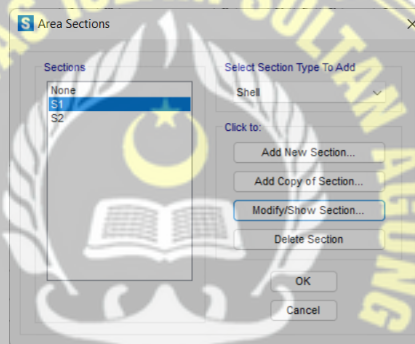
Gambar 3. 11 Rectangular Section G1 40 x 80

Kemudian klik *Concrete Reinforcement*, maka akan menampilkan kotak dialog seperti Gambar 3.12 *Reinforcement Data Beam*.



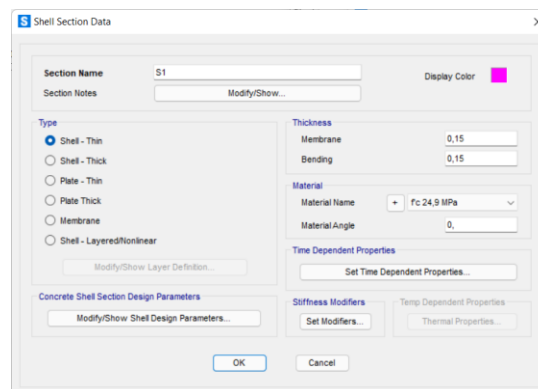
Gambar 3. 12 Reinforcement Data Beam

- f. Input dimensi plat dengan pilih menu *Define - Section Properties - Area Section*, sesuaikan *Section Type* yang akan digunakan misal pada perencanaan Gedung Parkir Roemani menggunakan *type Shell* lalu *Add New Section*.



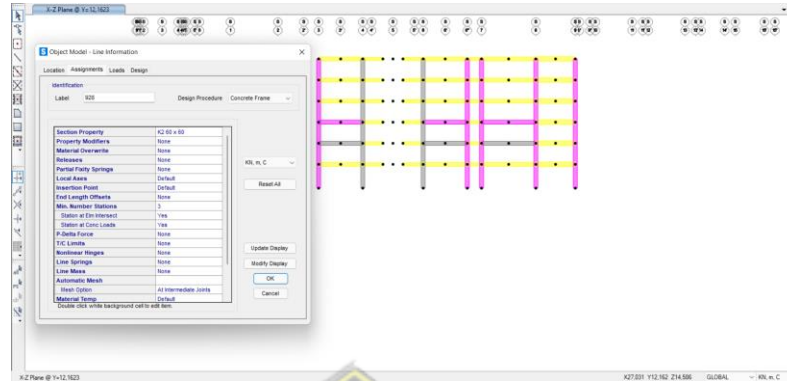
Gambar 3. 13 Area Sections

Pada bagian *Shell Section Data*, ubah *Section Name* sesuai yang diinginkan - pilih *Shell Type* yang digunakan - atur *Thickness Membrane* dan *Bending* - sesuaikan *Material* yang telah direncanakan - OK.

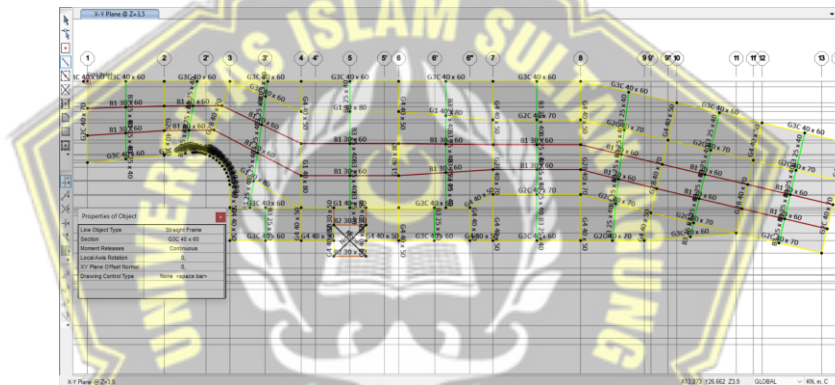


Gambar 3. 14 Shell Section Data

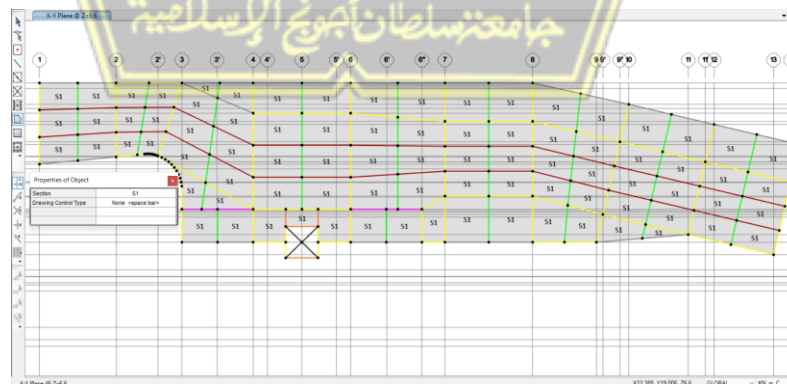
- g. Setelah selesai melakukan penginputan material dilanjutkan dengan penggambaran elemen struktur pada denah seperti penggambaran elemen kolom, balok dan plat sesuai dengan *Frame Section* yang telah ditentukan.



Gambar 3. 15 Penggambaran Elemen Kolom

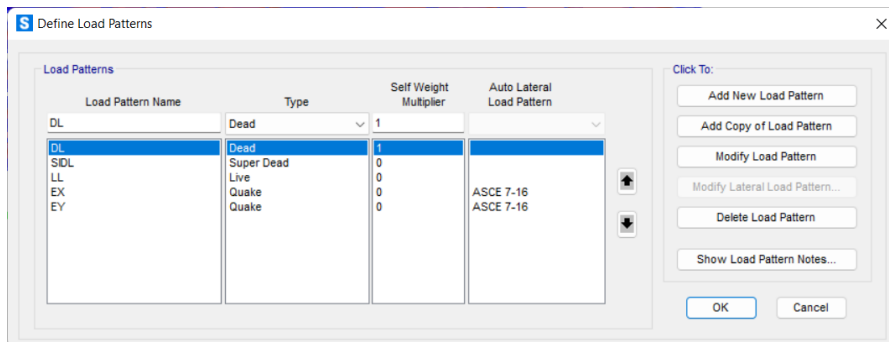


Gambar 3. 16 Penggambaran Elemen Balok



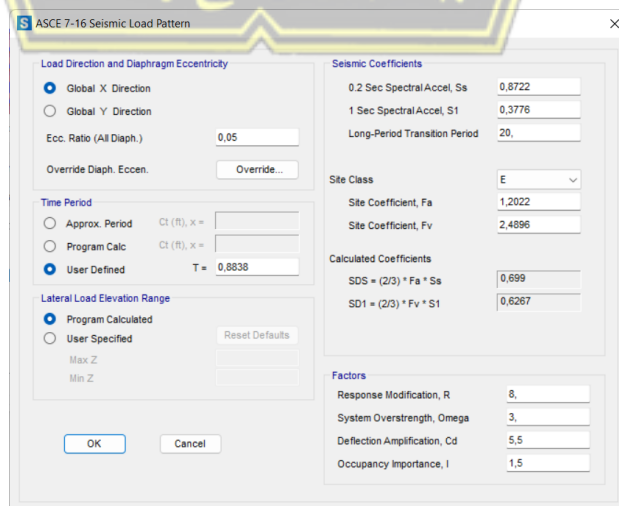
Gambar 3. 17 Penggambaran Elemen Plat

- h. Tahap berikutnya yaitu melakukan penginputan Dead Load + SIDL, Live Load dan Beban Gempa. Penginputan pembebanan terletak pada menu *Define - Load Patterns* seperti gambar 3.18 berikut.



Gambar 3. 18 *Define Load Patterns*

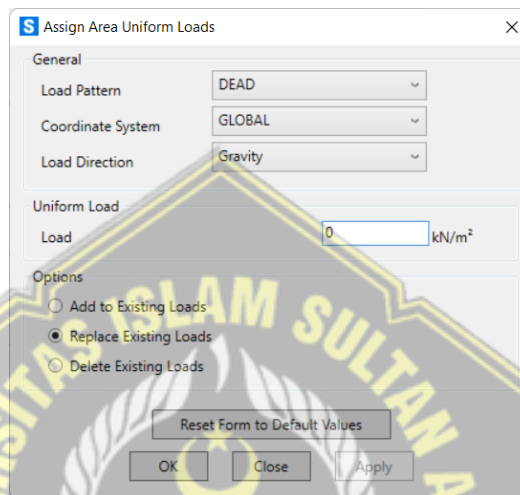
- Pada *Load Pattern Name* : DL, gunakan *type Dead* jika menghitung beban mati secara otomatis dengan SAP2000 dan input SIDL yang akan memperhitungkan beban mati tambahan secara manual serta untuk *Self Weight Multiplier* DL : 1 dan SIDL : 0.
- Pada *Load Pattern Name* : LL, gunakan *type Live* untuk beban hidup yang akan diinput secara manual sesuai dengan fungsi bangunan yang direncanakan dan *Self Weight Multiplier* untuk beban hidup adalah 0.
- Pada *Load Pattern Name* : EX dan EY digunakan untuk memperhitungkan beban gempa statik arah x dan y dengan *auto lateral load* bisa menggunakan *user loads* jika sudah menghitung beban gempa statik secara manual dan dapat otomatis menghitung dengan ASCE 7-16 sesuai dengan nilai yang akan digunakan seperti gambar 3.19 berikut.



Gambar 3. 19 *Seismic Load Pattern*

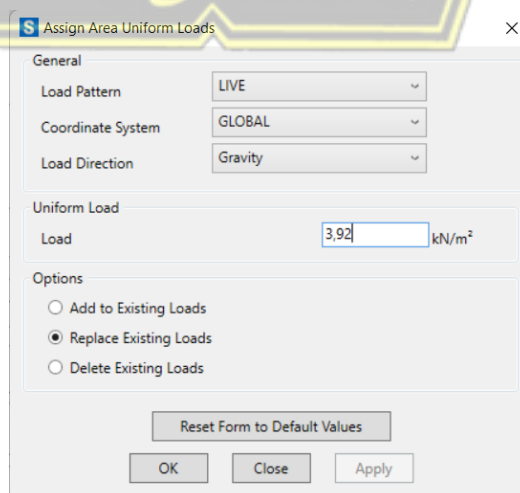
- i. Lakukan perhitungan beban mati tambahan untuk lantai maupun atap, setelah dilakukan perhitungan beban mati tambahan maka langkah selanjutnya dapat menginputkannya sebagai beban area pada plat dengan cara :

Beban Mati Tambahan Lantai maupun Atap : pilih *Area Sections* yang akan diinput beban (misal untuk area lantai atau atap) - pilih menu *Assign - Area Loads - Uniform* – ubah *Load Pattern* menjadi *Dead* - input beban sesuai hasil beban lantai maupun atap yang telah diperhitungkan - *Apply* - OK.



Gambar 3. 20 Beban Mati

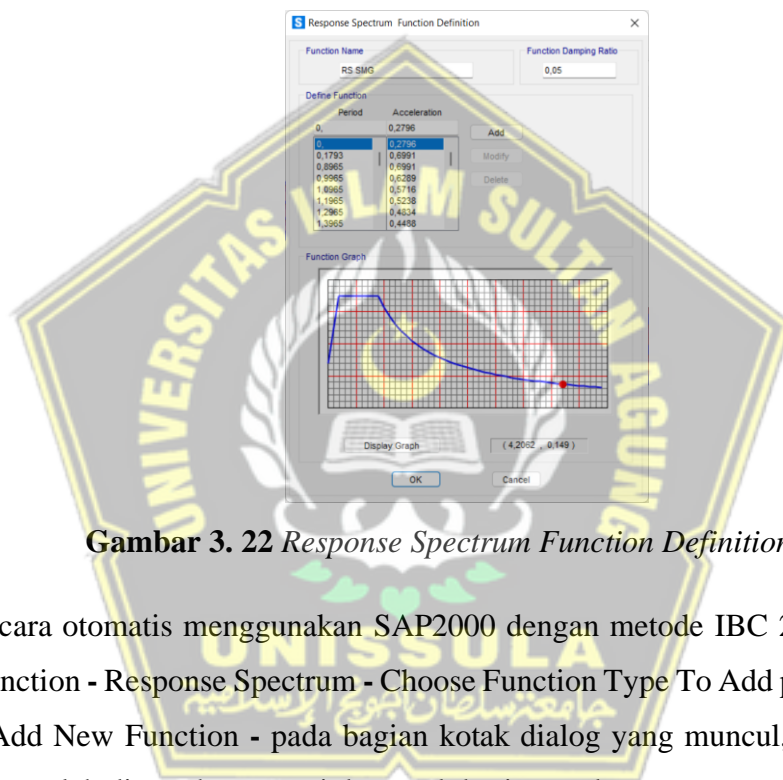
- j. Untuk besarnya beban hidup gedung parkir adalah $400 \text{ kg/m}^2 = 400 \times 9,8/1000 = 3,92 \text{ kN/m}^2$. Setelah beban hidup telah ditentukan dapat diinput pada *Area Sections* dengan cara : pilih *Area Sections* yang akan diinput beban - pilih menu *Assign - Area Loads - Uniform* – ubah *Load Pattern* menjadi *Live* - input beban nilai beban hidup - *Apply* - OK.



Gambar 3. 21 Beban Hidup

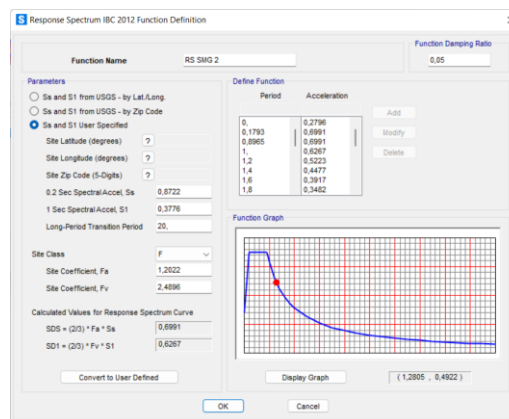
k. Pembebanan gempa dinamik respon spektra untuk parameternya didapatkan dari website <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021> dan perhitungan yang mengacu SNI 1726-2019. *Response spectrum function* dapat dicari dengan dua cara yaitu :

- Secara manual menggunakan microsoft excel dengan membuat kolom nilai periode (T) dari 0-4 s dan spektrum respons desain (S_a) sesuai periode dan rumus yang telah ditentukan. Lalu input hasil ke menu *Define - Function - Response Spectrum - Choose Function Type To Add* pilih *User - Add New Function* - pada bagian *Define Function* input perhitungan periode dan S_a yang telah didapatkan lalu klik OK.



