

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BAWAH GEDUNG DENGAN PONDASI TIANG PANCANG (*REDESIGN LOWER STRUCTUR OF BUILDING USING PILE*)

(Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan Fakultas
Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang)

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



**Fairuz Giri Akbar
18511035**

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

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG STRUKTUR BAWAH GEDUNG DENGAN PONDASI TIANG PANCANG (REDESIGN LOWER STRUCTUR OF BUILDING USING PILE)

Disusun Oleh



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

Diuji pada tanggal 30 Januari 2023

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

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

Penguji I

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

Penguji II

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

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Ir. Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D.

NIK: 095110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir yang saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program Sarjana di Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun pada bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian – bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 30 Januari 2023

Yang membuat pernyataan


Fairuz Giri Akbar
(18 511 035)

الجامعة الإسلامية

LEMBAR DEDIKASI

Pertama-tama saya panjatkan rasa syukur kehadiran Allah SWT serta salam kepada Rasulullah SAW atas rahmat dan karunia yang telah diberikan kepada penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir. Penulis mendedikasikan Tugas akhir ini dan mengucapkan terimakasih sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Haris Pujogiri dan Ibu Ety Puji Kurniawati sebagai orangtua yang selalu mendoakan, memberi dukungan serta memfasilitasi saya selama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Bapak Maman Rachman sebagai kakek yang selalu mendoakan, memberi dukungan serta memfasilitasi saya selama menyelesaikan Tugas Akhir ini.
3. Mas Adho dan Nada sebagai kakak dan adik yang selalu mendoakan dan memberi dukungan kepada saya dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Alip, Afed, Pakrun, Pojan, Naban, R, Ilham, Toko, Alvin yang menemani dan menghibur saya selama kuliah dan mengerjakan Tugas Akhir ini.
5. Teman – teman Fruity yang selalu mendukung dan menghibur saya selama mengerjakan Tugas Akhir ini.
6. Diri saya sendiri, terimakasih karena telah berjuang sampai akhir.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Allah SWT sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Pondasi Tiang Pancang*. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana studi tingkat sarjana di Program Studi Teknik Sipil Indonesia Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak halangan yang dihadapi penulis, namun berkat nasihat, kritik, bimbingan, serta dorongan semangat dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan hal tersebut, penulis ingin mengucapkan terima kasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Ir. Akhmad Marzuko, M.T. selaku dosen pembimbing Tugas Akhir yang telah membagikan ilmu, nasihat serta dorongan selama penulis menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Ibu Yunalia Muntafi, S.T., M.T., Ph.D. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak M. Rifqi Abdurrazak, S.T., M.Eng. dan Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng. selaku dosen penguji Tugas Akhir yang telah memberikan banyak masukan, kritik, saran, serta evaluasi agar lebih baik di kemudian hari.
4. Bapak Haris Pujogiri dan Ibu Ety Puji kurniawati sebagai kedua orangtua saya, Bapak Maman Rachman sebagai kakek serta mas Adho, Nada dan Keluarga Besar Atmodiharjo yang selalu memberikan dukungan, doa, nasihat serta doa yang terus-menerus untuk saya.
5. Keluarga Teknik Sipil 2018 yang telah menemani dan memberi semangat hingga selesainya Tugas Akhir ini.

Penulis menyadari bahwa penyusunan Tugas Akhir ini masih jauh dari kesempurnaan, semoga kedepannya hasil ini dapat memberikan kontribusi dan manfaat bagi semua.

Yogyakarta, 30 Januari 2023

Penulis,

Fairuz Giri Akbar

18511035



DAFTAR ISI

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	Error! Bookmark not defined.
LEMBAR DEDIKASI	iv
KATA PENGANTAR	v
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	x
DAFTAR GAMBAR	xi
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xiii
ABSTRAK	xvi
ABSTRACT	xvii
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	3
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Tinjauan Umum	5
2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	5
2.2.1. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	5
2.2.2 .Kajian Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	6
2.2.3. Perencanaan Ulang Pondasi Tiang dengan Variasi Diameter	7
2.3 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang	7
2.3.1. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang	7
2.3.2. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang	8
2.4 Perbedaan dengan Penelitian yang Sudah Ada	8
BAB III	12
LANDASAN TEORI	12
3.1 Penyelidikan Tanah	12
3.2 Pondasi Tiang Pancang	13

3.3	Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	15
3.3.1	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	15
3.3.2	Kapasitas Ultimit Tiang Existing	18
3.3.3	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	19
3.4	Penurunan Pondasi Tiang Pancang	22
3.4.1	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	23
3.4.2	Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	25
3.4.3	Penurunan yang Diizinkan	25
3.5	SAP2000	26
BAB IV		28
METODE PENELITIAN		28
4.1	Metode Penelitian	28
4.2	Studi Pustaka	28
4.3	Pengumpulan Data	28
4.4	Analisis pembebanan	29
4.5	Analisis pondasi tiang	29
4.6	Bagan alir	29
BAB V ANALISIS PONDASI TIANG		32
5.1	Data Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus	32
5.1.1.	Data Umum Proyek	32
5.1.2.	Spesifikasi Material	33
5.1.3.	Denah Konstruksi	33
5.1.4.	Data Struktur	34
5.2	Pembebanan Struktur	34
5.2.1.	Peraturan Pembebanan	34
5.2.2.	Kombinasi Pembebanan	35
5.2.3.	Pembebanan	35
5.3	Input dan Output Program SAP2000	43
5.4	Data Karakteristik Tanah	45
5.5	Desain Pondasi Tiang Pancang	46
5.5.1.	Kapasitas Dukung Tiang Bor Kondisi <i>Existing</i>	47
5.5.2.	Kapasitas Dukung Tiang Pancang	49
5.5.3.	Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok	58

5.5.4. Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang	63
5.6 Pembahasan	67
5.6.1. Hasil analisis Struktur Program SAP2000	68
5.6.2. Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang	68
5.6.3. Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	70
5.6.4. Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang	72
5.6.5. Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang	73
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	74
6.1 Kesimpulan	74
6.2 Saran	74
DAFTAR PUSTAKA	76
LAMPIRAN	78



DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan	9
Tabel 3. 1 Nilai Koefisien C_p	Error! Bookmark not defined.
Tabel 3. 2 Perkiraan Nilai Poisson's Ratio	24
Tabel 3. 3 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah	24
Tabel 5. 1 Analisis Beban Mati pada Lantai	36
Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Atap	36
Tabel 5. 3 Beban Hidup (Q_L) pada Pelat Lantai	37
Tabel 5. 4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	40
Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Spektrum Desain	41
Tabel 5. 6 Faktor Koreksi Kerentanan	41
Tabel 5. 7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen	42
Tabel 5. 8 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor BH4	45
Tabel 5. 9 Data Hasil Pengujian SPT	46
Tabel 5. 10 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi	69
Tabel 5. 11 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi	71
Tabel 5. 12 Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal dan Kelompok	72

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3. 1 Skema Pengujian Standart Penetration Test (SPT)	13
Gambar 3. 2 N-SPT untuk Kapasitas Dukung Ujung Tiang	16
Gambar 3. 3 Kelompok Tiang	19
Gambar 4. 1 Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program SAP2000	30
Gambar 4. 2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	31
Gambar 5. 1 Lokasi Proyek Gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus	32
Gambar 5. 2 Denah Lantai 1	33
Gambar 5. 3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_s)	39
Gambar 5. 4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda 1 detik (S_1)	40
Gambar 5. 5 Grafik Respon Spektrum	41
Gambar 5. 6 Permodelan Struktur Bangunan 3D	43
Gambar 5. 7 Tampak Atas Permodelan SAP2000	44
Gambar 5. 8 Sketsa Desain Pondasi Tiang Pancang	46
Gambar 5. 9 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,6 m	50
Gambar 5. 10 Susunan Tiang Pancang $D = 0,6$ m dengan Jumlah 2 Tiang	52
Gambar 5. 11 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,7 m	53
Gambar 5. 12 Susunan Tiang Pancang $D = 0,7$ m dengan Jumlah 2 Tiang	55
Gambar 5. 13 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,8 m	56
Gambar 5. 14 Susunan Tiang Pancang $D = 0,8$ m dengan Jumlah 2 Tiang	58
Gambar 5. 15 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,6 m	Error! Bookmark not defined.
Gambar 5. 16 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,8 m	Error! Bookmark not defined.
Gambar 5. 17 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap $D = 0,8$ m	66

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah	79
Lampiran 2 Hasil Analisis Program SAP2000	81



DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Notasi:

A_p	= luasan tampang ujung tiang (m^2)
A_s	= luasan selimut tiang pancang (m^2)
B_g	= lebar grup tiang (m)
C_p	= koefisien empiris
D	= diameter tiang pancang (m)
DL	= beban mati (ton/m^2)
e	= angka pori
E_g	= efisiensi grup tiang
EP	= modulus elastisitas tiang (N/mm^2)
ES	= modulus elastisitas tanah (N/mm^2)
f_s	= unit ketahanan geser
I_{ws}	= pengaruh faktor
K	= koefisien tegang tanah lateral
L	= kedalaman tiang di tanah (m)
LL	= beban hidup (ton/m^2)
L_b	= kedalaman penetrasi tiang (m)
m	= jumlah tiang arah y atau kolom
M_x	= momen arah x (tonm)
M_y	= momen arah y (tonm)
n	= jumlah tiang arah x atau baris
n	= jumlah tiang dalam kelompok
N	= NSPT rata-rata dari 8D di atas dan 4D di bawah dasar pondasi
N_b	= nilai N-SPT rata – rata pada elevasi dasar tiang pancang $(N_1+N_2)/12D$
Nq^*	= faktor daya dukung ujung
$N-SPT$	= nilai rata – rata SPT sepanjang tiang

N_1	= nilai SPT pada kedalaman 4D pada ujung tiang ke bawah
N_2	= nilai SPT pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas
P	= keliling tiang (m)
P	= beban aksial (ton)
q	= tekanan efektif tanah
Q_{all}	= kapasitas daya dukung ultimit tiang yang diizinkan (ton)
q_b	= unit tahanan ujung tiang (ton)
Q_g	= beban maksimum kelompok tiang (ton)
q_l	= daya dukung batas (ton)
q_p	= unit daya dukung ujung (tekanan konus) (ton)
Q_p	= kapasitas dukung ujung tiang (<i>end bearing</i>) (ton)
q_s	= unit tahanan gesek (ton)
Q_s	= kapasitas dukung gesek tiang (friction resistance) (ton)
Q_{ult}	= kapasitas daya dukung ultimit tiang (ton)
R_{sx}	= Beban gempa dinamik arah x (ton)
R_{sy}	= Beban gempa dinamik arah y (ton)
s	= jarak antar tiang (as ke as) (m)
S	= jarak pusat ke pusat tiang (m)
S	= penurunan total pondasi tiang tunggal (m)
SDS	= Parameter percepatan spektrum respons desain pada perioda pendek (detik)
SF	= angka keamanan
S_g	= penurunan pondasi kelompok tiang (m)
SP	= penurunan dari ujung tiang (m)
SPS	= penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)
S_s	= penurunan akibat deformasi axial tiang tunggal (m)
VS	= Poisson's ratio tanah
ΔL	= panjang tiang (m)
ϕ	= sudut geser dalam ($^\circ$)
σ'	= tegangan vertical efektif tanah, dianggap konstan setelah kedalaman 15D (Mayerhoff) atau 10D (Schmertmann)