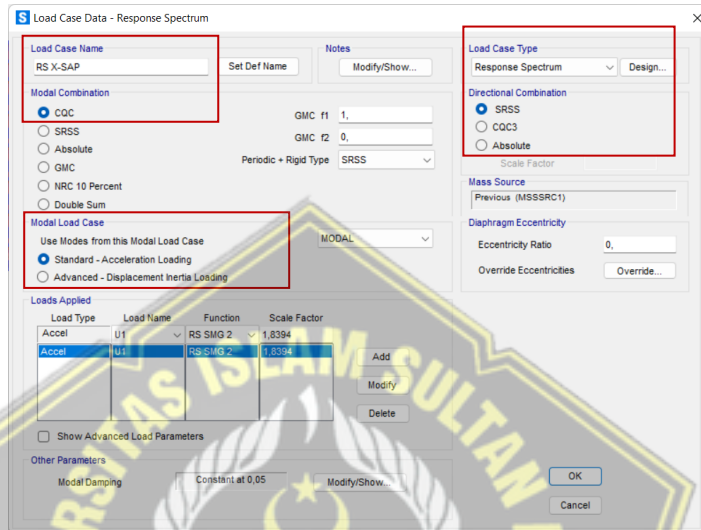
Gambar 3. 22 *Response Spectrum Function Definition*

- Secara otomatis menggunakan SAP2000 dengan metode IBC 2012, *Define - Function - Response Spectrum - Choose Function Type To Add* pilih *IBC 2012 - Add New Function* - pada bagian kotak dialog yang muncul, isi parameter yang telah ditentukan sesuai dengan lokasi proyek.

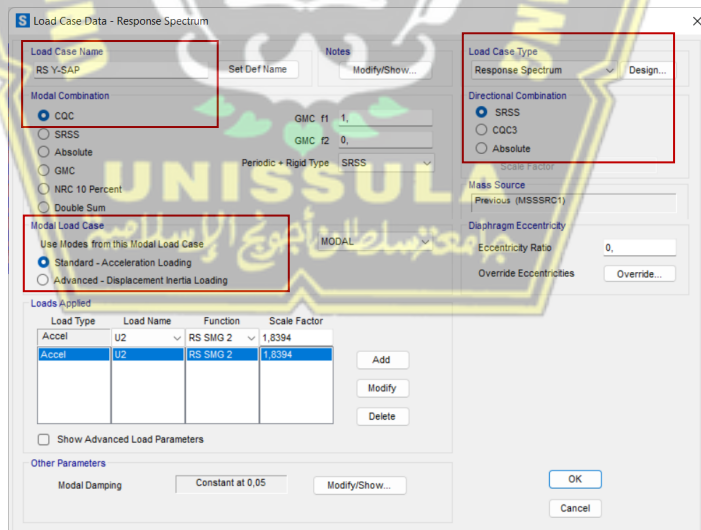


Gambar 3. 23 *Response Spectrum IBC 2012 Function Definition*

1. Input *Load Case* untuk gempa dinamik dengan cara : *Define - Load Case - Add New Load Case* - isi kotak dialog seperti yang tertanda gambar di bawah ini. *Load name* U1 jika arah X dan U2 arah Y, *scale factor* dihitung dengan rumus : $G \times I_c/R$. Jika ingin menggunakan perhitungan *RS function* yang manual, maka hanya mengganti pada bagian *function* yang perhitungan manual. Misal pada proyek ini, RS SMG untuk *function* manual dan RS SMG 2 *function* otomatis.



Gambar 3. 24 *Load Case* Data RS Arah X

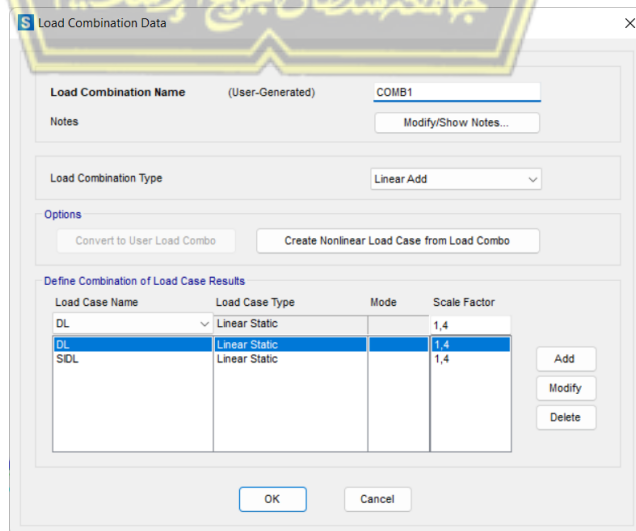


Gambar 3. 25 *Load Case* Data RS Arah Y

- m. Tambahkan kombinasi pembebanan untuk memperhitungkan sekuat apa suatu konstruksi yang akan direncanakan dengan mengalikan faktor beban dan kombinasi yang ada. Beberapa kombinasi pembebanan yang digunakan:

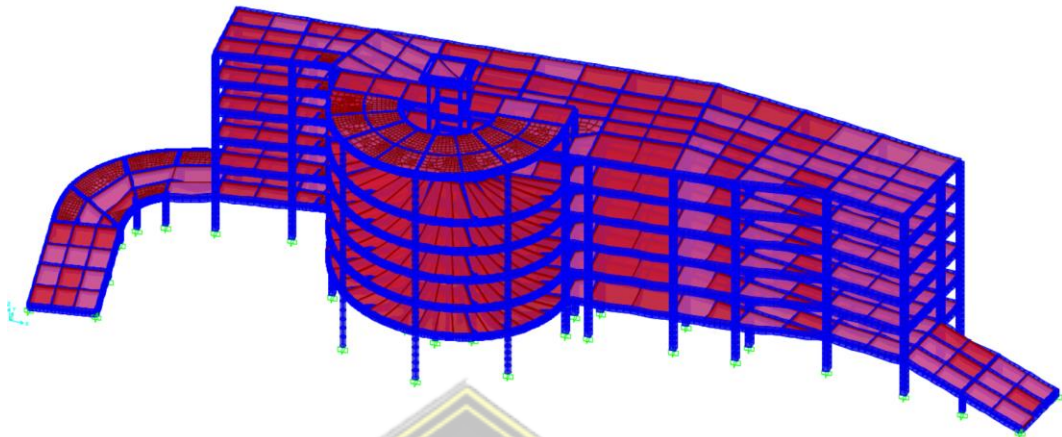
- Comb 1 = 1,4D
- Comb 2 = 1,2D + 1,6L
- Comb 3 = 1,3398D + 1L + 1,3Ex + 0,39Ey
- Comb 4 = 1,3398D + 1L + 1,3Ex - 0,39Ey
- Comb 5 = 1,3398D + 1L - 1,3Ex + 0,39Ey
- Comb 6 = 1,3398D + 1L - 1,3Ex - 0,39Ey
- Comb 7 = 1,3398D + 1L + 0,39Ex + 1,3Ey
- Comb 8 = 1,3398D + 1L - 0,39Ex + 1,3Ey
- Comb 9 = 1,3398D + 1L + 0,39Ex - 1,3Ey
- Comb 10 = 1,3398D + 1L - 0,39Ex - 1,3Ey
- Comb 11 = 0,7602D + 1L + 1,3Ex + 0,39Ey
- Comb 12 = 0,7602D + 1L + 1,3Ex - 0,39Ey
- Comb 13 = 0,7602D + 1L - 1,3Ex + 0,39Ey
- Comb 14 = 0,7602D + 1L - 1,3Ex - 0,39Ey
- Comb 15 = 0,7602D + 1L + 0,39Ex + 1,3Ey
- Comb 16 = 0,7602D + 1L - 0,39Ex + 1,3Ey
- Comb 17 = 0,7602D + 1L + 0,39Ex - 1,3Ey
- Comb 18 = 0,7602D + 1L - 0,39Ex - 1,3Ey

Masukkan kombinasi pembebanan diatas ke aplikasi SAP2000 dengan cara : *Define - Load Combinations - Add New Combo* – isikan kotak dialog seperti dibawah ini sesuaikan penamaan, kombinasi dan *scale factor* yang digunakan.



Gambar 3. 26 *Load Combination Data*

- n. Setelah semua data sudah selesai diinput maka dapat klik *Run Analyze* untuk mendapatkan beban atau gaya yang akan digunakan pada perhitungan.



Gambar 3. 27 Modelling Struktur Atas dengan SAP2000 V.22

3.6.2 Perhitungan Daya Dukung Ujung Pondasi Metode Meyerhof

Formula kapasitas dukung ujung tiang pancang menurut data CPT:

$$Q_p = q_c \times A_p$$

Keterangan :

Q_p : Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

q_c : Tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

A_p : Luas penampang tiang (m^2)

3.6.3 Perhitungan Daya Dukung Selimut Pondasi Metode Meyerhof

Formula kapasitas dukung selimut tiang pancang menurut data CPT:

$$Q_s = JHL \times K$$

Keterangan :

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

JHL : Jumlah hambatan lekat (kg/cm)

K : Keliling tiang (m)

3.6.4 Perhitungan Daya Dukung Ujung Pondasi Metode Aoki & De Alencar

Rumus kapasitas tahanan ujung tiang menurut Aoki dan De Alencar :

$$Q_p = q_b \cdot A_p = \frac{q_{ca(base)}}{F_b} \cdot A_p$$

Keterangan :

Q_p : Kapasitas tahanan ujung tiang (kN)

q_b : Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas (kg/cm^2)

A_p : Luas ujung tiang (m^2)

$q_{ca(base)}$: Perlawanan konus rata-rata 1,5D diatas ujung tiang dan 1,5D dibawah ujung tiang (kg/cm^2)

F_b : Faktor empirik tahanan ujung tiang tergantung pada jenis tanah

3.6.5 Perhitungan Daya Dukung Selimut Pondasi Metode Aoki & De Alencar

Rumus kapasitas dukung selimut tiang metode Aoki dan De Alencar :

$$Q_s = f \cdot A_s = (q_{c(side)} \frac{\sigma_s}{F_s}) \cdot A_s$$

Keterangan :

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

f : Satuan tahanan kulit persatuan luas (kg/cm^2)

A_s : Luas kulit tiang pancang (m^2)

$q_{c(side)}$: Perlawanan konus pada lapisan sepanjang tiang (kg/cm^2)

σ_s : Nilai faktor empirik tipe tanah

F_s : Faktor empirik tahanan kulit tergantung pada jenis tanah

3.6.6 Perhitungan Daya Dukung Ultimit Pondasi

Rumus kapasitas dukung ultimit tiang pancang :

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Keterangan :

Q_u : Kapasitas daya dukung ultimit (kN)

Q_p : Kapasitas dukung pada ujung tiang (kN)

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang (kN)

3.6.7 Perhitungan Daya Dukung Izin Pondasi

Rumus kapasitas dukung izin pondasi:

$$Q_{izin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p$$

Keterangan :

Q_{izin} : Daya dukung izin tiang (kN) W_p : Berat tiang (kN)

SF : *Safety Factor*

3.6.8 Perhitungan Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Rumus jumlah tiang :

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

Keterangan :

P : Beban yang bekerja, didapat dari pembebanan SAP2000 (kN)

Q_{izin} : Luas selimut tiang (kN)

2. Rumus efisiensi daya dukung tiang *group* :

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

Keterangan :

E_g : Efisiensi kelompok tiang

m : Jumlah baris tiang

n' : Jumlah tiang dalam satu baris

θ : arc tg d/s, dalam derajat

s : Jarak antar tiang (m)

d : Diameter tiang (m)

3. Rumus daya dukung kelompok tiang :

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

Keterangan :

Q_g : Daya Dukung kelompok tiang

n : Jumlah tiang dalam kelompok

Q_{izin} : Kapasitas dukung izin

E_g : Efisiensi kelompok tiang

3.6.9 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal

Jika $K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \geq 0,1$ merupakan tiang pendek (rigid). Sehingga :

$$H_{u(g)} = 0,125 \gamma D L^2 K_b$$

Jika $K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \leq 0,01$ merupakan tiang panjang (fleksibel)

$$H_{u(g)} = 0,125 \gamma D L e^2 K_b$$

Keterangan :

γ	: Berat volume tanah (kN/m ³)	D	: Diameter tiang (m)
L	: Panjang tiang tertanam (m)	kp	: Koefisien tekanan tanah pasif
Le	: Panjang efektif (m)		: $\tan^2(45 + \phi/2)$
	: $1,65 K_r^{0,12} L$	ka	: Koefisien tekanan tanah aktif
Kb	: Koefisien tekanan tanah lateral		: $\tan^2(45 - \phi/2)$
	: $(kp - ka) S_{bu}$	Sbu	: Faktor bentuk tiang pancang

3.6.10 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok

Rumus daya dukung lateral tiang kelompok :

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \times n \times H_u$$

Keterangan :

H_g	: Daya dukung lateral tiang kelompok (kN)
H_u	: Daya dukung lateral tiang tunggal (kN)
n	: Jumlah tiang dalam kelompok

3.6.11 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Penurunan pondasi tiang pancang yang harus diperhitungkan terdapat dua rumus untuk menghitungnya yaitu rumus untuk penurunan tiang tunggal dan tiang kelompok, rumus dapat dilihat berikut ini.

1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

$$S_1 = \frac{(Q_p + \epsilon_s \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_2 = \frac{(Q_p \cdot C_p)}{D \cdot q_p}$$

$$S_3 = \frac{Q_s}{A_s} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

Keterangan :

Q_p	: Daya dukung ujung tiang (kN)
Q_s	: Daya dukung selimut tiang (kN)
ϵ_s	: Koefisien dari <i>skin friction</i> (gambar 2.5)
L	: Panjang tiang pancang (m)
A_p	: Luas penampang tiang (m ²)

- Ep : Modulus Elastisitas Tiang (MPa)
- qp : Tahanan ujung batas tiang (kg/cm²)
- Cp : Koefisien Empiris (Tabel 2.7)
- D : Diameter tiang (m)
- Es : Modulus Young (kN/m²)
- μs : *Poisson Ratio*

2. Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

$$S_g = S \sqrt{\frac{b'}{D}}$$

Keterangan :

- Sg : Penurunan Kelompok (m)
- S : Penurunan Tiang Tunggal (m)
- b' : Lebar Kelompok Tiang (m)
- D : Diameter Pondasi (m)

3.6.12 Analisa Penurunan Menggunakan Program PLAXIS 8.6.

Aplikasi PLAXIS 8.6 digunakan sebagai analisa besarnya penurunan yang terjadi.