- δ = sudut gesek permukaan
 θ = arc tg (D/s)
 α = koefisien pada distribusi gesekan selimut sepanjang pondasi tiang

Singkatan :

- RSP = Rumah Sakit Pendidikan
FK = Fakultas Kedokteran
Unimus = Universitas Muhammadiyah Semarang
m = meter
cm = centimeter
N = Newton
SPT = *Standart Penetration Test*
kg = kilogram
mm = milimeter
SNI = Standar Nasional Indonesia



ABSTRAK

Pondasi adalah salah satu elemen penting dalam sebuah bangunan. Pondasi berfungsi meneruskan beban struktur yang ada di atasnya ke lapisan tanah di bawahnya. Proyek Gedung Rumah Sakit Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang dibangun di atas tanah berpasir menggunakan pondasi tiang bor dengan diameter 60 cm dengan kedalaman 16 m. Peneliti merencanakan ulang pondasi tiang bor di lapangan diganti dengan tiang pancang. Peneliti memiliki tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya.

Pondasi tiang pancang direncanakan menggunakan 3 variasi dimensi, yaitu diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm dengan kedalaman 12 meter. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode Mayerhoff berdasarkan data N-SPT.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm diperoleh masing – masing sebesar 744,24 ton, 688 ton dan 879,02 ton. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm diperoleh masing – masing sebesar 0,034 m, 0,028 m dan 0,024 m. berdasarkan data yang diperoleh maka dipilih variasi tiang diameter 70 cm dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan alternatif ini berdasarkan hasil nilai kapasitas dukung dalam batas aman dan nilai penurunan masih masuk batas izin sehingga pondasi aman digunakan.

Kata kunci: pondasi tiang pancang, kapasitas dukung, penurunan.

ABSTRACT

Foundation is one of important elements in a building. Foundation functions to pass the load of structure above it to the subsoil below. Faculty of Medicine Muhammadiyah University of Semarang Education Hospital was built on sandy soil using borepile foundations with diameters 60 cm with depth of 16 meters. Researcher redesign the foundation in the field using pile foundation. Researcher aims to determine the bearing capacity and settlement of the piles in holding the structure above it.

The pile foundation is planned with 3 variety dimensions, ie 60 cm, 70 cm and 80 cm with depth of 12 meters. The calculation of pile bearing capacity and the settlement using Mayerhoff method based on N-SPT data.

The result of the analysis the bearing capacity of pile group with diameters of 60 cm, 70 cm and 80 cm obtained by 744,24 tons, 688 tons and 879,02 tons. The result of settlement analysis of pile group with diameters 60 cm, 70 cm and 80 cm obtained by 0,034 m, 0,028 m and 0,024 m. Based on the data obtained, an alternative with diameter 70 cm is chosen with 2 piles in a group. The alternative is chosen based on the results of the largest bearing capacity value and the smallest settlement value so that the foundation is safer to use.

Keywords: *pile foundation, bearing capacity, settlement.*

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Kota Semarang adalah Ibu Kota Provinsi Jawa Tengah yang terus berkembang di berbagai bidang. Salah satu bidang yang terus berkembang yaitu bidang Pendidikan, hal tersebut dibuktikan dengan adanya berbagai perguruan tinggi baik negeri maupun swasta. Semakin berkembangnya pendidikan perguruan tinggi di Kota Semarang membuat Universitas Muhammadiyah Semarang berupaya untuk meningkatkan sarana dan prasarana sebagai penunjang kegiatan perkuliahan. Jumlah peminat pada Program Studi Kedokteran yang tiap tahun meningkat tentunya harus diimbangi dengan tempat perkuliahan yang memadai. Gedung Rumah Sakit Pendidikan yang terdapat di Universitas Muhammadiyah Semarang menjadi solusi untuk meningkatkan fasilitas dalam pembelajaran. Meningkatnya jumlah peminat dan naiknya nilai akreditasi jurusan kedokteran maka diperlukan Rumah Sakit Pendidikan yang memadai sebagai penunjang kegiatan perkuliahan pada Program Studi Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang dan dapat bermanfaat pula untuk masyarakat sekitar (Martomo, 2021).

Dalam proyek konstruksi gedung, pondasi adalah 1 hal yang paling penting karena pondasi berguna untuk menerima dan menahan berat struktur di atasnya dan meneruskan ke lapisan tanah (Gunawan, 1991). Perencanaan pondasi harus direncanakan agar dapat mendukung beban sampai batas keamanan tertentu. Ada beberapa macam pondasi yang tidak dapat dilaksanakan ketika kondisi lingkungan yang tidak memadai dengan adanya pekerjaan yang sesuai dengan perencanaan yang sesuai serta struktur pondasi yang dipilih dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah dan batasan-batasan strukturnya.

Pondasi memiliki berbagai jenis yang dapat dipakai dalam dunia konstruksi. Berdasarkan penggunaannya, pondasi terbagi menjadi pondasi dangkal dan pondasi

dalam (Gunawan, 1991). Dalam penelitian ini yang akan dibahas adalah pondasi dalam.

Pondasi dalam biasa digunakan untuk struktur bangunan yang memiliki beban besar seperti gedung – gedung bertingkat. Pondasi dalam juga digunakan pada kondisi tanah yang tidak memiliki daya dukung cukup untuk menahan beban struktur di atasnya. Pondasi ini juga digunakan pada kondisi tanah keras berada di posisi yang sangat dalam.

Gedung Rumah Sakit Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang (FK Unimus) merupakan gedung baru yang berada di Kota Semarang, Jawa Tengah. Pada pembangunan gedung tersebut sudah dilakukan penyelidikan tanah dan jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi *bored pile*.

Pada penelitian ini, penulis akan melakukan perhitungan kapasitas dukung dan penurunan dari struktur bawah Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus dengan menggunakan pondasi tiang pancang. Penulis meneliti dengan merencanakan ulang struktur bawah dengan tiang pancang untuk mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan pondasi *existing* menggunakan tiang bor, kualitas yang lebih baik karena digunakan tiang pancang *precast* yang dibuat dengan standar pabrik sehingga kontrol kualitas dapat dilakukan sebelum tiang pancang digunakan, biaya yang digunakan dalam pemasangan tiang pancang lebih ekonomis, serta metode pelaksanaan menggunakan tiang pancang lebih cepat dan mudah.

Berdasarkan latar belakang di atas maka judul yang penulis angkat dalam tugas akhir ini adalah “Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Pondasi Tiang Pancang (Studi Kasus Gedung A Rumah Sakit Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang)”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang diatas maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi *existing* dengan alternatif desain pondasi?

2. Berapa nilai kapasitas dukung dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus?
3. Berapa nilai penurunan pondasi dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus?

1.3 Tujuan Penelitian

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

1. Mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi dari pondasi *existing* dengan alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.
2. Mengetahui nilai kapasitas dukung dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.
3. Mengetahui nilai penurunan pondasi dari alternatif desain pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan penelitian yang akan diteliti dalam tugas akhir ini adalah sebagai berikut.

1. Data yang digunakan adalah data yang berkaitan dengan proyek konstruksi Gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.
2. Data tanah yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah *N-Standard Penetration Test (SPT)* pada lahan proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.
3. Struktur bawah di lapangan atau *existing* menggunakan pondasi tiang bor (*bored pile*) dengan diameter 0.6 m dengan kedalaman 16 m.
4. Struktur bawah gedung yang akan direncanakan ulang menggunakan pondasi tiang pancang.

5. Variasi dimensi pondasi tiang pancang yang dipakai adalah 0.6 m, 0.7 m dan 0.8 m dengan kedalaman 12 meter.
6. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
7. Perencanaan tahan gempa sesuai dengan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.
8. Beban gempa yang digunakan adalah wilayah Kota Semarang.
9. Analisis daya dukung pondasi dengan menggunakan metode Mayerhoff berdasarkan hasil penyelidikan tanah *N-SPT*.
10. Analisis penurunan tiang pancang menggunakan metode empiris.
11. Aplikasi yang digunakan untuk analisis pembebanan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus adalah SAP2000.
12. Angka aman (*Safety Factor*) yang digunakan adalah 3.

1.5 Manfaat Penelitian

Adapun manfaat dari penelitian ini memberikan pengetahuan kepada pembaca mengenai analisis daya dukung tiang pancang, penurunan pondasi tiang pancang serta dapat dijadikan literatur tambahan bagi pembaca yang membutuhkan.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tinjauan Umum

Pondasi tiang pancang adalah salah satu jenis pondasi dalam. Pondasi tiang memiliki fungsi untuk meneruskan berat struktur yang ada di atasnya ke lapisan tanah yang ada di bawahnya. Tiang pancang dibedakan berdasar bahan yang digunakan seperti kayu, beton dan baja. Lalu dibedakan juga berdasarkan bentuk penampangnya seperti penampang O, penampang H dan penampang persegi. Pemasangan tiang pancang pada umumnya dipasangkan secara vertikal ke dalam tanah kemudian bagian atasnya dihubungkan dengan pile cap.

Pemakaian tiang pancang digunakan untuk pondasi dari suatu bangunan apabila tanah dasar yang ada di bawah struktur bangunan tidak memiliki daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk menahan berat bangunan di atasnya atau juga digunakan pada kondisi tanah keras yang mempunyai daya dukung cukup dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono, 1988). Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas terutama pada bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya guling akibat beban angin (Hardiyatmo, 2010).