3.6.13 Kesimpulan dan Saran

Hasil dari Analisa diatas dapat disimpulkan adanya program SAP2000 V22 maupun PLAXIS 8.6 membantu dalam pengerjaan penelitian ini dimana mempersingkat pengerjaan dan memperjelas hasil yang didapatkan.

3.6.14 Susunan Laporan

Penyusunan laporan dapat dilakukan apabila data-data yang dibutuhkan telah lengkap. Laporan tugas akhir ini memuat dari pemodelan struktur, menganalisa perhitungan manual (metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar) serta hasil *output* dari perhitungan program PLAXIS 8.6.

BAB IV ANALISIS DAN PEMBAHASAN

4.1 Tinjauan Umum

Pada bab ini akan membahas mengenai data yang digunakan sebagai perhitungan Gedung Parkir RS Roemani Semarang yang berlokasi di Jalan Wonodri Baru Raya No.22, Wonodri, Kecamatan Semarang Selatan, Kota Semarang, Jawa Tengah. Pondasi proyek yang digunakan adalah pondasi tiang pancang berdiameter 50 cm. Sebelum memperhitungkan daya dukung dan penurunan pondasi, yang perlu diperhitungkan dahulu yaitu mencari beban pada struktur atas dengan program SAP2000 untuk mendapatkan besaran gaya pada gedung proyek tersebut. Besar nilai gaya akan digunakan untuk menghitung analisa daya dukung pondasi.

Peraturan pembebanan mengacu pada SNI 1727 - 2020 tentang beban desain minimum dan kriteria terkait untuk bangunan gedung dan struktur lain serta SNI 1726 - 2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan nongedung. Jika perhitungan beban atas telah didapatkan, selanjutnya menggunakan data tanah untuk memperhitungkan daya dukung tiang pancang metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar serta perhitungan penurunan pondasi tiang pancang secara manual maupun dengan program PLAXIS 8.6.

4.2 Data Struktur Proyek

Data struktur yang digunakan pada proyek ini terdiri dari struktur atas menggunakan beton bertulang dan struktur bawah menggunakan tiang pancang.

Spesifikasi Material :

1. Berat Jenis Beton Bertulang : 24 kN/m³
2. Mutu Beton : 24,9 MPa (untuk kolom, balok dan plat)
3. Berat Jenis Baja Tulangan : 76,9729 kN/m³
4. Mutu Baja Tulangan : fy 420 MPa

Data Struktur :

1. Ukuran Plat

Tebal Plat Lantai : 0,15 m dan Plat Atap : 0,12 m

2. Ukuran Kolom

- K1 60 x 80 cm
- K2 60 x 60 cm
- K3 50 x 50 cm
- K4 25 x 40 cm
- KL 25 x 25 x 50 cm
- KD Ø60 cm

3. Ukuran Balok

- G1 40 x 80 cm
- G2A, G2B, G2C 40 x 70 cm
- G3A, G3B, G3C 40 x 60 cm
- G4 40 x 50 cm
- B1 30 x 60 cm
- B2 30 x 50 cm
- B3 25 x 40 cm
- B4 20 x 30 cm
- B5 15 x 30 cm
- B6 15 x 25 cm

4.3 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur atas yang perlu diperhitungkan dalam gedung yaitu beban mati, beban hidup dan beban gempa, yang selanjutnya perhitungan pembebanan tersebut diinput dengan program SAP2000.

1. Beban Mati

Beban mati adalah beban semua elemen konstruksi gedung yang terinstal pada bangunan termasuk dinding, dinding partisi tetap, lantai, atap, plafon, tangga, *finishing*, elemen arsitektural maupun struktural serta beban peralatan layan termasuk beban derek dan sistem pengangkut material (SNI 1727 - 2020).

Berikut perhitungan beban mati pada lantai & atap seperti Tabel 4.1 dan 4.2.

Tabel 4. 1 Beban Mati Tambahan Pada Lantai 1 - 6

Keterangan	Perhitungan	kg/m ²
Beban Perataan Lantai	0,04 x 2200	88
Beban ME dan Plumbing		25
Total Qd Lantai		113

Tabel 4. 2 Beban Mati Tambahan Pada Atap

Keterangan	Perhitungan	kg/m²
Beban Perataan Lantai	0,04 x 2200	88
Beban ME dan Plumbing		25
Beban <i>Waterproofing</i>		5
Total Qd Lantai		118

$$\text{Beban Dinding Lantai Parkir} = 1 \times 0,15 \times 2400 = 360 \text{ kg/m}^2 = 3,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Mati Lantai 1-6} = 113 \text{ kg/m}^2 = 113 : 1000/9,81 = 1,11 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Beban Mati Atap} = 118 \text{ kg/m}^2 = 118 : 1000/9,81 = 1,16 \text{ kN/m}^2$$

2. Beban Hidup

Beban hidup adalah beban yang disebabkan oleh pengguna dan penghuni bangunan Gedung atau struktur lain yang tidak termasuk beban konstruksi dan lingkungan seperti beban angin, beban hujan, beban gempa, beban banjir maupun beban mati (SNI 1727 – 2020). Berikut beban hidup yang digunakan menurut Peraturan Pembebanan Indonesia 1983, seperti Tabel 4.3 Beban Hidup.

Tabel 4. 3 Beban Hidup

Keterangan	Kg/m²	kN/m²
Beban Lantai 1 - 6	400	3,92
Beban Atap	100	0,98

(Sumber : Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983)

3. Beban Gempa

Pembangunan Gedung Parkir Rumah Sakit Roemani Semarang yang terletak pada Kota Semarang, Jawa Tengah dengan pembebanan gempa yang mengacu pada peraturan SNI 1726 - 2019 dengan ketentuan umum sebagai berikut .

a. Klasifikasi Situs

Menurut hasil perhitungan SPT rata-rata pada wilayah pembangunan Gedung Parkir Rumah Sakit Roemani Semarang, sebagai berikut ini.

Tabel 4. 4 Perhitungan SPT Rata-Rata

Kedalaman (m)	N-SPT	Tebal Lapisan (m)	t/N-SPT
0	0	0	0
2	1	2	2
4	1	2	2
9	6	5	0,833333
11,8	48	2,8	0,058333
16	60	4,2	0,07
18,4	52	2,4	0,046154
20,6	25	2,2	0,088
25	31	4,4	0,141935
27,2	29	2,2	0,075862
30	38	2,8	0,073684
31	50	1	0,02
34	60	3	0,05
39,4	60	5,4	0,09
40	60	0,6	0,01
Total		40	5,557302

(Sumber : Data Tanah Gedung Parkir Roemani)

Keterangan :

t : Tebal Lapisan Tanah

N-SPT : Tahanan Penetrasi Standar

Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah tebal 40 m adalah

$$N = \frac{\sum \text{Tebal Lapisan Tanah}}{t/N-SPT} = \frac{40}{5,557302} = 7,197736962 \text{ m}$$

Menurut SNI 1726-2019 pasal 5.3 tabel 5, hasil N diatas dapat disimpulkan tanah tersebut masuk ke dalam kelas situs **SE (tanah lunak)** karena $N < 15$.

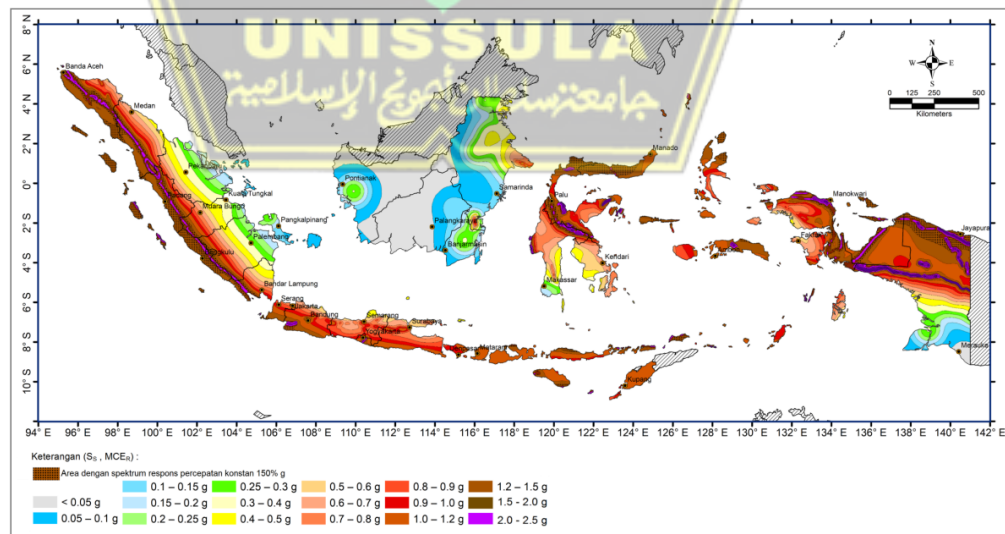
b. Parameter Percepatan Gempa

Nilai parameter percepatan gempa untuk kota Semarang mengacu pada rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021, yang secara otomatis mendapatkan data lengkap dari parameter spektral yang dibutuhkan untuk perencanaan gempa dan

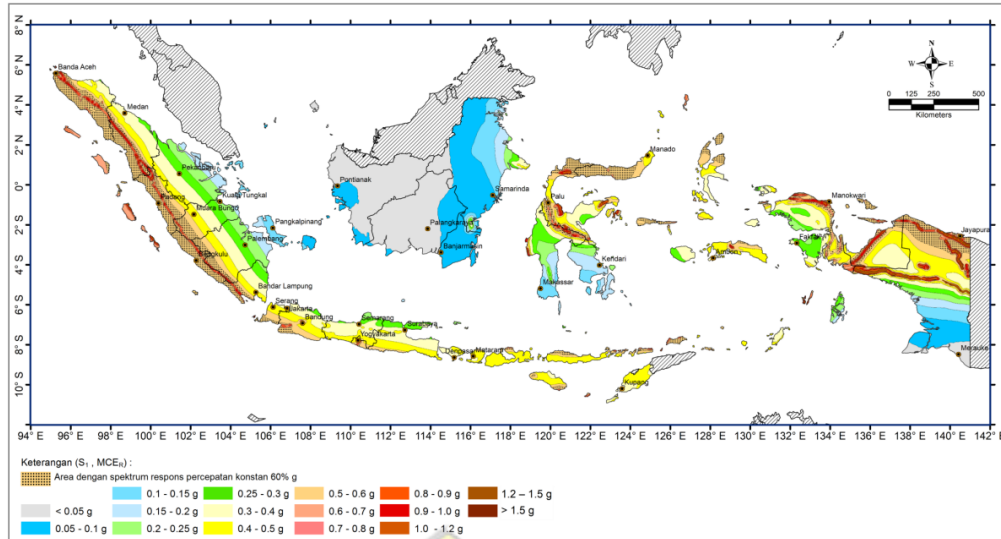
digunakan nilai $S_1 = 0,3776$ dan $S_s = 0,8722$. Nilai ini sesuai dengan aturan SNI 1726-2019 seperti pada gambar 4.3 dan 4.4 dibawah ini, yang mana kota Semarang memiliki nilai $S_s = 0,8-0,9$ dan $S_1 = 0,3-0,4$.



Gambar 4. 1 Desain Spektra Indonesia (rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021)



Gambar 4. 2 Parameter Gerak Tanah, Ss (SNI 1726-2019)



Gambar 4. 3 Parameter Gerak Tanah, S₁ (SNI 1726-2019)

c. Koefisien Situs

Berdasarkan SNI 1726-2019 pasal 6.2, dengan koefisien situs Fa dan Fv mengikuti Tabel 6 dan Tabel 7 seperti berikut.

- Koefisien Situs, Fa

$$S_s = 0,8722$$

Dari Tabel 7 Koefisien Situs Fv didapatkan dua nilai :

$$S_1 = 0,75 \text{ dengan kelas situs SE, nilai Fa } 1,3$$

$$S_1 = 1,00 \text{ dengan kelas situs SE, nilai Fa } 1,1$$

Kemudian hitung dengan interpolasi linier :

$$\frac{0,8722-0,75}{1-0,75} = \frac{x-1,3}{1,1-1,3} \rightarrow x = 1,20224$$

Sehingga **Nilai Fa** untuk S_s = 0,8722 dengan kelas situs E sebesar **1,20224**

- Koefisien Situs, Fv

$$S_1 = 0,3776$$

Dari Tabel 7 Koefisien Situs Fv didapatkan dua nilai :

$$S_1 = 0,3 \text{ dengan kelas situs SE, nilai Fa } 2,8$$

$$S_1 = 0,4 \text{ dengan kelas situs SE, nilai Fa } 2,4$$

Kemudian hitung dengan interpolasi linier :

$$\frac{0,3776-0,3}{0,4-0,3} = \frac{x-2,8}{2,4-2,8} \rightarrow x = 2,4896$$

Sehingga **nilai Fv** untuk S₁ = 0,3776 dengan kelas situs E sebesar **2,4896**

d. Percepatan Spektrum Gempa Maksimum

Perhitungan respons spektral percepatan gempa MCE_R dibutuhkan faktor amplifikasi seismik pada periode pendek dan periode 1 detik. Parameter respons spektral percepatan pada periode pendek dan periode 1 detik, ditentukan dengan rumus sebagai berikut (SNI 1726-2019).

$$S_{MS} = F_a \cdot S_s = 1,20224 \cdot 0,8722 = 1,048594$$

$$S_{M1} = F_v S_1 = 2,4896 \cdot 0,3776 = 0,940073$$

e. Parameter Percepatan Spektral Desain

Berikut rumus perhitungan parameter percepatan spektral desain untuk periode pendek S_{DS} dan periode 1 detik S_{D1} .

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \cdot S_{MS} = \frac{2}{3} \cdot 1,048594 = 0,6991$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} \cdot S_{M1} = \frac{2}{3} \cdot 0,940073 = 0,6267$$

f. Faktor Keutamaan Gempa dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung pasal 4.1.2 sesuai Tabel 3 dan 4, kategori risiko struktur bangunan untuk gedung parkir bertingkat adalah IV dengan nilai faktor keutamaan gempa, $I_e = 1,5$.

g. Kategori Desain Seismik

Menurut Tabel 8 & 9 SNI 1726-2019 pada pasal 6.5, kategori desain seismik yang digunakan adalah D karena berdasarkan parameter respons percepatan pada periode pendek bernilai $0,50 \leq S_{DS}$ atau periode 1 detik $0,20 \leq S_{D1}$.

h. Parameter Faktor Gempa

Berdasarkan hasil kategori desain seismik yang didapatkan adalah D, maka sistem pemikul gaya seismik menggunakan rangka beton bertulang pemikul momen khusus sesuai Pasal 7.2.2 Tabel 12 SNI 1726-2019 didapatkan koefisien modifikasi respons, $R = 8$, $\Omega = 3$, $C_d = 5,5$.

i. Periode Desain Struktur

Penentuan periode desain adalah waktu yang diperlukan struktur untuk mendapatkan siklus gerakan yang nilainya diakibatkan fungsi massa dan

kekakuan. Nilai perioda desain berfungsi agar mendapatkan beban gempa rencana. Penentuan periode sesuai pada pasal 7.8.2. SNI 1726-2019

- Periode Fundamental Pendekatan

$$\begin{aligned} T_a &= C_t h_n^x \\ &= 0,0466 \times 26,3^{0,9} \\ &= 0,8837839 \text{ detik} \end{aligned}$$

Keterangan :

h_n adalah ketinggian struktur (m) dan koefisien C_t & x ditentukan dari Tabel 18 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x SNI 1726-2019 untuk rangka beton pemikul momen $C_t = 0,0466$ dan $x = 0,9$.

$$\begin{aligned} T_{\max} &= C_u T_a \\ &= 1,4 \times 0,8837839 \\ &= 1,2372975 \text{ detik} \end{aligned}$$

Keterangan :

C_u ditentukan dari Tabel 17-Koefisien untuk batas atas pada periode yang dihitung SNI 1726-2019, untuk $S_{D1} \geq 0,4 = 0,635 \geq 0,4$, $C_u = 1,4$.

Berdasarkan hasil SAP2000, didapatkan nilai periode masing-masing arah

$$T_{c-x} = 0,6962 \text{ detik (mode 2)}$$

$$T_{c-y} = 0,74865 \text{ detik (mode 1)}$$

Jika $T_c < T_a$, $T = T_a$, maka persyaratan periode desain yang digunakan

$$T_x = 0,69620 < 0,8837839 \dots T_x = 0,8837839 \text{ detik}$$

$$T_y = 0,74865 < 0,8837839 \dots T_y = 0,8837839 \text{ detik}$$

j. Koefisien Respons Seismik

Penentuan perhitungan koefisien respons seismik sesuai pasal 7.8.1.1 SNI 1726-2019 berikut.

$$- S_{DS} (g) = 0,6991$$

$$- S_{D1} (g) = 0,6267$$

Periode desain $x = y$, maka perhitungan C_s dilakukan 1 kali

$$C_s = \frac{S_{DS}}{\left[\frac{R}{I_e} \right]} = \frac{0,6991}{\left[\frac{8}{1,5} \right]} = 0,1311$$

$$C_{s \min} = 0,044 S_{DS} I_e \geq 0,01$$

$$= 0,044 \times 0,6991 \times 1,5 \geq 0,01$$

$$= 0,0461 \geq 0,01$$

$$C_{s \max} = \frac{S_{D1}}{T \left[\frac{R}{I_e} \right]} = \frac{0,6267}{0,8838 \left[\frac{8}{1,5} \right]} = 0,13296$$

Jadi $C_{s \min} < C_s < C_{s \max}$, maka $C_{sx} = C_{sy} = 0,1311$

k. Geser Dasar Seismik

$$V = C_s W$$

$$= 0,1311 \times 53647,203$$

$$= 7031,77 \text{ kN}$$

Keterangan :

C_s : Koefisien Respons Seismik Desain

W : Berat Seismik Efektif Total (Didapatkan dari SAP2000)

1. Distribusi Gaya Gempa Statik Tiap Lantai

Gaya seismik lateral, $F_x = F_y$ didapatkan seperti tabel berikut.

Tabel 4. 5 Distribusi Gaya Gempa Statik Ekuivalen Tiap Lantai

Lantai	h_i (m)	k	h_i^k (m)	W_i (kN)	$W_i h_i^k$ (kN-m)	C_v	$F = C_v \times V$ (kN)
Lt. Lift	26,3	1,19	49,2531371	127,598	6284,601781	0,006456027	39,7109413
Lt. Atap 2	22,1	1,19	40,0285995	1724,102	69013,38851	0,070895872	436,0795983
Lt. Atap 1	19	1,19	33,4299854	7163,631	239480,0798	0,246012398	1513,21909
Lt. 6	15,9	1,19	27,0355757	8435,862	228068,3854	0,234289426	1441,11124
Lt. 5	12,8	1,19	20,8773179	8410,512	175588,9331	0,180378487	1109,50575
Lt. 4	9,7	1,19	15,001177	8435,862	126547,8592	0,129999716	799,6265765
Lt. 3	6,6	1,19	9,47998959	8418,648	79808,6954	0,081985644	504,2926392
Lt. 1+2	3,5	1,19	4,45113073	10930,988	48655,25657	0,04998243	307,4412835
JUMLAH				53647,203	973447,1996	1	6150,987119

Keterangan :

$$k = 0,5 T + 0,75 = 0,5 (0,8837839) + 0,75 = 1,19$$

$$C_v = \frac{W_i h_i^k}{\sum W_i h_i^k} = \text{Faktor Distribusi}$$

m. Spektrum Respons Desain

Kalkulasi dalam menentukan spektrum respons desain dibutuhkan agar mendapatkan desain spektra dari gempa yang akan menjadi beban gempa.

- Periode lebih kecil dari T_0 , maka $S_a = S_{DS} (0,4 + 0,6 \frac{T}{T_0})$

$$T_0 = 0,2 \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = 0,2 \frac{0,6267}{0,6991} = 0,1793$$

$$\text{Jika } T = 0, \text{ maka } S_a = 0,6991 (0,4 + 0,6 \frac{0}{0,1793}) = 0,2796$$

- Periode lebih besar dari atau sama dengan T_0 dan periode lebih kecil atau sama dengan T_s , maka $S_a = S_{DS}$

$$\text{Jika } T_s = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0,6267}{0,6991} = 0,8965$$

$$\text{Maka } T = T_0 = 0,1793, S_a = 0,6991$$

$$\text{Maka } T = T_s = 0,8965, S_a = 0,6991$$

- Periode lebih besar dari T_s , maka $S_a = \frac{S_{D1}}{T}$

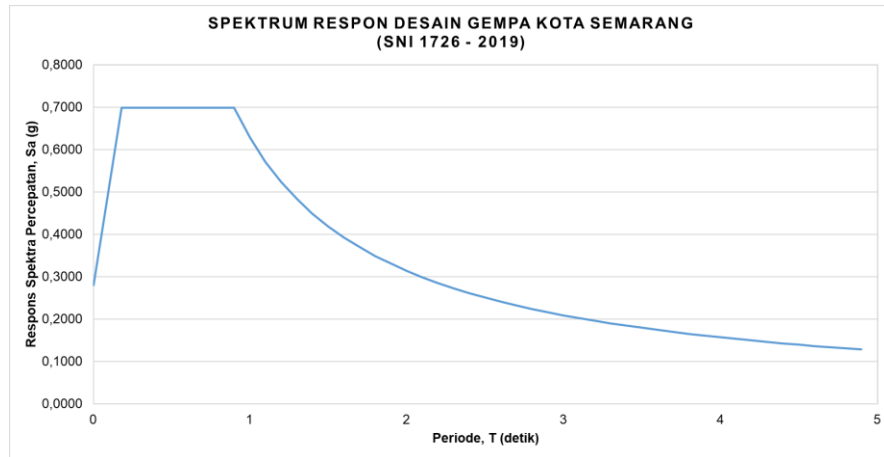
$$\text{Jika } T = T_s + 0,1 = 0,8965 + 0,1 = 0,9965$$

$$\text{Maka } S_a = \frac{0,6267}{0,9965} = 0,6289$$

Perhitungan dilanjutkan dengan $T_s + 0,2$ sampai $T_s + 4$, kemudian akan didapatkan hasil *Response spectrum function* wilayah gedung tersebut.

Tabel 4. 6 Spektrum Respons Desain Kota Semarang

T	T	Sa	Ts + 1,1	1,9965	0,3139	Ts + 2,6	3,4965	0,1792
detik	detik	g	Ts + 1,2	2,0965	0,2989	Ts + 2,7	3,5965	0,1743
0	0	0,2796	Ts + 1,3	2,1965	0,2853	Ts + 2,8	3,6965	0,1695
T0	0,1793	0,6991	Ts + 1,4	2,2965	0,2729	Ts + 2,9	3,7965	0,1651
Ts	0,8965	0,6991	Ts + 1,5	2,3965	0,2615	Ts + 3,0	3,8965	0,1608
Ts + 0,1	0,9965	0,6289	Ts + 1,6	2,4965	0,2510	Ts + 3,1	3,9965	0,1568
Ts + 0,2	1,0965	0,5716	Ts + 1,7	2,5965	0,2414	Ts + 3,2	4,0965	0,1530
Ts + 0,3	1,1965	0,5238	Ts + 1,8	2,6965	0,2324	Ts + 3,3	4,1965	0,1493
Ts + 0,4	1,2965	0,4834	Ts + 1,9	2,7965	0,2241	Ts + 3,4	4,2965	0,1459
Ts + 0,5	1,3965	0,4488	Ts + 2,0	2,8965	0,2164	Ts + 3,5	4,3965	0,1425
Ts + 0,6	1,4965	0,4188	Ts + 2,1	2,9965	0,2091	Ts + 3,6	4,4965	0,1394
Ts + 0,7	1,5965	0,3926	Ts + 2,2	3,0965	0,2024	Ts + 3,7	4,5965	0,1363
Ts + 0,8	1,6965	0,3694	Ts + 2,3	3,1965	0,1961	Ts + 3,8	4,6965	0,1334
Ts + 0,9	1,7965	0,3489	Ts + 2,4	3,2965	0,1901	Ts + 3,9	4,7965	0,1307
Ts + 1,0	1,8965	0,3305	Ts + 2,5	3,3965	0,1845	Ts + 4,0	4,8965	0,1280



Gambar 4. 4 Spektrum Respon Desain Gempa Kota Semarang

4.4 Hasil Perhitungan dengan SAP2000

Analisa perhitungan pada gedung parkir bertingkat sebelumnya telah diuraikan pada poin 3.6.1 untuk langkah-langkah pengerjaan pemodelannya dan poin 4.3 untuk perhitungan pembebanan strukturnya.



Gambar 4. 5 Gaya Maksimum yang Terjadi

Setelah menjalankan Analisa aplikasi SAP2000 dengan memakai tumpuan jepit agar bisa menahan gaya di semua sisi. Tumpuan dipengaruhi oleh beban, beban yang bekerja pada gedung ini adalah beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Umumnya terdapat dua metode beban gempa yaitu gempa statik ekuivalen dan gempa dinamik, untuk pemilihan metode dapat disesuaikan. Dari penginputan data-data tersebut maka didapatkan hasil beban yang bekerja pada gedung yaitu :

- P (Beban Aksial) : -5338,017 kN
- V (Gaya Geser) : -93,426 kN
- M (Momen) : -251,3285 kN

4.5 Perhitungan Daya Dukung Metode Meyerhof

Menggunakan tiang pancang diameter 50 cm dan $l = 13$ m dengan data sondir.

4.5.1 Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

Berdasarkan rumus daya dukung ujung pondasi menggunakan persamaan 2.9.

1. Tahanan Ujung Sondir

$$q_c = 240 \text{ kg/cm}^2$$

2. Luas Penampang Tiang

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 \text{ cm} \\ &= 1962,5 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

3. Kapasitas Dukung pada Ujung Tiang

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \times A_p \\ &= 240 \text{ kg/cm}^2 \times 1962,5 \text{ cm}^2 \\ &= 471000 \text{ kg} \rightarrow 4710 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.2 Daya Dukung Selimut Pondasi

Berdasarkan rumus daya dukung selimut pondasi menggunakan persamaan 2.9

1. Jumlah Hambatan Lekat

$$JHL = 1216 \text{ kg/cm}$$

2. Keliling Tiang Pondasi

$$\begin{aligned} K &= \pi \times D \\ &= \pi \times 50 \text{ cm} \\ &= 157 \text{ cm} \end{aligned}$$

3. Kapasitas Dukung Selimut

$$\begin{aligned} Q_s &= JHL \times K \\ &= 1216 \text{ kg/cm} \times 157 \text{ cm} \\ &= 190912 \text{ kg} \rightarrow 1909,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.3 Daya Dukung Ultimit Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung ultimit pondasi menggunakan persamaan 2.9

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 4710 \text{ kN} + 1909,12 \text{ kN} \\ &= 6619,12 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.4 Daya Dukung Izin Pondasi

Berdasarkan rumus daya dukung izin pondasi menggunakan persamaan 2.10

1. Berat Tiang Pondasi

$$\begin{aligned}W_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times BJ \times l \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \text{m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 13 \text{m} \\ &= 61,23 \text{ kN}\end{aligned}$$

2. Kapasitas Daya Dukung Izin Tiang

$$\begin{aligned}Q_{izin} &= \left(\frac{qc \times A_p}{SF} - W_p \right) + \left(\frac{JHL \times K}{SF} - W_p \right) \\ &= \left(\frac{4710 \text{ kN}}{2,5} - 61,23 \text{ kN} \right) + \left(\frac{1909,12 \text{ kN}}{3} - 61,23 \text{ kN} \right) \\ &= 1822,77 \text{ kN} + 575,143 \text{ kN} \\ &= 2397,91 \text{ kN}\end{aligned}$$

4.5.5 Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Jumlah Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus jumlah kelompok menggunakan persamaan 2.18

$$\begin{aligned}n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\ &= \frac{5338,017 \text{ kN}}{2397,91 \text{ kN}} \\ &= 2,23 \approx 4 \text{ buah}\end{aligned}$$

2. Arc tg d/s

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{s} \right) \\ &= \tan^{-1} \left(\frac{0,5 \text{ m}}{1,5 \text{ m}} \right) \\ &= 18,43495^\circ\end{aligned}$$

3. Efisiensi Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung kelompok pondasi menggunakan persamaan 2.22

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\ &= 1 - \left[18,43495^\circ \left(\frac{(2-1)2 + (2-1)2}{90 \cdot 2 \cdot 2} \right) \right] \\ &= 0,79517 \approx 79,52\%\end{aligned}$$

4. Daya Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung kelompok pondasi menggunakan persamaan 2.21

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{izin} \times E_g \\ &= 4 \times 2397,91 \text{ kN} \times 0,79517 \\ &= 7626,97 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.5.6 Penyebaran Tiang Pancang Metode Meyerhof