2.2 Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

2.2.1. Analisis Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi pada Tanah Lempung

Priambodo (2020) melakukan penelitian yang bertujuan untuk menganalisis pondasi tiang pancang dengan variasi dimensi agar menghasilkan pondasi yang efektif, aman serta ekonomis dari hasil perhitungan analisis pondasi tiang pancang. Pada kondisi tanah lempung dengan variasi dimensi pondasi tiang pancang 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m menggunakan metode U.S Army Corps, Tomlinson dan Randolph

& Murphy. Hasil yang didapatkan pada penelitian ini pada tiang *existing* (0.3 m) dengan menggunakan metode U.S. Army Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy adalah sebesar 480.326 kN, 469.882 kN dan 398.89 kN sedangkan nilai daya dukung tiang pancang pada variasi diameter 0.4 dan 0.5 m dengan metode U.S. Army Corps memiliki nilai 669.235 kN dan 872.544 kN, dengan metode Tomlinson mendapatkan nilai sebesar 655.309 kN dan 855.136 kN dan menggunakan metode Randolph & Murphy mendapatkan nilai daya dukung sebesar 560.66 kN dan 736.832 kN. Adapun hasil daya dukung pada kelompok tiang dengan metode U.S. Army Corps pada diameter 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m adalah sebesar 16,082.00 kN, 18,912.00 kN dan 12,937.60 kN, hasil daya dukung kelompok tiang menggunakan metode Tomlinson memiliki hasil sama dengan U.S. Army Corps sedangkan pada metode Randolph & Murphy mendapatkan nilai sebesar 20,960.82 kN, 20,000.00 kN dan 22,774.00 kN. Secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.

2.2.2. Kajian Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang pada Tangka Timbun dengan Metode Mayerhoff dan Elemen Hingga.

Dwitasari (2018) melakukan penelitian yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi tiang pancang dengan *software Plaxis* dan metode mayerhoff dengan hasil akhir berupa desain yang paling efisien dan efektif yang dapat digunakan. Penelitian ini memiliki 3 alternatif desain dimensi tiang pancang yaitu 0.25 m, 0.3 m dan 0.35 m. Desain pondasi direncanakan dengan permodelan dengan program *Plaxis 3D Foundation* kemudian dilanjutkan dengan *Plaxis 2D* untuk mendapatkan nilai SF. Hasil penelitian ini mendapatkan desain paling optimal pada variasi dimensi 0.35 m. Nilai kapasitas dukung yang didapat menggunakan *Plaxis* dan Metode Mayerhoff masing-masing sebesar 48,599.57 kN dan 47,009.22 kN. Hasil penurunan pondasi pada *plaxis* memiliki nilai rata-rata kurang dari 40 – 65 mm sedangkan pada metode Mayerhoff hanya desain 0.35 m yang lolos syarat penurunan sebesar 27 mm dengan syarat ± 30 mm. Nilai SF ketiga variasi dimensi memiliki nilai yang berdekatan namun variasi dimensi 0.35 m hanya membutuhkan jumlah tiang yang lebih sedikit dengan nilai yang sama. Hal

ini yang menyebabkan variasi dimensi 0.35 m dipilih karena lebih efisien dan efektif.

2.2.3. Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Mayerhoff, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt

Dirgananta (2018) melakukan penelitian perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang dengan tiang bor yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang kemudian membandingkannya dengan pondasi *existing*. Pada penelitian yang dilakukan, peneliti menggunakan 3 alternatif variasi dimensi dengan diameter 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m. Dengan bantuan *software SAP2000* untuk perhitungan analisis struktur dan metode Mayerhoff, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt. Hasil penelitian ini mengambil alternatif variasi diameter 0.5 m dengan metode Mayerhoff dengan kapasitas dukung tiang 934.279 Ton dengan jumlah 3 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan variasi ini didasari dengan jumlah tiang yang lebih sedikit dan tetap aman digunakan. Hal ini didapat berdasarkan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) yang lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial yang diterima (P_t) sebesar $903.296 > 730.533$ dan $903.296 > 773.805$.

2.3 Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang

2.3.1. Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi

Muthmainnah (2021) melakukan penelitian dengan merencanakan ulang pondasi tiang pancang pada Proyek Gedung *Dental Learning Center* Fakultas Kedokteran Gigi Universitas Gadjah Mada dengan tujuan untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur di atasnya. Variasi dimensi yang direncanakan memiliki 4 alternatif dimensi yaitu diameter 0.5 m, 0.6 m, 0.7 m, dan 0.8 m dengan panjang tiang 15 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang menggunakan metode statis berdasarkan data laboratorium dan *N-SPT*. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok berdasar data laboratorium diameter 0.5 m, 0.6 m, 0.7 m, dan 0.8 m diperoleh masing – masing sebesar 607.48 Ton, 664.152 Ton, 641.576 Ton, dan 526.473 Ton. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok berdasar data *N-SPT* diameter 0.5 m, 0.6 m, 0.7 m, dan 0.8 m diperoleh

masing – masing sebesar 675.045 Ton, 602.192 Ton, 785.562 Ton, dan 992.036 Ton. Pada penurunan pondasi, variasi diameter 0.8 m memiliki nilai penurunan paling rendah dan dipilih sebagai alternatif terbaik berdasarkan nilai kapasitas dukung terbesar, nilai penurunan terendah dan jumlah tiang dalam satu kelompok sebanyak 2 tiang sehingga pondasi lebih aman dan efisien.

2.3.2. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Teori Kurva Linear Studi Kasus Gedung SMPN 7 Tarakan

Rifandi (2021) melakukan penelitian berdasarkan studi kasus Gedung SMPN 7 Tarakan yang bertujuan untuk menghitung kapasitas daya dukung dan penurunan tiang yang menahan kolom kritis dari acuan beban axial, momen bending dan momen torsi terbesar menggunakan metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* untuk menghitung kapasitas daya dukung tanah dan metode Kurva Linear Poulos dan Canonica & Wesley untuk menghitung penurunan. Hasil dari metode EN 1997-2 dan Kurva Linear Poulos dihitung menggunakan bantuan *software* GEO-5. Hasil kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* memiliki nilai sebesar 37.09 Ton, 25.7 Ton, 33.90 Ton, dan 52.67 Ton, kemudian untuk nilai kapasitas dukung tiang kelompok memiliki nilai sebesar dari metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan *Engineering New Record Method* memiliki nilai sebesar 239.342 Ton, 166.294 Ton, 213.529 Ton, dan 122.52 Ton. Adapun hasil penurunan tiang tunggal dan kelompok pada metode Canonica & Wesley sebesar 0.9 mm dan 2.88 mm sedangkan hasil dari metode Kurva Linear Poulos mendapatkan nilai sebesar 2.1 mm dan 7.4 mm. Hasil kapasitas daya dukung dan penurunan tiang dari semua metode menghasilkan nilai yang memenuhi persyaratan masing – masing.

2.4 Perbedaan dengan Penelitian yang Sudah Ada

Perbedaan penelitian yang terdahulu dengan penelitian yang penulis lakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 di bawah.

Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

PENELITI	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Akbar, F. G. (2022)
JUDUL	Kajian Kapasitas Dukung Tiang Pancang pada Tangki Timbun dengan Metode Mayerhoff dan Elemen Hingga	Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Mayerhoff, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt	Analisis Kapasitas Dukung Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi Pada Tanah Lempung	Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang pada Bangunan Gedung Bertingkat dengan Variasi Dimensi	Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Metode Teori Kurva Linear Studi Kasus Gedung SMPN 7 Tarakan	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Menggunakan Pondasi Tiang Pancang
TUJUAN	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi tiang pancang.	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung dan penurunan pondasi <i>existing</i> (Tiang Bor) dengan variasi diameter menggunakan tiang pancang/	Mengetahui daya dukung pondasi tiang pancang dengan variasi dimensi	Mengetahui kapasitas dukung dan penurunan dari pondasi tiang pancang kemudian dibandingkan dengan pondasi <i>existing</i> berupa <i>bored pile</i> .	Menghitung daya dukung ijin tiang pancang tunggal menggunakan metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan ENR serta penurunan pondasi menggunakan metode kurva linear poulos	Mengetahui nilai kapasitas dukung dan penurunan pondasi tiang pancang dibandingkan dengan pondasi <i>existing</i> (tiang bor)

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

PENELITI	Dwitasari, M. N. (2018)	Dirgananta, M. F. (2018)	Priambodo, M. R. A. (2020)	Muthmainnah, M. (2021)	Rifandi, R. (2021)	Akbar, F. G. (2022)
METODE	Metode Elemen Hingga dan Mayerhoff	Metode Mayerhoff, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt	U.S. Army Corps, Thomlinson dan Randolph & Murphy	Metode Statis	Metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, English New Record (ENR), Kurva Linear Poulos.	Metode Mayerhoff
HASIL PENELITIAN	Dari 3 Alternatif desain didapatkan desain optimal pada desain variasi diameter 0.35 m dengan nilai kapasitas dukung sebesar 48,599.57 kN dan 47,009.22 kN.	Kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) metode Mayerhoff diameter 0.3, 0.4 dan 0.5 m memiliki nilai 822.617 Ton, 864.149 Ton dan 934.279 Ton, metode Aoki & De	Hasil pada tiang <i>existing</i> (0.3 m) metode U.S. Army Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy adalah sebesar 480.326 kN, 469.882 kN dan 398.89 kN nilai daya dukung tiang pancang pada variasi diameter 0.4 dan 0.5 m metode U.S. Army Corps	Diambil alternatif diameter 0.8 m dengan metode perhitungan dengan data NSPT dengan kapasitas dukung 934.279 Ton dengan jumlah 3 tiang dalam satu kelompok. $Q_g > P$ dan $P_t 903.296 > 730.533$ dan	Hasil kapasitas dukung tiang tunggal menggunakan metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan ENR memiliki nilai 37.09 Ton, 25.7 Ton, 33.90 Ton, dan 52.67 Ton, kemudian untuk nilai kapasitas dukung	Hasil Kapasitas dukung tiang yang diambil alternatif diameter 0,7 m dengan metode perhitungan dengan data NSPT dengan kapasitas dukung 688

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Dilakukan

		Alencar sebesar 775.975 Ton, 804.466 Ton dan 819.982 Ton, metode Luciano Decourt sebesar 733.560 Ton, 873.776 Ton dan 904.250 Ton. Semua lebih besar dari P sebesar 730.553 Ton.	memiliki nilai 669.235 kN dan 872.544 kN, metode Tomlinson 655.309 kN dan 855.136 kN dan metode Randolph&Murphy daya dukung sebesar 560.66 kN dan 736.832 kN. Daya dukung kelompok tiang metode U.S. Army Corps dan Tomlinson diameter 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m sebesar 16,082 kN, 18,912 kN dan 12,937.60 kN, metode Randolph& Murphy 20,960.82 kN, 20,000 kN dan 22,774 kN.	903.296 > 773.805.	tiang kelompok memiliki nilai sebesar dari metode Mayerhoff, Hilley, EN 1997-2, dan ENR memiliki nilai 239.342 Ton, 166.294 Ton, 213.529 Ton, dan 122.52 Ton. Hasil penurunan tiang tunggal dan kelompok pada metode Canonica & Wesley sebesar 0.9 mm dan 2.88 mm, metode Kurva Linear Poulos sebesar 2.1 mm dan 7.4 mm.	Ton dengan jumlah 2 tiang dalam satu kelompok. $Q_g > P$ dan P_t 688 > 667,2. Nilai hasil penurunan yang didapatkan pada alternatif desain tiang 0,7 m diperoleh nilai sebesar 0,028 m untuk tiang kelompok dan 0,014 m untuk tiang tunggal.
--	--	--	---	--------------------	--	--