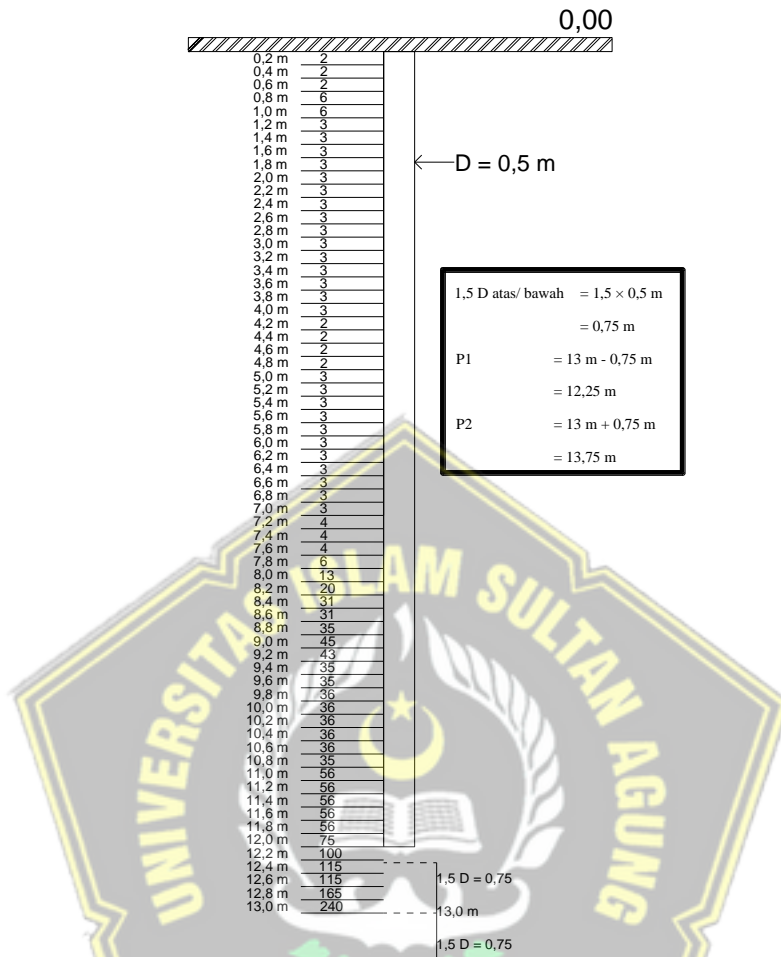
Kelompok tiang pancang menerima beban maksimal tiap tiang (P_{max}) dengan menggunakan tiang pancang berdiameter 0,5 m dan berjumlah 4 tiang pada tiap kelompok. Berikut perumusan kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen dua arah.

1. Beban aksial (P) = 5338,017 kN
2. Berat Tiang = $W_p \cdot n$
= 61,23 · 4
= 244,92 kN
3. Berat Pile Cap = $B_J \times P \times L \times T$
= 24 x 2,5 x 2,5 x 1
= 150 kN
4. Berat Total ($\sum P$) = 5732,937 kN
5. Absis Maks (X_{max}) = 1,0 m
6. Ordinat Maks (Y_{max}) = 0,5 m
7. Jumlah Tiang Arah X = 2 buah
8. Jumlah Tiang Arah Y = 2 buah
9. $\sum X^2$ = $(1,0^2) + (1,0^2)$ = 1
10. $\sum Y^2$ = $(0,5^2) + (0,5^2)$ = 0,5
11. P_{max} = $\frac{\sum P v}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$
= $\frac{5732,937}{4} + \frac{251,329 \cdot 1}{2 \cdot 1} + \frac{544,322 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,5}$
= 1831,06 kN

Syarat $P_{max} \leq Q_g = 1831,06 \text{ kN} \leq 7626,97 \text{ kN} \rightarrow$ AMAN (OK)

4.6 Perhitungan Daya Dukung Metode Aoki & De Alencar

Menggunakan tiang pancang diameter 50 cm dan $l = 13$ m dengan data sondir.



Gambar 4. 6 Perletakan 1,5D Atas dan Bawah pada Tiang

4.6.1 Daya Dukung Ujung Pondasi (Q_p)

1. Faktor Empirik Tahanan Ujung Tiang

$$F_b = 1,75 \rightarrow \text{nilai } F_b \text{ beton pratekan didapat dari Tabel 2.5}$$

2. Perlawanan Konus Rata-Rata

$$q_{ca(base)} = \frac{(0,15 \times 115) + (0,2 \times 115) + (0,2 \times 165) + (0,2 \times 240)}{0,75} = 161,667 \text{ kg/cm}^2$$

3. Kapasitas Dukung Ujung Tiang Persatuan Luas

Berdasarkan rumus daya dukung ujung persatuan luas menggunakan persamaan 2.16

$$q_b = \frac{q_{ca(base)}}{F_b} = \frac{161,667 \text{ kg/cm}^2}{1,75} = 92,38 \text{ kg/cm}^2$$

4. Luas Penampang Tiang

$$\begin{aligned}A_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 50^2 \text{ cm} \\ &= 1962,5 \text{ cm}^2\end{aligned}$$

5. Daya Dukung pada Ujung Pondasi

Berdasarkan rumus daya dukung ujung menggunakan persamaan 2.15

$$\begin{aligned}Q_p &= q_b \times A_p \\ &= 92,38 \text{ kg/cm}^2 \times 1962,5 \text{ cm}^2 \\ &= 181297,62 \text{ kg} \\ &= 1812,98 \text{ kN}\end{aligned}$$

4.6.2 Daya Dukung Selimut Pondasi

1. Faktor Empirik Tahanan Kulit Tiang

$$F_s = 3,5 \rightarrow \text{nilai } F_s \text{ beton pratekan didapat dari Tabel 2.5}$$

2. Nilai Faktor Empirik Tipe Tanah

$$\sigma_s = 3\% \rightarrow \text{Pada kedalaman tersebut merupakan lanau kelembungan kepasiran, consistency hard) didapat dari Tabel 2.6}$$

3. Perlawanan Konus Tiang Pondasi

$$q_c(\text{side}) = 240 \text{ kg/cm}^2$$

4. Luas Kulit Tiang Pancang

$$\begin{aligned}A_s &= \pi \times D \times l \\ &= \pi \times 0,5 \text{ m} \times 13 \text{ m} \\ &= 20,41 \text{ m}^2\end{aligned}$$

5. Satuan Tahanan Kulit Persatuan Luas

Berdasarkan rumus satuan tahanan kulit persatuan luas menggunakan persamaan 2.17

$$\begin{aligned}f &= q_c(\text{side}) \times \frac{\sigma_s}{F_s} \\ &= 249 \text{ kg/cm}^2 \times \frac{3\%}{3,5} \\ &= 2,05714 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow 205,714 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

6. Daya Dukung Selimut Pondasi

Berdasarkan rumus daya dukung selimut menggunakan persamaan 2.15

$$\begin{aligned}
Q_s &= f \times A_s \\
&= 205,714 \text{ kN/m}^2 \times 20,41 \text{ m}^2 \\
&= 4198,62 \text{ kN}
\end{aligned}$$

4.6.3 Daya Dukung Ultimit Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung ultimit tiang menggunakan persamaan 2.15

$$\begin{aligned}
Q_u &= Q_p + Q_s \\
&= 1812,98 \text{ kN} + 4198,62 \text{ kN} \\
&= 6011,6 \text{ kN}
\end{aligned}$$

4.6.4 Daya Dukung Izin Pondasi

1. Berat Tiang Pondasi

$$\begin{aligned}
W_p &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times B_j \times l \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 0,5^2 \text{ m} \times 24 \text{ kN/m}^3 \times 13 \text{ m} \\
&= 61,23 \text{ kN}
\end{aligned}$$

2. Kapasitas Daya Dukung Izin Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung izin menggunakan persamaan 2.10

$$\begin{aligned}
Q_{izin} &= \left(\frac{Q_u}{SF} - W_p \right) \\
&= \left(\frac{6011,6}{2,5} - 61,23 \text{ kN} \right) \\
&= 2343,41 \text{ kN}
\end{aligned}$$

4.6.5 Daya Dukung Kelompok Tiang

1. Jumlah Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus jumlah kelompok menggunakan persamaan 2.18

$$\begin{aligned}
n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
&= \frac{5338,017 \text{ kN}}{2343,41 \text{ kN}} = 2,28 \approx 4 \text{ buah}
\end{aligned}$$

2. Arc tg d/s

$$\begin{aligned}
\theta &= \tan^{-1} \left(\frac{D}{s} \right) \\
&= \tan^{-1} \left(\frac{0,5 \text{ m}}{1,5 \text{ m}} \right) \\
&= 18,43495^\circ
\end{aligned}$$

3. Efisiensi Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus efisiensi kelompok tiang persamaan 2.22

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90mn'} \\ &= 1 - \left[18,43495^\circ \left(\frac{(2-1)^2+(2-1)^2}{90 \cdot 2 \cdot 2} \right) \right] \\ &= 0,79517 \approx 79,52\% \end{aligned}$$

4. Daya Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan rumus daya dukung kelompok tiang persamaan 2.21

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{izin} \times E_g \\ &= 4 \times 2343,41 \text{ kN} \times 0,79517 \\ &= 7453,62 \text{ kN} \end{aligned}$$

4.6.6 Penyebaran Tiang Pancang Metode Aoki & De Alencar

Kelompok tiang pancang menerima beban maksimal tiap tiang (P_{max}) dengan menggunakan tiang pancang berdiameter 0,5 m dan berjumlah 4 tiang pada tiap kelompok. Berikut perumusan kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen dua arah.

1. Beban aksial (P) = 5338,017 kN
2. Berat Tiang = $W_p \cdot n$
= $61,23 \cdot 4 = 244,92$ kN
3. Berat Pile Cap = $B_J \times P \times L \times T$
= $24 \times 2,5 \times 2,5 \times 1 = 150$ kN
4. Berat Total ($\sum P$) = 5732,937 kN
5. Absis Maks (X_{max}) = 1,0 m
6. Ordinat Maks (Y_{max}) = 0,5 m
7. Jumlah Tiang Arah X = 2 buah
8. Jumlah Tiang Arah Y = 2 buah
9. $\sum X^2$ = $(1,0^2) + (1,0^2) = 1$
10. $\sum Y^2$ = $(0,5^2) + (0,5^2) = 0,5$
11. P_{max} = $\frac{\sum Pv}{n} + \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \sum X^2} + \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$
= $\frac{5732,937}{4} + \frac{251,329 \cdot 1}{2 \cdot 1} + \frac{544,322 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,5} = 1831,06$ kN

Syarat $P_{max} \leq Q_g = 1831,06 \text{ kN} \leq 7453,62 \text{ kN} \rightarrow$ AMAN (OK)

4.7 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung lateral menggunakan metode Meyerhof.

4.7.1 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Tunggal

Berdasarkan rumus daya dukung lateral tiang pancang tunggal persamaan 2.24

1. Modulus Elastisitas Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 4700\sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ Mpa} \\ &= 33234019 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Modulus Young

$$E_s = 300 \text{ kg/cm}^2 \approx 30000 \text{ kN/m}^2$$

3. Momen Inersia

$$\begin{aligned} I_p &= \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot D^4 \\ &= \frac{1}{64} \cdot 3,14 \cdot 0,5^4 \\ &= 0,0030664 \text{ m}^4 \end{aligned}$$

4. Kekakuan Relatif

$$\begin{aligned} K_r &= \frac{E_p I_p}{E_s L^4} = \frac{33234019 \cdot 0,0030664}{30000 \cdot 13^4} \\ &= 0,000119 \leq 0,01 \text{ (termasuk tiang panjang dan fleksibel)} \end{aligned}$$

5. Koefisien Tekanan Tanah Lateral

$$\begin{aligned} K_b &= (K_p - K_a) S_{bu} \\ &= [(\text{Tan}^2(45+\phi/2)) - (\text{Tan}^2(45-\phi/2))] \times 4,5 \\ &= 19,69875 \end{aligned}$$

6. Daya Dukung Lateral Tunggal

$$\begin{aligned} H_u &= 0,125 \gamma D L^2 K_b \\ &= 0,125 \times 19,1 \text{ kN/m}^3 \times 0,5 \text{ m} \times (13 \text{ m})^2 \times 19,69875 \\ &= 3974,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

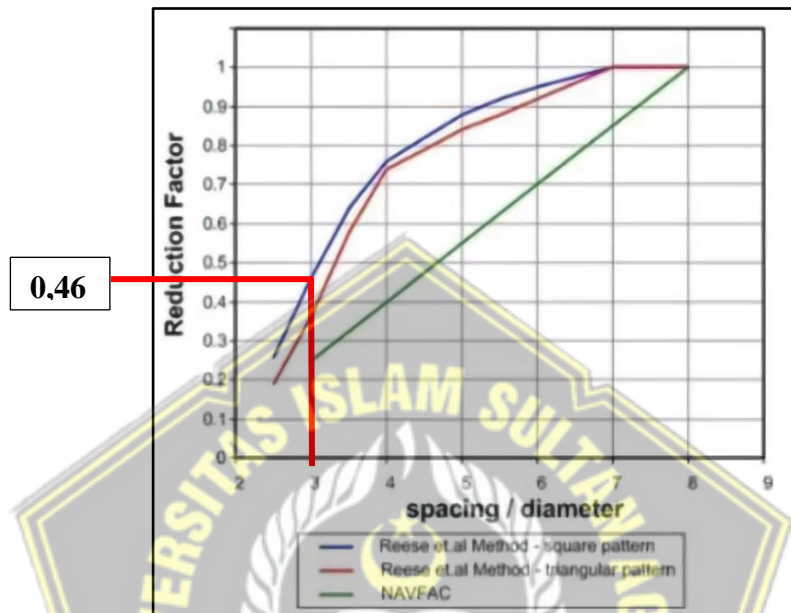
4.7.2 Daya Dukung Lateral Tiang Pancang Kelompok

Berdasarkan rumus daya dukung lateral tiang pancang kelompok persamaan 2.25

1. Faktor Reduksi

$$\frac{s}{D} = \frac{1,5 \text{ m}}{0,5 \text{ m}} = 3$$

Didapatkan hasil faktor reduksi sebesar 0,46



Gambar 4. 7 Hasil Faktor Reduksi

2. Daya Dukung Lateral Tiang Kelompok

$$H_g = \text{Faktor reduksi} \times n \times H_u$$

$$= 0,46 \times 4 \times 3974,10 \text{ kN}$$

$$= 7312,343 \text{ kN}$$

4.8 Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Manual

Penurunan tiang pancang diperhitungkan agar dapat menghindari resiko penurunan berlebih pada pondasi yang akan menyebabkan keruntuhan struktur. Penurunan dapat disebabkan oleh beberapa faktor, salah satunya adalah karena beban struktur.