Sumber: Priambodo (2020), Dwitasari (2018), Muthmainnah (2021), Dirgananta (2018), dan Rifandi (2021)

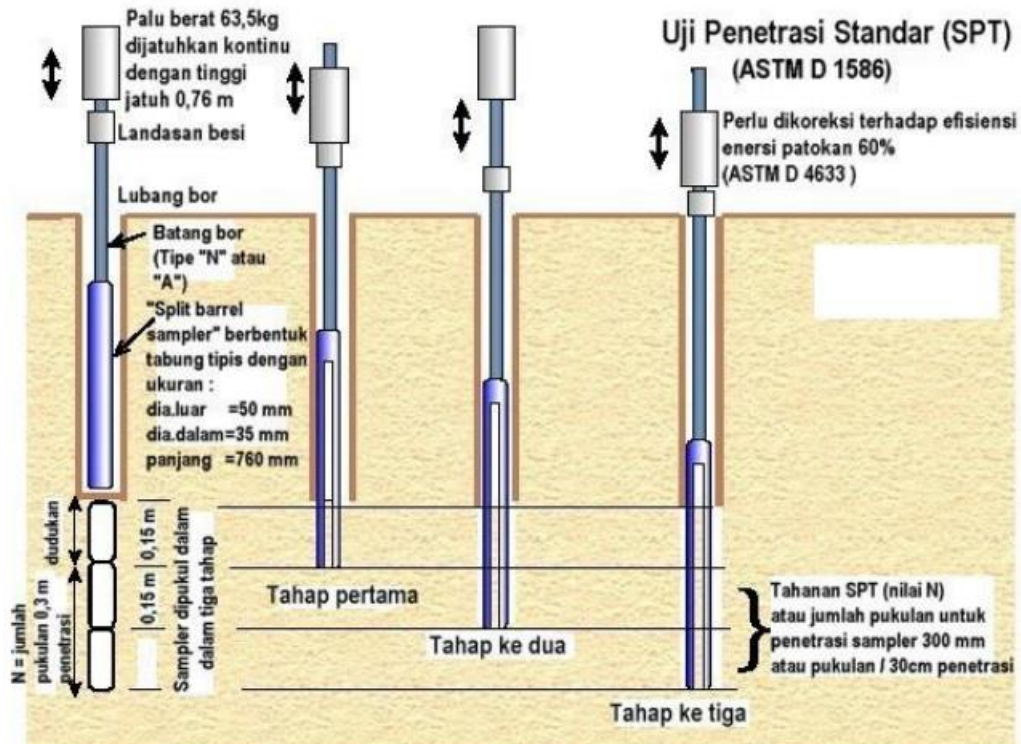
BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah adalah usaha untuk mengetahui karakteristik dan daya dukung tanah yang akan digunakan sebagai dasar dari sebuah bangunan konstruksi. Penyelidikan harus mencapai kedalaman dimana tanah memberikan daya dukungnya terhadap struktur yang akan dibangun. Penyelidikan tanah umumnya terdiri dari 3 tahapan, yaitu pengeboran, pengambilan sampel tanah dan uji sampel di lapangan/laboratorium. Penyelidikan tanah yang dilakukan di lapangan (*in-situ field test*) yang biasa dilakukan di Indonesia adalah Uji Sondir dan Uji *Standart Penetration Test (SPT)*. Pada penelitian kali ini data tanah yang digunakan adalah hasil dari uji *SPT*.

Pengujian *SPT* digunakan untuk memperoleh data kekuatan dan jenis tanah dari suatu lapisan tanah. Uji *SPT* dilakukan pada lubang bor setelah pengambilan sampel tanah setiap 2 m. Prinsip pelaksanaan uji *SPT* adalah dengan memukul tabung sedalam 0.45 m menggunakan palu seberat 63.5 kg dari ketinggian 0.76 m. Parameter yang didapat dari pengujian ini adalah jumlah pukulan untuk melakukan penetrasi sedalam 0.15 m. Skema pengujian *SPT* dapat dilihat pada Gambar 3.1 berikut.



Gambar 3. 1 Skema Pengujian *Standard Penetration Test* (SPT)

(Sumber : SNI 4153:2008)

3.2 Pondasi Tiang Pancang

Menurut Bowles (1981) tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang dibuat dari bahan kayu, beton atau baja, yang digunakan untuk meneruskan beban – beban permukaan yang lebih rendah di dalam massa tanah dengan cara dipancang. Hal ini merupakan distribusi vertikal dari beban sepanjang poros tiang pancang atau pemakaian beban secara langsung terhadap lapisan yang lebih rendah melalui ujung tiang pancang. Pondasi tiang pancang dapat digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan tinggi yang dipengaruhi oleh faktor gaya guling akibat beban angin.

Menurut cara pemindahan beban, pondasi tiang pancang dibagi menjadi 2 yaitu:

1. *Point bearing pile (end bearing pile)*

Merupakan tiang pancang dengan tahanan ujung. Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras.

2. *Friction pile*

Jenis tiang pancang ini dibagi menjadi 2 berdasarkan jenis tanah tempat perletakkannya.

- a. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah kasar dan sangat mudah menyalurkan air. Tiang ini meneruskan beban ke tanah melalui gesekan selimut tiang. Pada proses pemancangannya, tiang ini akan menyebabkan berkurangnya pori – pori tanah dan membuaat tanah di sekitarnya menjadi *compact*.
- b. *Friction pile* pada tanah dengan butir – butir tanah yang sangat halus dan sulit menyalurkan air. Tiang ini meneruskan beban ke tanah melalui selimut tiang namun pada proses pemancangannya tidak menyebabkan tanah di antara tiang menjadi *compact*.

Ada 2 metode yang umum digunakan dalam pemasangan pondasi tiang pancang. Metode ini berdasarkan saat yang digunakan yaitu *drop hammer* dan *hydraulic jack*. Pada pemasangan dengan menggunakan *drop hammer*, tiang pancang dipukul dengan palu agar menancap pada titik di tanah yang telah ditentukan. Alat ini berbentuk seperti palu yang diletakkan pada bagian atas tiang yang akan dipancang. Pada bagian kepala tiang diberikan *cap* yang bertujuan agar tiang tidak mengalami kerusakan pada saat terkena pukulan dengan *hammer*. Sedangkan untuk *hydraulic jack*, alat ini ditempatkan secara paralel dengan tiang tertekan secara terus menerus ke dalam tanah tanpa menimbulkan suara dan getaran.

Menurut Hardiyatmo (2010) terdapat beberapa keuntungan pemakaian tiang pancang adalah sebagai berikut.

1. Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan.
2. Prosedur pelaksanaan tidak dipengaruhi oleh air tanah.
3. Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam
4. Pemancangan tiang dapat menambahkan kepadatan tanah granuler.

Sedangkan beberapa kerugiannya adalah berikut.

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.

2. Kepala tiang kadang – kadang pecah akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit dilaksanakan apabila diameter terlalu besar
4. Pemancangan menimbulkan kerusakan bangunan disekitarnya.
5. Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

3.3 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas tiang adalah kapasitas dukung tiang dalam mendukung beban (Hardiyatmo, 2011). Metode dalam usaha menentukan kapasitas dukung tiang ini umumnya dibagi menjadi 2 kategori yaitu kapasitas tiang tunggal (*single pile*) dan kelompok (*pile group*).

3.3.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Kapasitas dukung tiang tunggal adalah daya dukung persatu tiang pancang. Perhitungan kapasitas dukung tiang pada penelitian ini berdasarkan data yang didapatkan melalui hasil penyelidikan tanah *SPT*. Untuk menentukan nilai kapasitas daya dukung tiang aksial tunggal dapat menggunakan metode Mayerhoff.

Kapasitas ultimit tiang menurut Mayerhoff (1976) perhitungan kapasitas ultimit tiang berdasarkan data uji *SPT* terbagi menjadi 2 yaitu persamaan untuk tanah kohesif dan tanah non-kohesif. Jenis tanah yang ada di lapangan berjenis tanah berpasir, maka persamaan yang digunakan adalah persamaan untuk tanah non-kohesif.

- a. Tahanan ujung (Q_p)

Nilai tahanan ujung untuk tanah non-kohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.1.

$$Q_p = 40 \cdot N_b \cdot A_p \quad (3.1)$$

Kemudian pada penelitian selanjutnya, Mayerhoff (1976) mengusulkan Persamaan 3.2 sebagai berikut.

$$Q_p = A_p \cdot (40 \cdot N_b) \cdot \left(\frac{L_b}{d}\right) \leq 400 \cdot N_b \cdot A_p \quad (3.2)$$

dengan:

Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang (ton)

A_p : Luas Penampang dasar tiang pancang (m^2)

N_b : Nilai *N-SPT* rata – rata pada elevasi dasar tiang pancang ($\frac{N_1+N_2}{2}$)

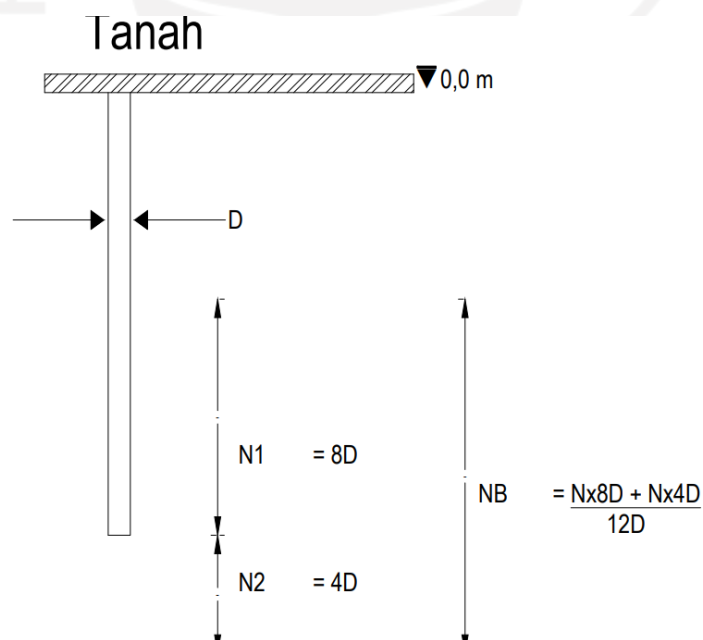
N_1 : Nilai *SPT* pada kedalaman 4D pada ujung tiang ke bawah

N_2 : Nilai *SPT* pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas

L_b : Kedalaman penetrasi tiang (m)

d : diameter tiang (m)

Nilai *N-SPT* yang digunakan dalam perhitungan kapasitas dukung ujung tiang dapat dilihat pada Gambar 3.2 berikut ini.



Gambar 3. 2 *N-SPT* untuk Kapasitas Dukung Ujung Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2015)

b. Tahanan Gesek (Q_s)

Nilai tahanan gesek tiang pancang pada tanah non-kohefif dapat dilihat pada Persamaan 3.3 dan 3.4 berikut.

$$Q_s = p \times L \times f_{av} \quad (3.3)$$

$$Q_s = (0.2) \cdot NSPT \cdot A_s \quad (3.4)$$

dengan:

f_{av} : tahanan gesek satuan ($K \times NSPT$)

k : koefisien tanah berdasarkan nilai kepadatan relatif (C_r).

C_r : Nilai kepadatan tanah yang digunakan 2.

$NSPT$: nilai rata – rata SPT sepanjang tiang.

A_s : luas selimut tiang pancang (m^2)

0.2 : angka koefisien perlawanan gesek pada tanah berpasir (Mayerhoff).

c. Kapasitas Ultimit Tiang Tunggal (Q_{ult})

Untuk menentukan nilai kapasitas ultimit tiang tunggal berdasarkan hasil uji SPT dapat menggunakan Persamaan 3.5 dan 3.6 berikut.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.5)$$

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} - W_p \quad (3.6)$$

dengan:

Q_p : Tahanan ujung (*end bearing*) (ton)

Q_s : Tahanan gesek (*friction resistance*) (ton)

Q_{ult} : Kapasitas dukung ultimit (ton)

Q_{all} : Kapasitas dukung ultimit tiang yang diizinkan (ton)

SF : Angka keamanan (*safety factor*)

W_p : Berat tiang yang dipakai (ton)

3.3.2 Kapasitas Ultimit Tiang Existing

Kondisi tiang *existing* yang digunakan merupakan tiang jenis bor. Perhitungan kapasitas ultimit tiang bor dilakukan berdasarkan data *NSPT* yang didapat dari uji di lapangan. Kapasitas dukung pondasi tiang bor menggunakan Persamaan 3.7 dan 3.8 di bawah ini.

$$Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + (0.2) \cdot N_s \cdot A_s \quad (3.7)$$

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor maka daya dukung selimut menggunakan separuh formula di atas menjadi

$$Q_{ult} = 40 \cdot N_b \cdot A_p + (0.1) \cdot N_s \cdot A_s \quad (3.8)$$

Untuk kapasitas daya dukung izin dapat dicari dengan Persamaan 3.9 berikut.

$$Q_{all} = \frac{Q_{ult}}{SF} - W_p \quad (3.9)$$

dengan:

N_b : Nilai *N-SPT* rata – rata pada elevasi dasar tiang pancang $\left(\frac{N_1+N_2}{2}\right)$

N_1 : Nilai *SPT* pada kedalaman 4D pada ujung tiang ke bawah

N_2 : Nilai *SPT* pada kedalaman 8D pada ujung tiang ke atas

A_p : Luas Penampang dasar tiang pancang (m^2)

NSPT : Nilai rata – rata *SPT* sepanjang tiang.

A_s : Luas selimut tiang pancang (m^2)

0.2 : Sebagai angka koefisien perlawanan gesek pada tanah berpasir (Mayerhoff).

Q_{ult} : Kapasitas dukung ultimit (ton)

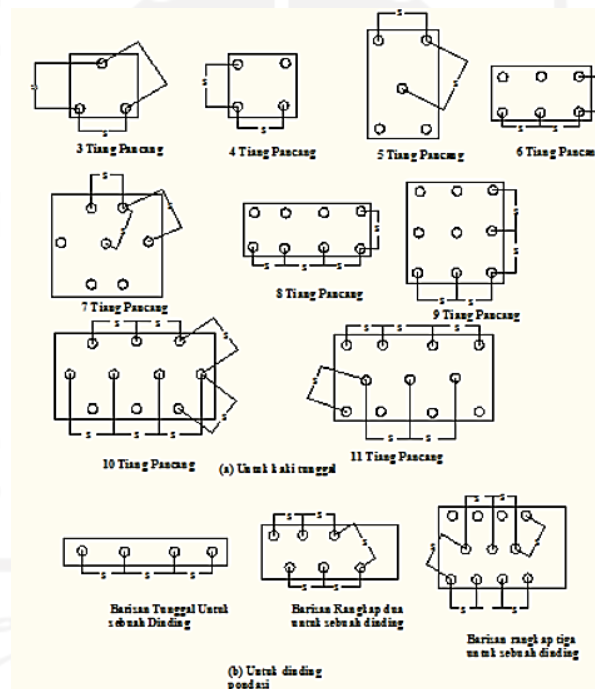
Q_{all} : Kapasitas dukung ultimit tiang yang diizinkan (ton)

SF : Angka keamanan (*safety factor*)

W_p : Berat tiang yang dipakai (ton).

3.3.3 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Pada umumnya pondasi tiang pancang dipasang secara berkelompok. Disebut berkelompok karena tiang pancang tersebut dipancang cenderung berdekatan dan diikat menjadi satu bagian dengan *pile cap*. Untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, ada beberapa hal yang perlu diperhatikan seperti jumlah tiang dalam 1 kelompok, jarak antar tiang, susunan tiang, dan efisiensi kelompok tiang. Contoh perletakan tiang dalam kelompok dapat dilihat pada Gambar 3.3 berikut ini.



Gambar 3. 3 Contoh Kelompok Tiang

(Sumber: Hardiyatmo, 2010)

1. Jumlah tiang

Penentuan jumlah tiang didasarkan dari beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang. Untuk menghitung penentuan jumlah tiang pada 1 kelompok dapat dilihat pada Persamaan 3.10 berikut.

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.10)$$

keterangan:

P : Beban yang bekerja (ton)

Q_{all} : Kapasitas dukung tiang tunggal yang diizinkan (ton)



2. Jarak tiang

Berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L, jarak antar tiang disyaratkan dengan Persamaan 3.11 dan 3.12 berikut.

$$S \geq 2.5D \quad (3.11)$$

$$S \leq 3D \quad (3.12)$$

keterangan:

S : jarak tiang dari pusat ke pusat (m)

D : diameter tiang yang digunakan (m)

Pada umumnya, jarak antar tiang dalam kelompok disyaratkan 0.60 m dan maksimal 2 m. Hal ini berdasarkan pertimbangan berikut.

a. $S < 2.5D$

Kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik berlebihan karena terdesak oleh tiang yang dipancang terlalu berdekatan atau tiang yang sudah dipancang sebelumnya bisa terangkat.

b. $S > 3D$

Tidak ekonomis karena akan membuat dimensi *pile cap* lebih besar daripada seharusnya.

3. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah berpasir

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memerhatikan faktor efisiensi tiang dapat dihitung melalui Persamaan 3.13 di bawah ini.

$$Q_g = n \cdot Q_{all} \cdot E_g \quad (3.13)$$

dengan:

Q_g : kapasitas dukung kelompok tiang (ton)

n : jumlah tiang dalam kelompok

Q_{all} : kapasitas dukung yang diizinkan (ton)

E_g : Efisiensi kelompok tiang

4. Efisiensi kelompok tiang

Perhitungan efisiensi kelompok tiang didapatkan dari *Uniform Building Code* AASHTO pada rumus *Converse – Labbare* yang dapat dilihat pada Persamaan 3.14 berikut.

$$Eg = 1 - \theta \cdot \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \quad (3.14)$$

dengan:

- Eg : Efisiensi kelompok tiang.
 θ : Arc tgn (D/s).
 D : Ukuran penampang tiang (m)
 s : Jarak antar tiang (as ke as) (m)
 m : Jumlah tiang dalam 1 kolom.
 n : Jumlah tiang dalam 1 baris.

Pada pondasi tiang pancang baik pada tahanan geek maupun ujung dengan nilai $S \geq 3D$ maka digunakan nilai efisiensi 1 ($Eg=1$).

3.4 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Menurut Hardiyatmo (2010) pada saat pondasi tiang memiliki beban, tiang akan mengalami desakan dan tanah di sekitarnya akan mengalami penurunan. Berikut adalah beberapa sebab terjadinya penurunan akibat pembebanan yang bekerja di atas tanah adalah sebagai berikut.

1. Kegagalan atau keruntuhan geser akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah.
2. Kerusakan atau terjadinya defleksi yang besar pada pondasi.
3. Distorsi geser (*shear distortion*) dari tanah pendukungnya.
4. Turunnya tanah akibat perubahan angka pori.

Berdasarkan faktor di atas, perlu dilakukan pencegahan terhadap penurunan pondasi yang berlebihan dengan melakukan perhitungan penurunan pondasi agar tidak terjadi kegagalan struktur bangunan.

3.4.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Penurunan pondasi tiang tunggal dapat dihitung dengan metode empiris dan semi-empiris. Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.15 berikut.

$$S = \frac{d}{100} + \frac{q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.15)$$

dengan:

S : Penurunan total di kepala tiang (m)

d : Diameter tiang (m)

q : Beban yang bekerja (ton)

A_p : Luas penampang tiang (m²)

L : Panjang tiang (m)

E_p : Modulus elastis tiang.

Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dengan metode semi-empiris dapat dilihat pada Persamaan 3.16 di bawah ini.

$$S = S_s + S_p + S_{ps} \quad (3.16)$$

dengan:

S : Penurunan total pondasi tiang tunggal (m)

S_s : Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (m)

S_p : Penurunan dari ujung tiang (m)

S_{ps} : Penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

Nilai *poisson's ratio* dan modulus elastisitas tanah dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4 berikut.

Tabel 3. 1 Perkiraan Nilai *Poisson's Ratio*

Macam Tanah	Vs
Lempung jenuh	0.4 – 0.5
Lempung tak Jenuh	0.1 – 0.3
Lempung berpasir	0.2 – 0.3
Lanau	0.3 – 0.35
Pasir padat	0.2 – 0.4
Pasir kasar	0.15
Pasir halus	0.25

Sumber : Bowles (1968)

Tabel 3. 2 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Macam Tanah	Es(kN/m ²)
Lempung	
Sangat Lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak Padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan Kerikil	
Tidak Padat	50000 – 140000
Padat	80000 – 200000
Lanau	2000 – 20000
<i>Loess</i>	15000 – 60000

Sumber: Bowles (1968)

3.4.2 Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar dari penurunan pondasi tiang tunggal. Menurut Vesic (1977) perhitungan penurunan pondasi tiang kelompok dapat diketahui dengan menggunakan Persamaan 3.17 berikut.