4.8.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dengan Manual

Perhitungan penurunan tiang tunggal dengan metode Vesic

$$Q_p = 4710 \text{ kN}$$

$$\epsilon_s = 0,5 \text{ (Faktor Empirik)}$$

$$Q_s = 1909,12 \text{ kN}$$

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

$$q_p = 240 \text{ kg/cm}^2$$

$$A_p = 0,19625$$

$$C_p = 0,02$$

$$A_s = 20,41 \text{ m}^2$$

Menggunakan hasil dari metode Meyerhof

1. Modulus Elastisitas Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ Mpa} \\ &= 33234019 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Penurunan Tiang Tunggal

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal persamaan 2.27

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(Q_p + \epsilon_s \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{(4710 + 0,5 \cdot 1909,12) \cdot 13}{0,19625 \cdot 33234019} \\ &= 0,00262 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal persamaan 2.28

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{(Q_p \cdot C_p)}{D \cdot q_p} \\ &= \frac{(4710 \cdot 0,02)}{0,5 \cdot 24000} \\ &= 0,00785 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal persamaan 2.29

$$\begin{aligned} S_3 &= \frac{Q_s}{A_s} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\ &= \frac{1909,12}{20,41} \times \frac{0,5}{30000} \times (1 - 0,3^2) \times 2 + 0,35 \sqrt{\frac{13}{0,5}} \\ &= 0,00537 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal total persamaan 2.26

$$\begin{aligned} S &= 0,00262 \text{ m} + 0,00785 \text{ m} + 0,00537 \text{ m} \\ &= 0,01584 \text{ m} \end{aligned}$$

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

$S < S_{izin} = 0,01584 < 0,05$, maka penurunan pada tiang tunggal **AMAN**

Menggunakan hasil dari metode Aoki & De Alencar

1. Modulus Elastisitas Tiang

$$\begin{aligned} E_p &= 4700\sqrt{f'c} \\ &= 4700\sqrt{50} \\ &= 33234,019 \text{ Mpa} \\ &= 33234019 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

2. Penurunan Tiang Tunggal

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal (S_1) persamaan 2.27

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(Q_p + \epsilon_s \cdot Q_s) L}{A_p \cdot E_p} \\ &= \frac{(1812,98 + 0,5 \cdot 4198,62) \cdot 13}{0,19625 \cdot 33234019} \\ &= 0,00446 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal persamaan (S_2) 2.28

$$\begin{aligned} S_2 &= \frac{(Q_p \cdot C_p)}{D \cdot q_p} \\ &= \frac{(1812,98 \cdot 0,02)}{0,5 \cdot 24000} \\ &= 0,00302 \text{ m} \end{aligned}$$

Berdasarkan rumus penurunan tiang tunggal persamaan (S_3) 2.29

$$\begin{aligned} S_3 &= \frac{Q_s}{A_s} \times \frac{D}{E_s} \times (1 - \mu_s^2) I_{ws} \\ &= \frac{4198,62}{20,41} \times \frac{0,5}{30000} \times (1 - 0,3^2) \times 2 + 0,35 \sqrt{\frac{13}{0,5}} \\ &= 0,01181 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S &= 0,00446 \text{ m} + 0,00302 \text{ m} + 0,01181 \text{ m} \\ &= 0,01929 \text{ m} \end{aligned}$$

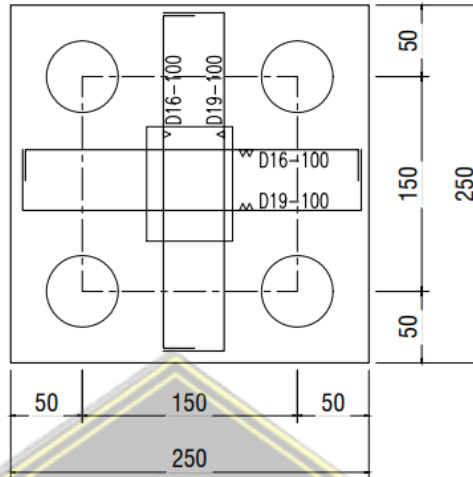
$$\begin{aligned} S_{izin} &= 10\% \times D \\ &= 10\% \times 0,5 \\ &= 0,05 \text{ m} \end{aligned}$$

$S < S_{izin} = 0,01929 < 0,05$, maka penurunan pada tiang tunggal **AMAN**

4.8.2 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok dengan Manual

Berdasarkan rumus penurunan pondasi tiang kelompok persamaan 2.30

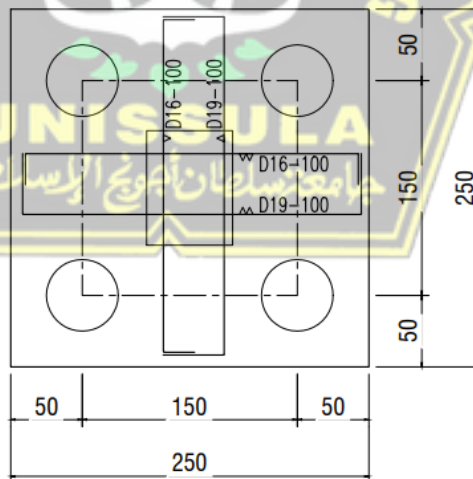
1. Penurunan Kelompok Tiang Pancang (P1)



Gambar 4. 8 Pile Cap P1

$$S_g = S \sqrt{\frac{b'}{D}} = 0,01584 \sqrt{\frac{2,5}{0,5}} = 0,035 \text{ m}$$

2. Penurunan Kelompok Tiang Pancang (P2)



Gambar 4. 9 Pile Cap P2

$$S_g = S \sqrt{\frac{b'}{D}} = 0,01929 \sqrt{\frac{2,5}{0,5}} = 0,043 \text{ m}$$

4.9 Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan PLAXIS 8.6

Perhitungan sebelumnya telah menganalisa penurunan dengan metode perhitungan manual kemudian dihitung juga dengan aplikasi PLAXIS. Aplikasi PLAXIS pada laporan ini digunakan untuk mengilustrasikan dan menganalisa penurunan pada pondasi tiang pancang. Tahapan pada PLAXIS mengacu pada panduan E-book (PT. Geocipta Bangun Optima & PT. Geocipta Eka Setia, 2020).

Tabel 4. 7 Parameter Tanah Gedung Parkir Roemani

Depth (m)	Soil Description	Es (kN/m ²)	C (kN/m ²)	μ'	ϕ	γ_{dry}	γ_{wet}	kx	ky
0 - 2	Lanau kepasiran & kerikil	2500	16,5	0,3	25	9,34	15,5	1,00E- 04	1,00E- 04
	Medium stiff								
	N = 1								
2 - 4	Lempung	3000	15	0,3	27,6	11,33	16,4	1,00E- 03	1,00E- 03
	Very soft								
	N = 1								
4 - 9	Lempung	4000	46,8	0,3	32,7	11,92	16,91	1,00E- 03	1,00E- 03
	Very soft								
	N = 6								
9 - 11,8	Lempung	9000	56,9	0,3	36,8	13,79	17,7	1,00E- 04	1,00E- 04
	Medium stiff								
	N = 48								
11,8 - 16	Lempung berpasir	30000	216,8	0,3	40,1	15,44	19,1	1,00E- 04	1,00E- 04
	Hard								
	N = 60								
16 - 18,4	Pasir kasar berkerikil	80000	2	0,3	45	16,39	21,5	1,00	1,00
	Very dense								
	N = 52								

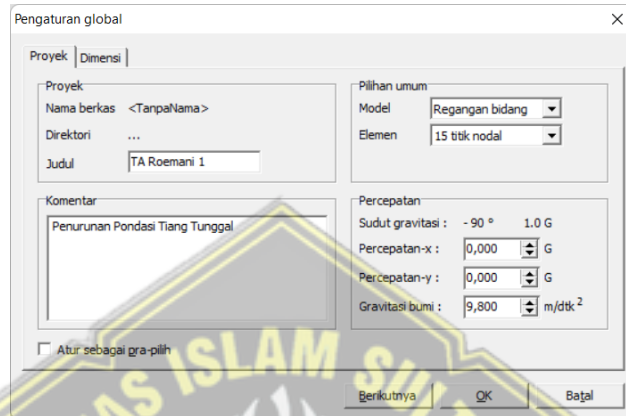
Tabel 4. 8 Data Tiang Pancang pada Titik S - 02

No.	Data	Keterangan
1	Diameter Tiang	0,5 m
2	Modulus Elastisitas (E)	33.234.018,7 kN/m ²
3	Luas Penampang (A)	0,19625 m ²
4	Momen Inersia (I)	0,003066 m ⁴
5	Berat Jenis Beton (γ)	24 kN/m ³
6	Angka <i>Poisson</i> (μ)	0,2

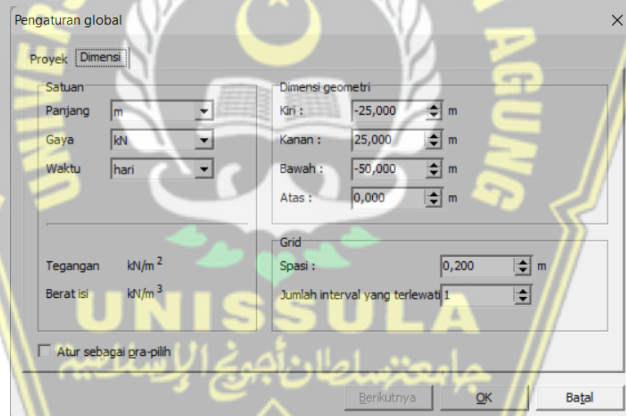
4.9.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal dengan PLAXIS 8.6

Dibawah ini tahapan penginputan menurut untuk penurunan pondasi tiang tunggal

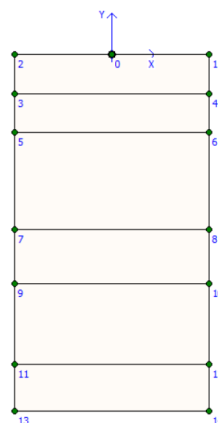
1. Langkah awal pada kotag dialog proyek dengan penentuan proyek untuk judul, model, elemen, dan percepatan yang digunakan lalu klik pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi geometri dan spasi untuk memudahkan menggambar lapisan tanah dengan garis geometri.





Gambar 4. 10 Pengaturan Global Proyek 1

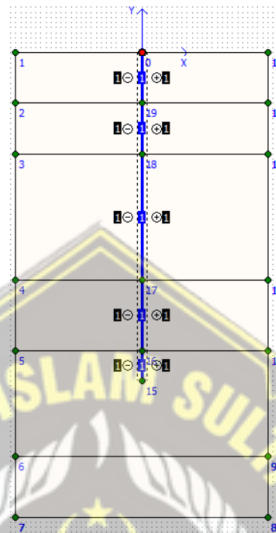


Gambar 4. 11 Pengaturan Global Dimensi 1




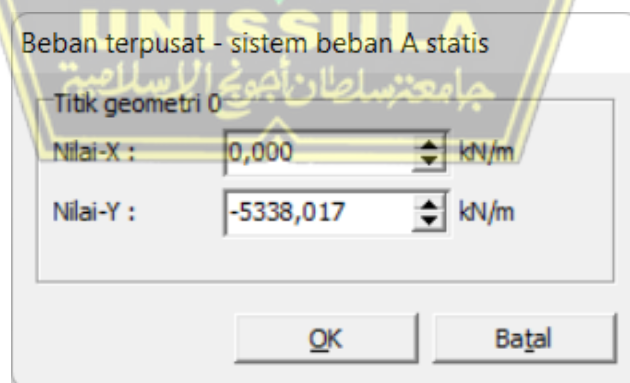
Gambar 4. 12 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik S-02

2. Jika pemodelan lapisan tanah dengan garis geometri sudah selesai dilanjutkan penggambaran struktur dengan klik pelat  tarik pelat sesuai ukuran pondasi dan atur .
3. Selanjutnya atur antar muka atau *interface*  untuk menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (*soil interaction*) yaitu arah positif dan negatif.




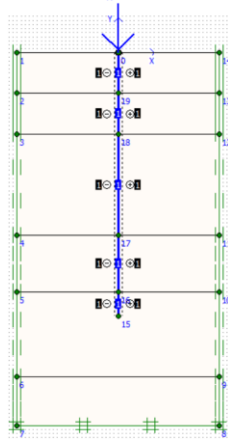
Gambar 4. 13 Pemodelan Tiang Pancang Tunggal

4. Input nilai beban terpusat bangunan dengan klik tombol beban terpusat -sistem beban A statis  tempatkan pada pusat beban lalu klik dua kali pada pusat beban untuk menambahkan nilai beban sebesar 5338,017 kN.




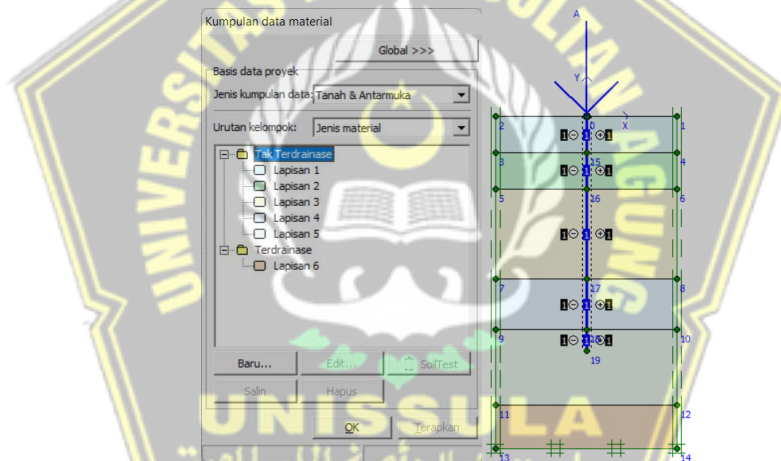
Gambar 4. 14 Input Beban Terpusat

5. Menentukan kondisi batas menggunakan *standard fixities*  yang akan membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.




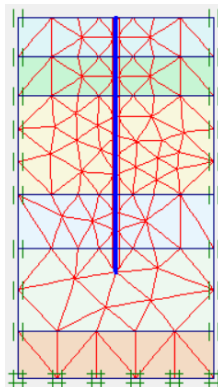
Gambar 4. 15 *Standard Fixities* Tiang Tunggal

6. Tekan tombol *material sets*  untuk input data material tanah dan tiang sesuai dengan parameter yang telah disiapkan kemudian jika material telah terinput semua, drag tiap lapisan tanah sesuai dengan penamaan materialnya. Berikut kumpulan material yang digunakan pada proyek ini.



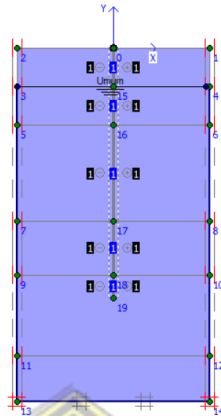
Gambar 4. 16 Data Material Tiap Lapisan Tiang Tunggal

7. Tampilkan pembagian jaringan elemen dengan klik kotak *generate mesh*  lalu klik perbaharui/*update* setelah kotak dialog baru muncul.