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (3.17)$$

dengan:

S_g : penurunan pondasi kelompok tiang (m)

S : penurunan pondasi tiang tunggal (m)

B_g : lebar grup tiang (m)

D : diameter tiang tunggal yang dipakai (m)

3.4.3 Penurunan yang Diizinkan

Penurunan yang diizinkan dipengaruhi oleh beberapa faktor. Faktor – faktor tersebut antara lain tinggi, jenis, kekakuan, dan fungsi bangunan serta besar dan kecepatan penurunannya (Marbun, 2009). Apabila penurunan berjalan lambat maka semakin besar kemungkinan suatu struktur untuk menyesuaikan terhadap penurunan yang terjadi tanpa adanya kerusakan struktur oleh pengaruh rangkakan. Penurunan maksimum dapat diprediksi dengan ketepatan yang memadai, umumnya dapat diadakan hubungan antara penurunan diizinkan dengan penurunan maksimum.

Menurut Reese & Wright (1997) perbandingan penurunan yang aman adalah $S_{total} \leq S_{izin}$ yang dapat dilihat pada Persamaan 3.18 berikut.

$$S_{izin} = 10\%D \quad (3.18)$$

dengan:

D : Diameter tiang (m)

Penurunan izin pada kelompok tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.19 di bawah.

$$S_{izin} = \frac{L}{250} \quad (3.19)$$

dengan:

L : Kedalaman tiang (m)

3.5 SAP2000

SAP (*Structural Analysis Programs*) merupakan suatu aplikasi di komputer yang dipakai untuk analisis gaya – gaya yang bekerja dalam suatu struktur konstruksi. Aplikasi ini memudahkan untuk menganalisis dan merancang struktur dengan tingkat kesulitan yang tinggi. Pada versi *SAP2000* sistem yang digunakan sudah berbasis grafis sehingga proses permodelan, pemeriksaan dan penampilan hasil dapat dilakukan secara interaktif.

Aplikasi *SAP2000* dapat digunakan untuk analisis dan desain struktur dengan menggunakan konsep metode elemen hingga yang didukung analisis statis, dinamis, linear maupun nonlinear. Fasilitas desain yang disediakan untuk struktur beton dan baja dengan menggunakan peraturan perencanaan dari Amerika, Eropa dan negara lainnya.

Ada banyak tipe struktur yang dapat dianalisis dengan menggunakan aplikasi ini seperti struktur beton prategang, rangka beton bertulang, struktur rangka baja, dan struktur jembatan. Tipe struktur dapat didesain dengan 2 dimensi maupun 3 dimensi. Data yang dihasilkan dari aplikasi ini dapat mengetahui gaya geser, momen lentur, momen torsi, dan simpangan.

Tahap awal yang dilakukan dalam pengoperasian aplikasi *SAP2000* adalah pemodelan struktur yang mewakili perilaku struktur yang akan dianalisis. Menurut Hidayat (2018) langkah – langkah memasukkan data pada aplikasi *SAP2000* adalah sebagai berikut.

1. Identifikasi *joint, frame, restraint, dan constraint*.
2. Pendefinisian karakteristik material dan *frame section*.

3. Pendefinisian beban, yaitu beban mati, beban hidup dan beban kombinasi.
4. Pemberian beban terhadap struktur meliputi beban mati (qd), beban hidup (ql) dan beban gempa (gaya lateral ekuivalen).
5. Analisis dengan *run analysis*.

Hasil dari aplikasi *SAP2000* akan memperoleh gaya – gaya dalam akibat beban kombinasi yang kemudian akan digunakan dalam analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang.



BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara untuk menjawab masalah atau cara mengembangkan ilmu pengetahuan melalui metode ilmiah. Secara lebih luas lagi dijelaskan bahwa metode penelitian adalah berbagai cara ilmiah untuk mendapatkan data valid dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan dan dibuktikan dari suatu pengetahuan tertentu sehingga dapat digunakan untuk memahami, menjawab dan mengantisipasi sebuah permasalahan.

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk mengumpulkan informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang diteliti. Informasi tersebut dapat diperoleh dari buku ilmiah, laporan penelitian, jurnal, standar peraturan, tesis, disertasi, dan data lapangan.

4.3 Pengumpulan Data

Data yang digunakan pada penelitian ini diperoleh dari Proyek Pembangunan Gedung Rumah Sakit Pendidikan Fakultas Kedokteran Universitas Muhammadiyah Semarang. Adapun data yang digunakan untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian adalah sebagai berikut:

1. Data hasil penyelidikan tanah hasil *N-SPT*.
2. Data hasil penyelidikan tanah *bor log*.
3. Data beban gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.
4. Gambar teknis gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.

4.4 Analisis pembebanan

Analisis pembebanan dilakukan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis akan melakukan analisis pembebanan dengan menggunakan bantuan aplikasi SAP2000. Aplikasi tersebut akan menghasilkan data-data berupa gaya-gaya yang bekerja pada kolom meliputi gaya aksial, geser dan momen yang akan digunakan untuk merencanakan ulang pondasi.

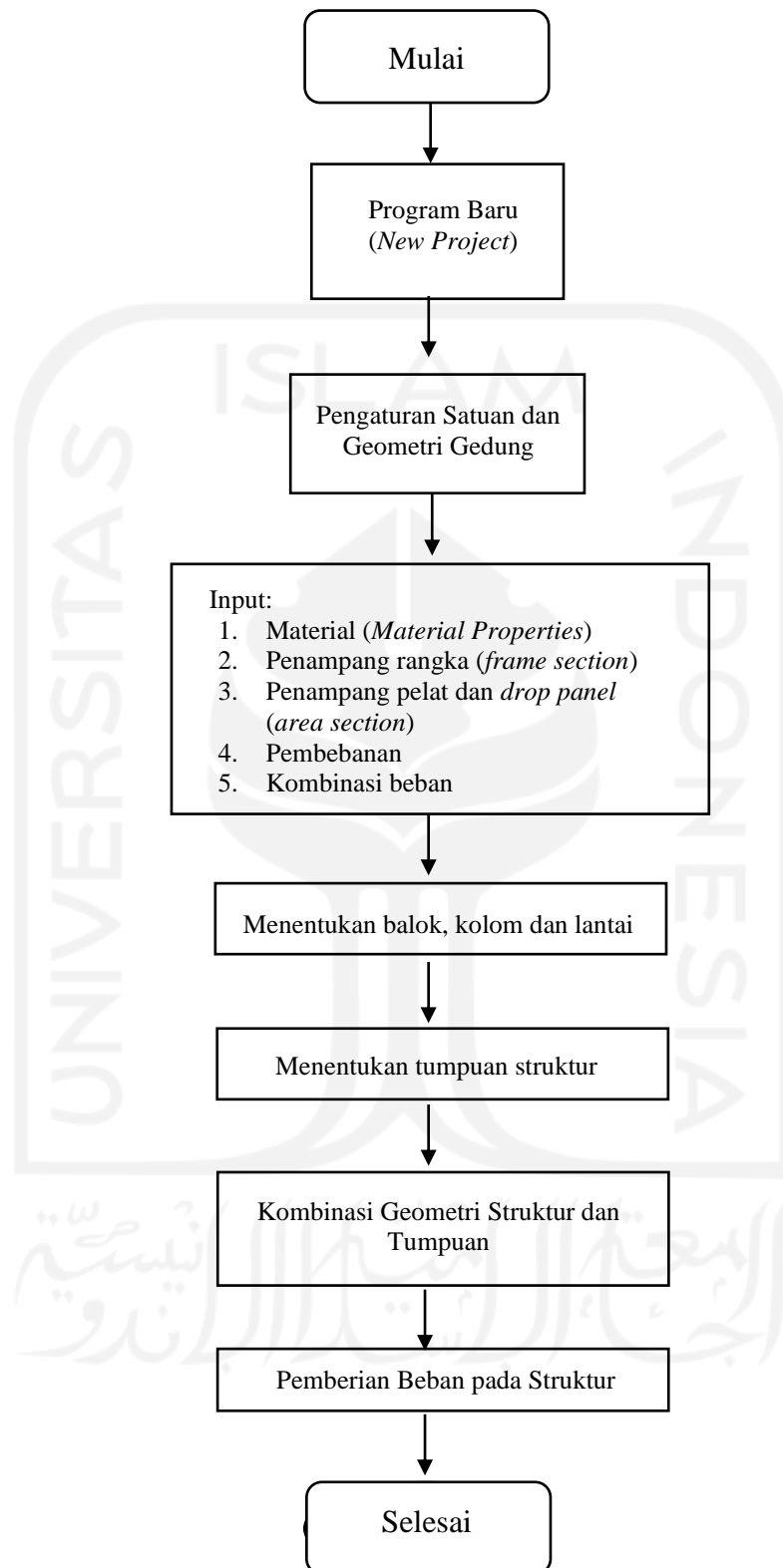
4.5 Analisis pondasi tiang

Hasil dari aplikasi SAP2000 akan digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang yang meliputi berikut ini.

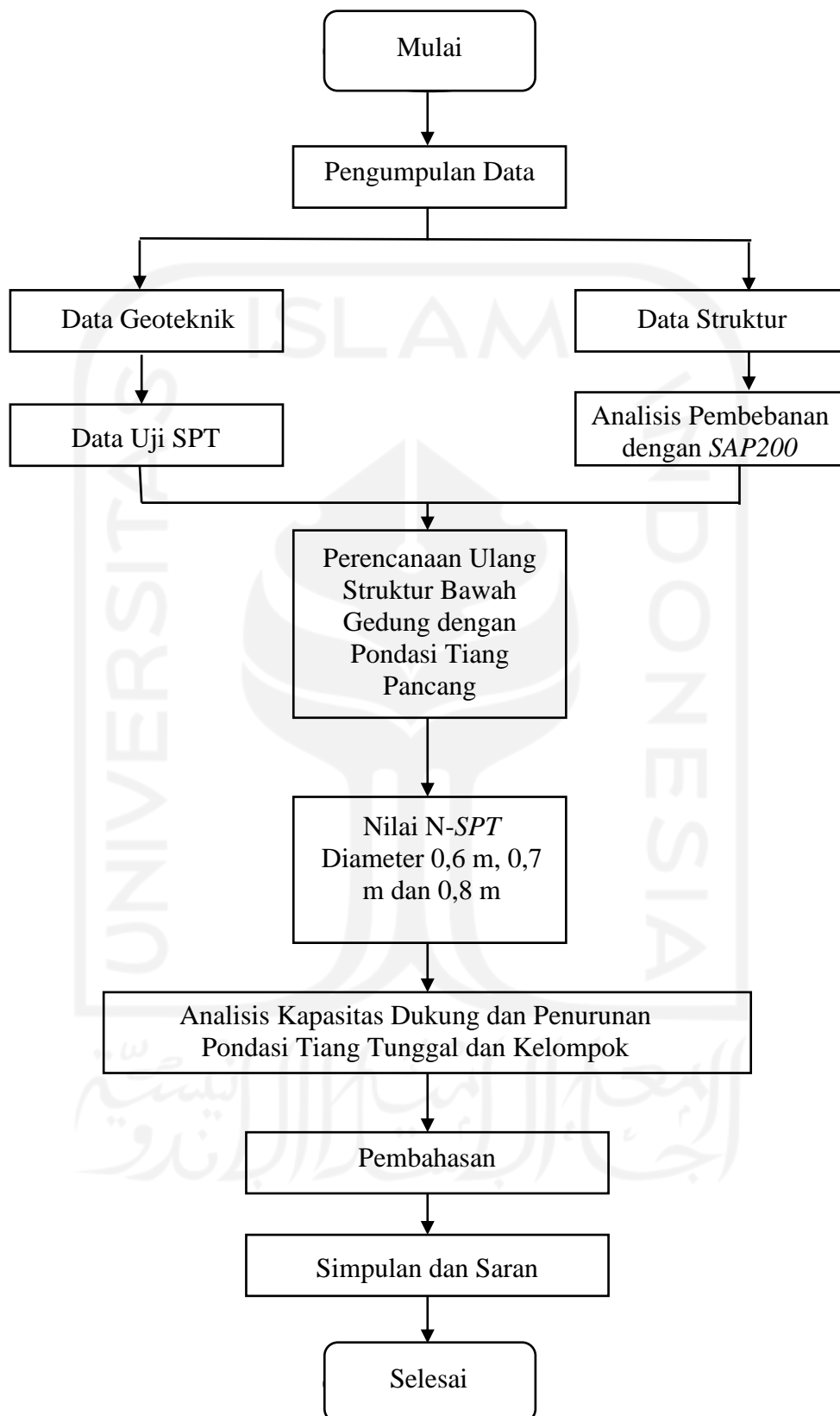
1. Analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
2. Analisis kapasitas dukung tiang grup,
3. Analisis tiang kelompok terhadap gaya vertical.

4.6 Bagan alir

Bagan alir adalah sebuah diagram yang memberi solusi langkah demi langkah untuk menyelesaikan masalah yang ada di dalam proses penelitian. Bagan alir analisis kapasitas dukung tiang dengan aplikasi SAP2000 dan metode penelitian dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 berikut.



Gambar 4. 1 Bagan Alir Analisis Struktur dengan Program SAP2000



Gambar 4. 2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG

5.1 Data Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus

Gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Universitas Muhammadiyah Semarang merupakan gedung yang dibangun untuk menambah sarana dan prasarana dalam proses perkuliahan mahasiswa dalam proses perkuliahan mahasiswa FK Unimus. Gedung A Rumah Sakit Pendidikan ini memiliki 9 lantai dengan struktur beton bertulang. Gedung ini berada di Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang, Jawa Tengah. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5. 1 Lokasi Proyek Gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus

(Sumber: Google Maps)

5.1.1. Data Umum Proyek

Data proyek pembangunan gedung A RSP FK Universitas Muhammadiyah Semarang adalah sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Proyek Konstruksi Gedung RSP FK Universitas Muhammadiyah Semarang.
2. Lokasi Proyek : Jalan Kedungmundu Raya 18, Kedungmundu, Tembalang, Kota Semarang, Jawa Tengah.

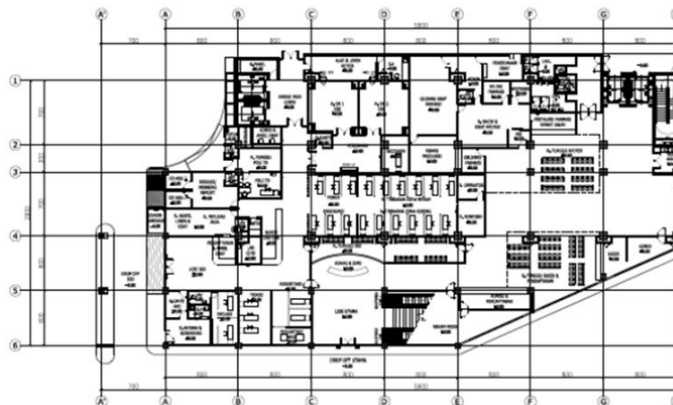
3. Pemilik Proyek : Universitas Muhammadiyah Semarang
4. Kontraktor : Tim Swakelola Unimus
5. Perencana : PT. Medisain Dadi Sempurna
6. Konsultan Pengawas : PT. Sinar Muhindo
7. Konst. Bagian atas : Struktur Beton Bertulang
8. Konst. Bagian bawah : Pondasi Bored Pile
9. Biaya Proyek : ± Rp320.000.000.000,00
10. Waktu Penyelesaian : ± 24 bulan

5.1.2. Spesifikasi Material

Material yang dipakai pada proyek gedung A RSP FK Unimus adalah beton dengan mutu f_c' sebesar 25 MPa dan baja dengan mutu f_y sebesar 240 MPa dan f_u sebesar 420 MPa.

5.1.3. Denah Konstruksi

Denah gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Universitas Muhammadiyah Semarang dapat dilihat pada Gambar 5.2 berikut.



Gambar 5. 2 Denah Lantai 1

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

5.1.4. Data Struktur

Struktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Konstruksi struktur atas gedung yang digunakan adalah beton bertulang sedangkan konstruksi struktur bawah gedung yang digunakan adalah pondasi *bored pile*. Penulis akan melakukan desain ulang konstruksi struktur bawah bangunan dengan pondasi tiang pancang lalu dihitung daya dukung tiang serta penurunan pondasi yang terjadi pada pondasi yang didesain tersebut.

Konstruksi struktur atas adalah seluruh bagian struktur yang berada di atas permukaan tanah. Konstruksi struktur atas pada bangunan gedung ini antara lain adalah kolom, balok, pelat, dan atap.

1. Kolom

Pada proyek pembangunan gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Universitas Muhammadiyah Semarang dirancang memakai kolom beton bertulang berbentuk segi empat dengan mutu beton $f'c$ 25 MPa.

2. Balok

Balok merupakan bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan terhadap beban yang diterima. Proyek gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Universitas Muhammadiyah Semarang menggunakan balok dengan mutu beton $f'c$ 25 Mpa.

3. Pelat

Pelat adalah salah satu bagian dari struktur bangunan yang berfungsi mendukung beban vertikal dan sisi-sisinya didukung oleh balok.

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur yang akan dibahas adalah struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa. Beban-beban tersebut kemudian akan dianalisis dengan menggunakan program *SAP2000*.

5.2.1. Peraturan Pembebanan

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

1. SNI 2847-2019 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
2. SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.
3. SNI 1727-2020 tentang Tata Cara Pembebanan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2. Kombinasi Pembebanan

Suatu struktur dapat dikatakan aman secara konstruksi jika memenuhi spesifikasi dari peraturan yang berlaku. Struktur bangunan harus mampu menahan beban yang bekerja pada bangunan yang direncanakan. Menurut SNI 1727:2020 beban struktural terdiri dari beban hidup, beban mati dan beban gempa. Kombinasi pembebanan yang akan digunakan adalah sebagai berikut:

1. 1,4 DL
2. 1,2 DL + 1,6 LL + 0,5 (L_r atau R)
3. 1,2 DL + 1,6 (L_r atau R) + (LL atau 0,5 W)
4. 1,2 DL + 1 W + LL + 0,5 (L_r atau R)
5. 0,9 DL + 1 W
6. 0,9 DL + E_v + E_h [Envelope min]
7. 1,2 DL + E_v + E_h + LL [Envelope max]

dengan :

DL = Beban Mati

LL = Beban Hidup

5.2.3. Pembebanan

Pembebanan beban mati, beban hidup dan beban gempa harus diperhitungkan agar bangunan dapat dikatakan aman dan stabil. Berikut adalah pembebanan yang digunakan dalam proyek gedung A RSP FK Unimus.

1. Beban Mati

Berdasarkan SNI 1727:2020 beban mati merupakan berat seluruh bahan konstruksi bangunan gedung yang terpasang, termasuk dinding, lantai, atap, plafon, tangga, *finishing* gedung dan komponen arsitektural dan struktur lainnya serta peralatan layan terpasang lain.

a. Lantai

Analisis beban mati pada struktur lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut ini.

Tabel 5. 1 Analisis Beban Mati pada Lantai

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban
		m	kN/m ³	kN/m ²
1	Berat sendiri plat lantai	0,13	24,0	3,12
2	Berat <i>finishing</i> lantai	0,05	22,0	1,10
3	Berat plafon dan rangka	-	-	0,20
4	Berat instalasi ME	-	-	0,50
Total beban mati (Q _D)				4,92

b. Atap

Analisis beban mati pada struktur atap dapat dilihat pada Tabel 5.2 di bawah ini.

Tabel 5. 2 Analisis Beban Mati pada Atap

No	Material	Dimensi	Berat Volume	Beban
		m	kN/m ³	kN/m ²
1	Berat sendiri plat atap	0,12	5,0	0,60
2	Berat <i>finishing</i> lantai	0,05	3,0	0,15

Lanjutan Tabel 5.2 Analisis Beban Mati pada Atap

3	Berat plafon dan rangka	-	-	0,21
Total beban mati (Q_D)				0,96

2. **Beban Hidup**

Beban hidup yang digunakan berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung disesuaikan dengan fungsi gedung dan ruangan. Gedung A RSP FK Unimus termasuk pada gedung rumah sakit. Beban hidup (Q_L) yang dipakai pada proyek ini dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5. 3 Beban Hidup (Q_L) pada Pelat Lantai

Fungsi Ruang	Beban (kN/m^2)
Ruang Rawat Inap	1,92
Koridor	3,83
Taman Atap	4,97
Ruang Operasi	2,87
Ruang MRI	10
Hidroterapi	12
Ruang Manajemen	2,4
Atap	0,96

(Sumber: SNI 1726-2019)

3. **Beban Gempa**

Pembangunan gedung A RSP FK Unimus terletak di provinsi Jawa Tengah yang difungsikan sebagai gedung rumah sakit dan memiliki perioda struktur bangunan ditentukan sebagai berikut.

a. **Periode Struktur Bangunan (T)**

Periode struktur bangunan menentukan besar beban gempa yang akan dipakai pada perancangan gedung. Berdasarkan SNI 1726-2019 periode struktur bangunan ditentukan berikut.