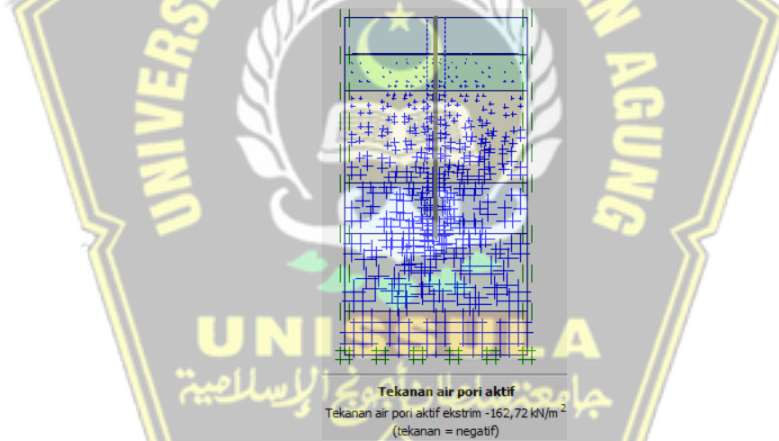
Gambar 4. 17 Jaring Elemen yang Tersusun

8. Untuk menambahkan muka air tanah klik *initial conditions* input γ_{water} 10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik *phreatic level*

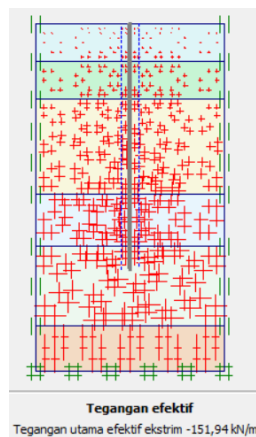


Gambar 4. 18 Garis Freatik Tiang Tunggal

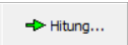
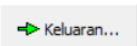
9. Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan klik ikon lalu klik perbaharui jika kotak dialog diagram muncul kemudian klik kotak dan untuk ganti mengaktifkan tegangan efektif. Tunggu hingga lalu klik perbaharui.

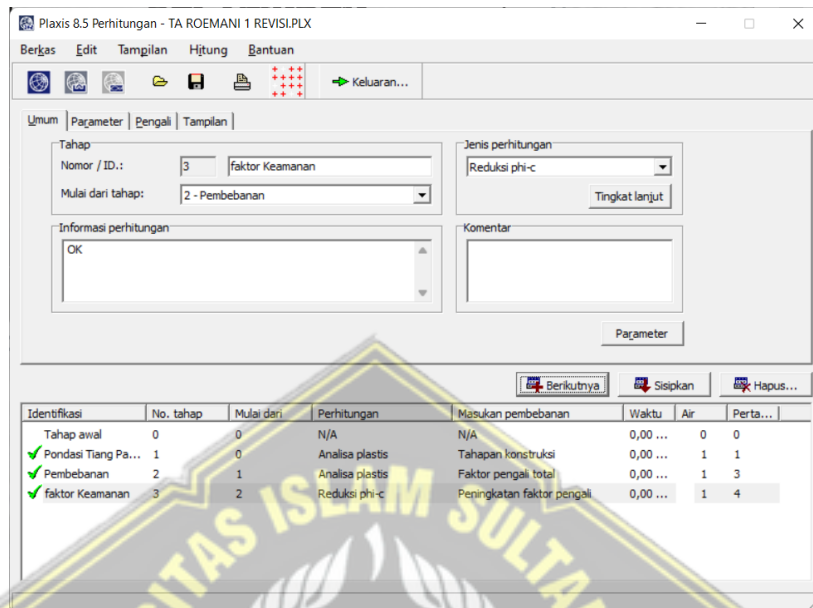


Gambar 4. 19 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Tunggal

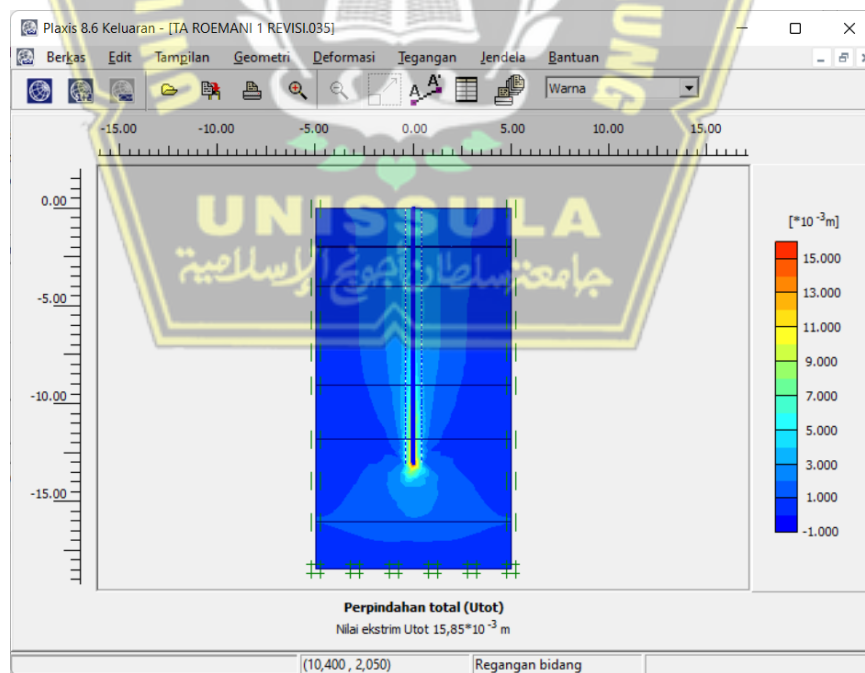


Gambar 4. 20 Tegangan Efektif Tiang Tunggal

10. Untuk memperhitungkan hasil penurunan, identifikasi perhitungan yang diperlukan kemudian tekan tombol . Jika semua identifikasi sudah tercentang hijau, klik  untuk mendapatkan hasil penurunan.



Gambar 4. 21 Perhitungan Penurunan Tiang Tunggal dengan Plaxis 8.6



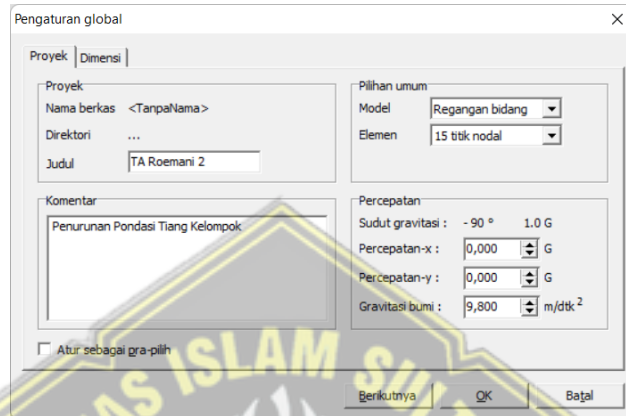
Gambar 4. 22 Deformasi Tiang Tunggal

Jadi dari *modelling* dengan program PLAXIS versi 8 didapatkan hasil penurunan pondasi tiang tunggal yaitu 0,01585 m.

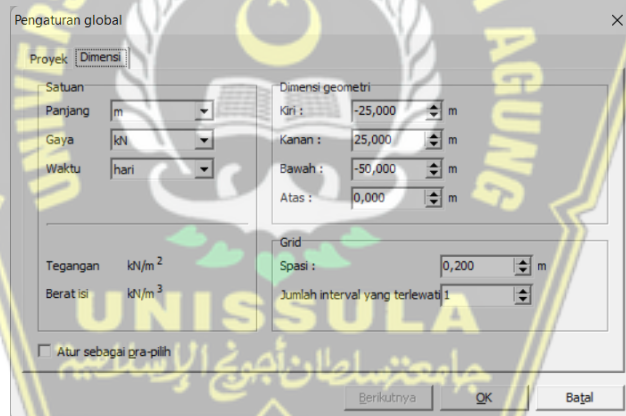
4.9.2 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok dengan PLAXIS 8.6

Dibawah ini tahapan penginputan untuk penurunan pondasi tiang tunggal

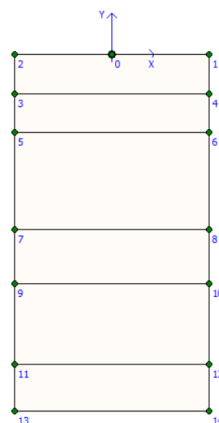
1. Langkah awal pada kotag dialog proyek dengan penentuan proyek untuk judul, model, elemen, dan percepatan yang digunakan lalu klik pada kotak dialog dimensi atur satuan, dimensi geometri dan spasi untuk memudahkan menggambar lapisan tanah dengan garis geometri.





Gambar 4. 23 Pengaturan Global Proyek 2

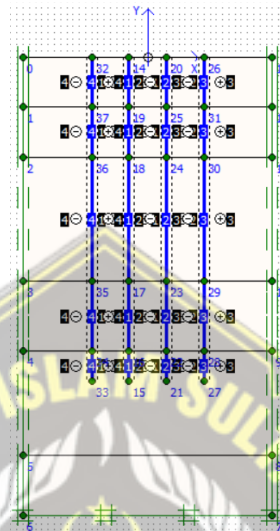


Gambar 4. 24 Pengaturan Global Dimensi 2




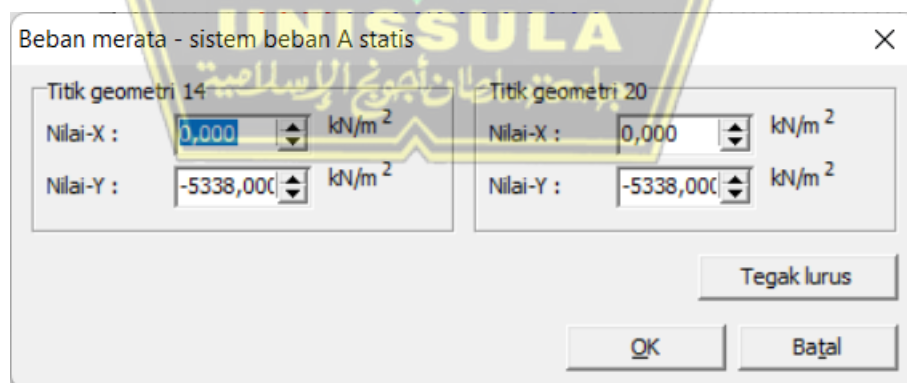
Gambar 4. 25 Pemodelan Lapisan Tanah pada Titik S-02

2. Jika pemodelan lapisan tanah dengan garis geometri sudah selesai dilanjutkan penggambaran struktur dengan klik pelat  tarik pelat sesuai ukuran pondasi dan atur .
3. Selanjutnya atur antar muka atau *interface*  untuk menggambarkan interaksi antara tanah dengan struktur (*soil interaction*) yaitu arah positif dan negatif.




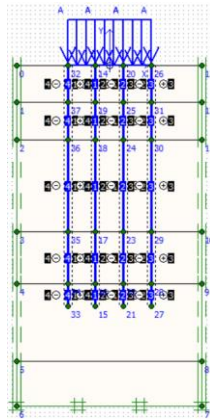
Gambar 4. 26 Pemodelan Tiang Pancang Kelompok

4. Input nilai beban terpusat bangunan dengan klik tombol beban merata - sistem beban A  tempatkan pada pusat beban lalu klik dua kali pada pusat beban untuk menambahkan nilai beban sebesar 5338,017 kN.




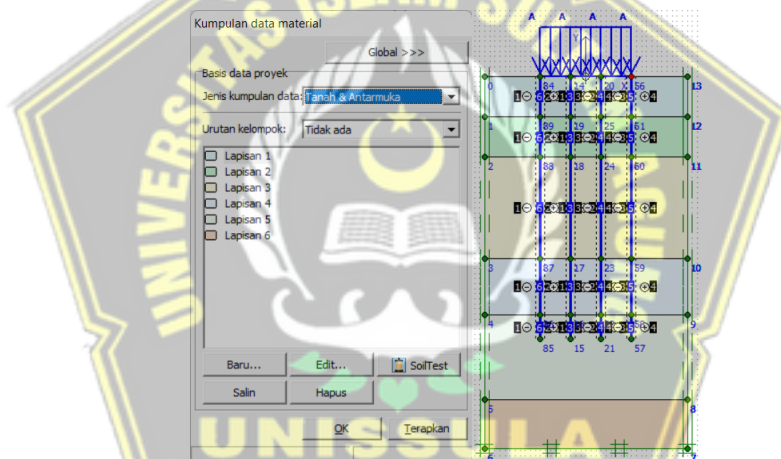
Gambar 4. 27 Input Beban Merata

5. Menentukan kondisi batas menggunakan *standard fixities*  yang akan membentuk tumpuan rol pada bagian dasar dan bagian sisi kanan kiri membentuk jepit.




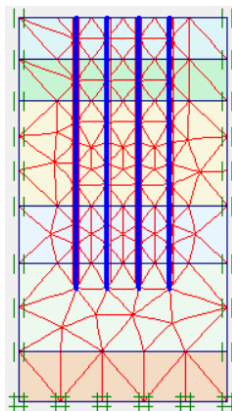
Gambar 4. 28 Standard Fixities Tiang Kelompok

6. Tekan tombol *material sets*  untuk input data material tanah dan tiang sesuai dengan parameter yang telah disiapkan kemudian jika material telah terinput semua, drag tiap lapisan tanah sesuai dengan penamaan materialnya. Berikut kumpulan material yang digunakan pada proyek ini.



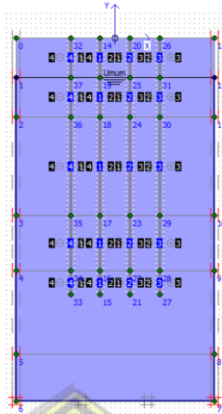
Gambar 4. 29 Data Material Tiap Lapisan Tiang Kelompok

7. Tampilkan pembagian jaringan elemen dengan klik kotak *generate mesh*  lalu klik perbaharui/*update* setelah kotak dialog baru muncul.



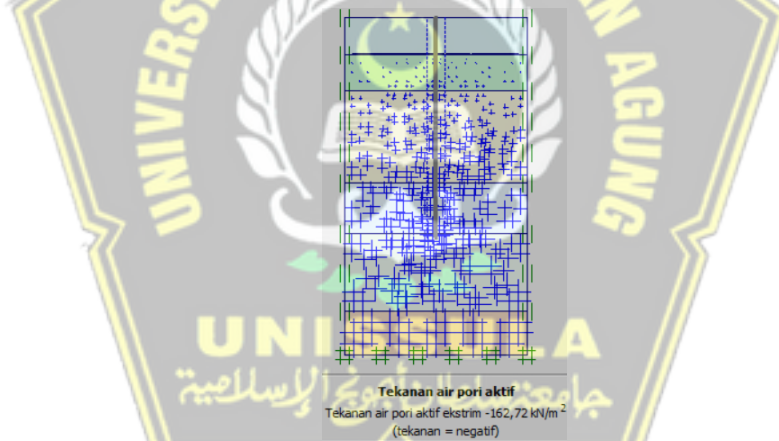
Gambar 4. 30 Jaring Elemen yang Tersusun

8. Untuk menambahkan muka air tanah klik *initial conditions* input γ_{water} 10 kN/m³ lalu gambarkan muka air tanah dengan klik *phreatic level*

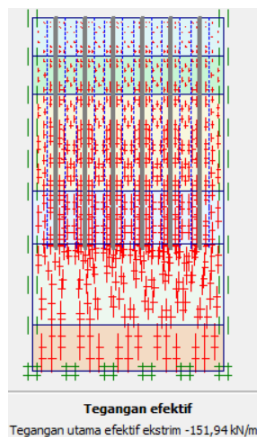


Gambar 4. 31 Garis Freatik Tiang Kelompok

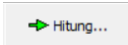
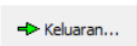
9. Untuk melihat tekanan air pori aktif dengan klik ikon lalu klik perbaharui jika kotak dialog diagram muncul kemudian klik kotak dan untuk ganti mengaktifkan tegangan efektif. Tunggu hingga lalu klik perbaharui.

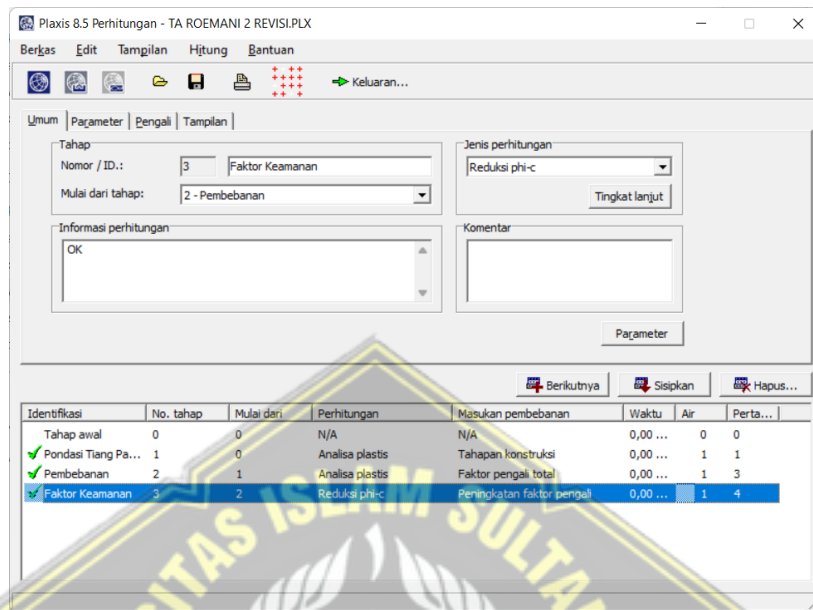


Gambar 4. 32 Tekanan Air Pori Aktif Tiang Kelompok

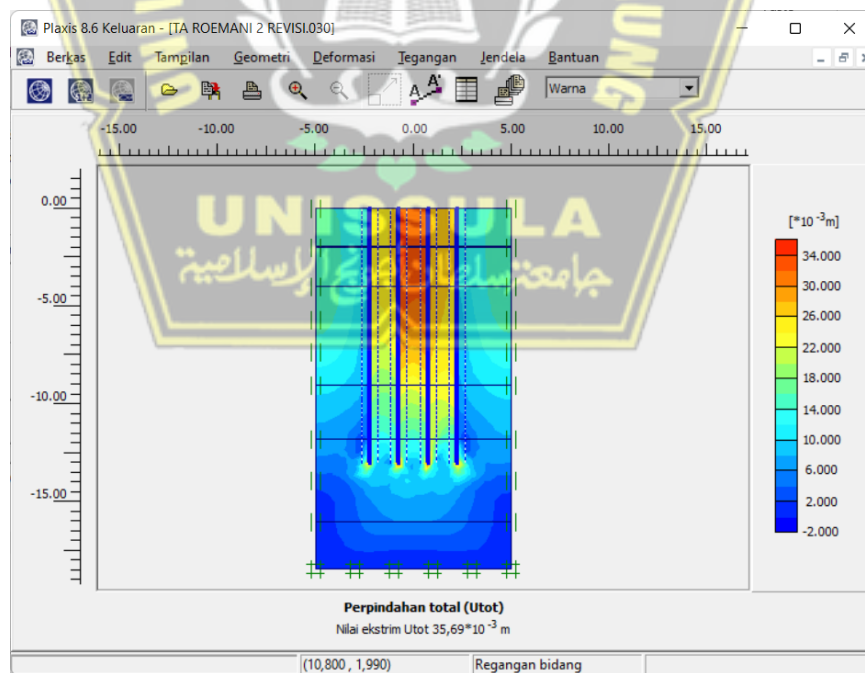


Gambar 4. 33 Tegangan Efektif Tiang Kelompok

10. Untuk memperhitungkan hasil penurunan, identifikasi perhitungan yang diperlukan kemudian tekan tombol . Jika semua identifikasi sudah tercentang hijau, klik  untuk mendapatkan hasil penurunan.



Gambar 4. 34 Perhitungan Penurunan Tiang Kelompok dengan PLAXIS 8.6



Gambar 4. 35 Deformasi Tiang Kelompok

Jadi dari modelling dengan program PLAXIS versi 8 didapatkan hasil penurunan pondasi tiang kelompok yaitu 0,03569 m.

4.10 Hasil dan Pembahasan

Perhitungan suatu struktur bangunan pasti juga akan memperhitungkan struktur pondasi. Pondasi diperlukan sebagai penyalur beban ke tanah tanpa disertai penurunan beban yang lebih. Berikut hasil-hasil perhitungan yang telah didapatkan seperti hasil output SAP2000, daya dukung pondasi dengan metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar, daya dukung lateral tiang pancang tunggal dan kelompok serta perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dan kelompok secara manual maupun dengan program PLAXIS. Berikut hasil perhitungan yang didapatkan.

4.10.1 Hasil Pembebanan dengan Program SAP2000

Sebelumnya telah dilakukan penginputan dari *material properties*, elemen struktur, penggambaran struktur, input pembebanan (beban mati, beban hidup dan beban gempa), semua data yang telah terinput kemudian *run analyze* maka didapatkan hasil beban maksimum yang bekerja pada gedung yaitu :

P (Beban Aksial) : -5338,017 kN

V (Gaya Geser) : -93,426 kN

M (Momen) : -251,3285 kN

4.10.2 Hasil Analisa Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan dua metode yaitu metode Meyerhof dan metode Aoki & De Alencar berdasarkan data CPT atau sondir dengan diameter 0,5 m dan Panjang tiang pancang 13 m. Hasil yang didapatkan berbeda berdasarkan dua metode tersebut, untuk hasil daya dukung metode Meyerhof yang didapatkan lebih besar sehingga dibagikan SF (faktor keamanan) yang besar agar didapatkan hasil Q_{izin} yang aman. Berikut hasil perhitungan yang lebih detail sebagai berikut.

Tabel 4. 9 Hasil Daya Dukung Metode Meyerhof dan Aoki & De Alencar

Metode	Titik	l	Q_p	Q_s	Q_{ult}	Q_{izin}
		m	kN	kN	kN	kN
Meyerhof	S-02	13	4710	1909,12	6619,12	2397,91
Aoki dan De Alencar	S-02	13	1812,98	4198,63	6011,6	2343,41

Setelah perhitungan daya dukung aksial maka didapatkan hasil jumlah tiang, efisiensi kelompok tiang dengan *Converse Labarre Formula*, daya dukung izin yang kemudian dikalikan untuk mendapatkan daya dukung kelompok. Hasil Analisa daya dukung kelompok lebih jelasnya sebagai berikut.

Tabel 4. 10 Hasil Daya Dukung Tiang Kelompok

Metode	Titik	Jumlah Tiang	Efisiensi	Qizin	Qg
		n	Eg	kN	kN
Meyerhof	S-02	4	0,79517	2397,91	7626,97
Aoki dan De Alencar	S-02	4	0,79517	2343,41	7453,62

Tabel 4. 11 Hasil Daya Dukung Lateral Tiang Pancang

Metode	Titik	Daya Dukung Lateral Tunggal (Hu)	Daya Dukung Lateral Kelompok (Hg)
		kN	kN
Meyerhof	S-02	3974,10	7312,343

4.10.3 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Penurunan pondasi tiang yang terjadi dipengaruhi oleh beban yang bekerja, banyaknya tiang, material tanah, dan ukuran tiang. Penurunan tiang pancang yang diperhitungkan dapat berbeda hasilnya karena parameter tanah yang digunakan.

Tabel 4. 12 Hasil Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Metode	Titik	<i>l</i>	Tiang Tunggal	Tiang Kelompok
		m	m	m
Manual	S-02	13	0,01584	0,035
PLAXIS 8.6	S-02	13	0,01585	0,03569

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Menurut perhitungan pada bab sebelumnya, telah disimpulkan hasil analisa dari proyek pembangunan Gedung Parkir Rumah Sakit Roemani sebagai berikut.

1. Pembebanan Gedung Parkir RS Roemani menggunakan program SAP2000 V.22 didapatkan hasil beban maksimum yang bekerja pada gedung yaitu beban aksial sebesar 5338,017 kN.
2. P dibagi dengan Q_{izin} mendapatkan 4 jumlah tiang dalam satu kelompok, kemudian diperoleh Q_g 7626,97 kN untuk metode Meyerhof sedangkan metode Aoki & De Alencar didapatkan Q_g 7453,62 kN. Dari kedua metode perhitungan tersebut, hasil daya dukung kelompok (Q_g) lebih besar dari nilai beban aksial (P) sebesar $7626,97 > 5338,017$ dan $7453,62 > 5338,017$.
3. Penurunan yang terjadi dengan metode manual yaitu untuk tiang tunggal sebesar 0,01584 m dan tiang kelompok 0,035 m sedangkan dengan program PLAXIS 8.6 penurunan tiang tunggal sebesar 0,01585 dan tiang kelompok 0,03569 m. Jadi penurunan dapat dikatakan AMAN karena $S < S_{izin}$ ($10\% \times D$), $S < 0,05$ m.
4. Perbandingan hasil penurunan kedua tersebut yaitu untuk penurunan tiang tunggal 0,06% dan penurunan tiang kelompok sebesar 1,97%.

5.2 Saran

Dari hasil analisa pengerjaan tugas akhir yang berjudul Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Meyerhof, Aoki & De Alencar Dan Program Plaxis 8.6 (Studi Kasus Gedung Parkir Rs Roemani Semarang) perlu dianalisa lebih lanjut dengan saran sebagai berikut.

1. Dapat menambahkan variasi diameter untuk perhitungan daya dukung dan dapat menghitung dengan titik sondir lainnya atau menggunakan data spt.
2. Membandingkan hasil analisa pondasi tiang pancang dengan program komputer lainnya, seperti program allpile, geo5 atau matlab.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standardisasi Nasional. 2019. *SNI 1726:2019 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Nongedung*. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Badan Standardisasi Nasional. 2020. *SNI 1727:2020 Beban Desain Minimum Dan Kriteria Terkait Untuk Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*. Badan Standardisasi Nasional. Jakarta.
- Bowles, J. (1989). *Sifat – Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*. Erlangga. Jakarta.
- Bowles, J. (1997), *Analisis dan Desain Pondasi*. Edisi Ke-4 Jilid 1. Erlangga. Jakarta.
- Canonica, L. (2013). *Memahami Pondasi*. Angkasa. Bandung
- Darwis. (2018). *Dasar-Dasar Mekanika Tanah*, 11. Pena Indis. Yogyakarta
- Das, M.B. (1995). *Mekanika Tanah (Prinsip-Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)*. Erlangga. Surabaya
- Departemen Pekerjaan Umum. (1983). *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Bangunan Gedung 1983 (PPIUG 1983)*. Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. Bandung.
- Direktorat Jenderal Bina Marga. (1970). *Peraturan Muatan untuk Jembatan Jalan Raya*. Departemen Pekerjaan Umum. Jakarta.
- Fitriyana, Lisa. (2017). *Penilaian Kelayakan Geoteknik dalam Pembangunan STIE BPD Semarang*. Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Sultan Agung. Semarang.
- Hakam, A. (2008). *Rekayasa Pondasi*. Bintang Grafika. Padang.
- Hardihardaja, Joetata., Dkk. (1997). *Rekayasa Pondasi I (Konstruksi Penahan Tanah)*. Gunadarma. Jakarta.

- Hardiyatmo, H. C. (1996). *Teknik Pondasi I*. PT. Gramedia Pusat Utama. Jakarta
- Hardiyatmo, H. C. (2002). *Mekanika Tanah II*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H. C. (2015). *Analisa dan Perancangan Fondasi II, Edisi Ketiga..* Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- <http://rsa.ciptakarya.pu.go.id/2021> (Akses 17/03/2022, jam : 19.14)
- Kawengian, S., Balamba, S., & Sarajar, A. N. (2018). *Analisis Daya Dukung Lateral pada Tiang Pancang Kelompok di Dermaga Belang*. Jurnal Sipil Statik, 6(9), 683–692.
- Lan, Nguyen. (2007). *Sap2000 Features & A to Z Problems*. Da Nang University.
- Paulus, P.R. (2016). *Manual Pondasi Tiang*. Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
- Pratikso. (2017). *Mekanika Tanah I*. Unissula Press. Semarang.
- PT. Geocipta Bangun Optima & PT. Geocipta Eka Setia. (2020). *Modul Pelatihan Plaxis Versi 8*. Bandung. Tersedia dari StuDocu Database.
- Sosrodarsono, S., Nakazawa, K. (2000). *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. PT Pradnya Paramita. Jakarta.
- Sugesti, Titin. & dkk. (2017). *Perbandingan Daya Dukung Pondasi Minipile Dan Sumuran Menggunakan Metode Meyerhof, Lcpc, Dan Aoki dan De Alencar*. e-Jurnal MATRIKS TEKNIK SIPIL, 1306.
- Titi, H.H. & Farsakh, M.A.Y. (1999). *Evaluation of Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test*. LTRC Project No. 98-3GT, State Project No. 736-99-0533, Page 24, Louisiana Transportation Research Center.