1) Periode pendekatan (T_a)

Periode ini dihitung berdasarkan tipe struktur yang digunakan. Gedung RSP FK Unimus termasuk dalam kategori struktur rangka beton pemikul momen dengan tinggi bangunan sebesar 38,6 m. nilai koefisien pendekatan C_t dan x dapat dilihat pada Tabel sehingga persamaan yang digunakan adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T_a &= 0,0488 \times H^{0,75} \\ &= 0,0488 \times 38,6^{0,75} \\ &= 0,756 \text{ detik} \end{aligned}$$

2) Periode *Computed* (T_c)

Periode ini didapatkan dari aplikasi *SAP2000* yang menghasilkan nilai T_c sebesar 0,4808 detik.

3) Periode (T)

Periode fundamental diperoleh dengan memakai pendekatan koefisien/nilai batas atas sesuai pada Tabel 3.2 di SNI 03-1726-2019 diperoleh nilai batas atas (C_u) sebesar 1,4 maka persamaan yang dipakai adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T &= C_u \times T_a \\ &= 1,4 \times 0,756 \\ &= 1,06 \text{ detik} \end{aligned}$$

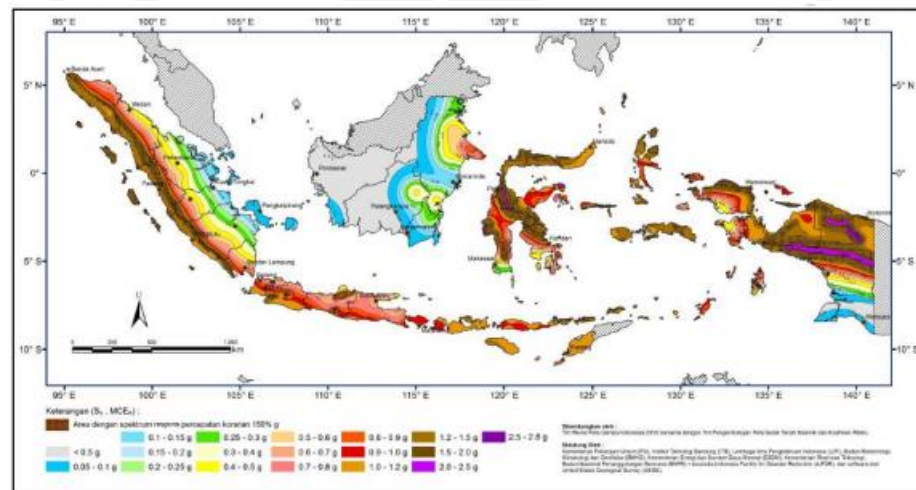
b. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur Bangunan

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung bagian 4.1.2, kategori

resiko bangunan untuk gedung Pendidikan termasuk pada kategori resiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

c. Nilai Respon Spektrum Gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, nilai respon spektrum gempa dapat diketahui dengan mencari parameter percepatan terpetakan. Parameter ini terdiri dari percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4 berikut ini.



Gambar 5. 3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber: SNI 1726, 2019)

Lanjutan Tabel 5.4 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

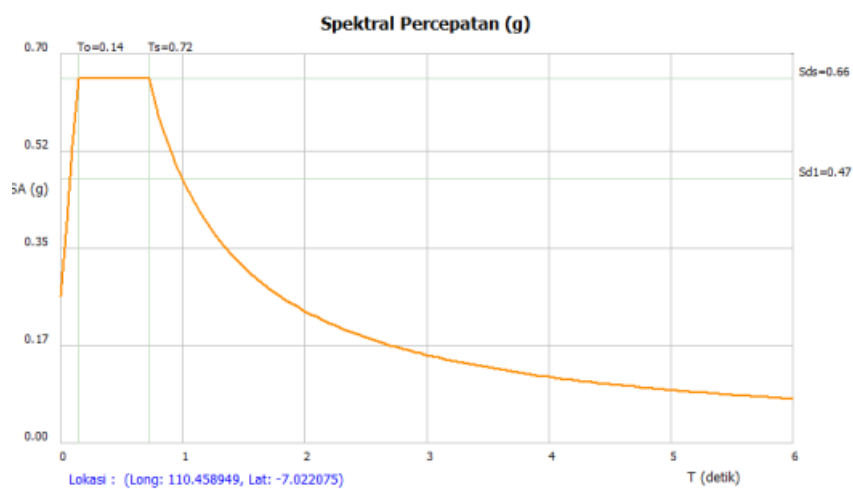
S_{MS}	0,98521
S_1	0,36861
F_v	1,93145
S_{M1}	0,71195

Tabel 5. 5 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{DS}	0,65681
S_{D1}	0,47463

Tabel 5. 6 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{RS}	0,0
C_{R1}	0,0
S_{Dsr}	0,0
S_{D1r}	0,0

**Gambar 5. 5 Grafik Respon Spektrum**

(Sumber: Desain Spektra Indonesia, 2020)

d. Beban Geser Nominal (V)

Berdasarkan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah sebagai berikut.

$$V = C_s \times W_t$$

$$V = 0,096 \times 11.329.229,47 \text{ kg}$$

$$V = 1.089.089,21 \text{ kg}$$

$$V = 1089,09 \text{ ton}$$

e. Cek Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

Nilai beban gempa dinamik struktur gedung terhadap pembebanan gempa nominal akibat pengaruh gempa rencana dalam suatu arah tertentu harus memenuhi syarat yang sudah ditetapkan. Nilai gaya geser gempa dinamik tidak boleh lebih kecil dari 85% nilai gempa statik. Jika nilai gempa dinamik lebih kecil dari 85% nilai gempa statik maka harus dikaitkan dengan faktor skala yang dapat dilihat pada persamaan berikut.

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

Pengecekan gaya geser pada analisis pembebanan gedung dapat dilihat pada Tabel 5.7 dibawah ini.

Tabel 5. 7 Pengecekan Gaya Geser Dinamik dan Statik Ekuivalen

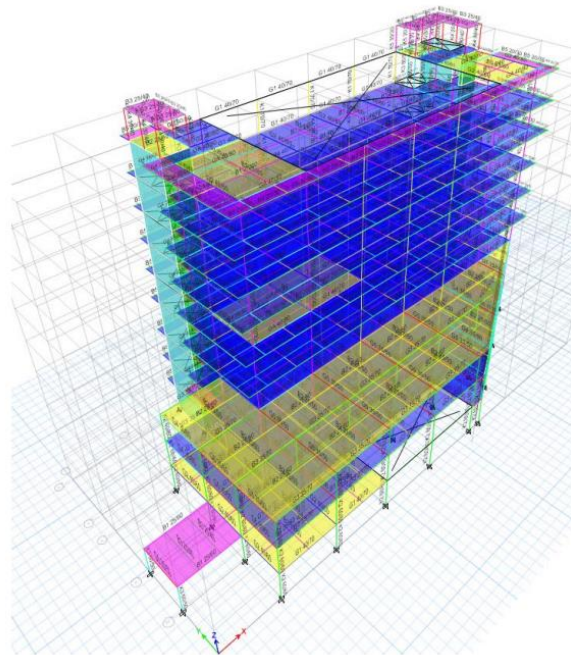
	VRSx	VRSy
Dinamik (kN)	10692,88	10729,07
Simbol	>	>
Statik 0,85Vs (kN)	9081,375	9081,375
Keterangan	Aman	Aman

5.3 Input dan Output Program SAP2000

Analisis perhitungan pada gedung bertingkat secara 3 dimensi yang dilakukan menggunakan aplikasi *SAP2000* untuk mendapatkan perhitungan beban tetap dan beban gempa pada bangunan tersebut. Tahapan *input* data pada aplikasi *SAP2000* adalah berikut ini.

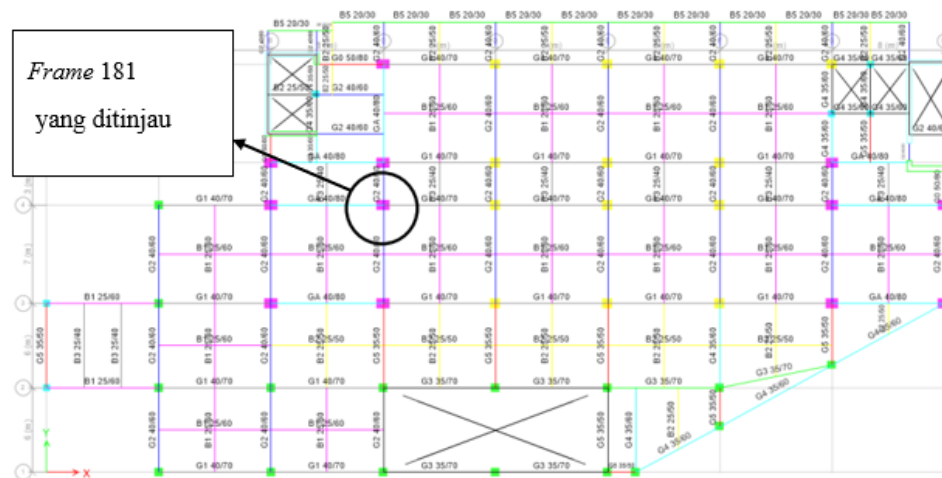
1. Pengindentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan *constraint*.
2. Identifikasi karakteristik material dan *frame section*.
3. Identifikasi beban (*load*) berupa beban mati (*Wd*) dan beban hidup (*Wl*) dan beban gempa (*E*) serta kombinasi beban (*combo*).
4. Jalankan program analisis (*running analysis*).

Pembuatan model struktur bangunan gedung Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus secara 3 dimensi dan tampak atas pada aplikasi *SAP2000* dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan 5.7 berikut.



Gambar 5. 6 Permodelan Struktur Bangunan 3D

(Sumber : Program *SAP2000*)



Gambar 5. 7 Tampak Atas Permodelan SAP2000

(Sumber: Program SAP2000)

Analisis struktur diatas dilakukan dengan aplikasi *SAP2000* dengan asumsi perletakan *joint* jepit-jepit, hal ini dilakukan agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap plat lantai 1-10(atap).

Beban gempa pada bangunan dihitung berdasarkan ketinggian masing - masing lantai. Beban tersebut dimasukkan pada setiap portal di masing – masing lantai. Input beban gempa dilakukan secara dua arah, yaitu arah horizontal (sumbu x) dan arah vertikal (sumbu y). Tinggi lantai memengaruhi besarnya beban gempa. Semakin tinggi lantai maka beban gempa pada setiap portalnya baik arah horizontal maupun vertikal akan semakin besar.

Hasil *output* dari program *SAP2000* diperoleh gaya – gaya dalam akibat kombinasi beban 7 (ENVELOPE) pada *frame* 181 yaitu:

Beban aksial (P) : 621,78 ton

Gaya geser (H) : 18,84 ton

Momen arah x (Mx) : 45,42 ton

Momen arah y (My) : 46,12 ton

Gaya – gaya maksimum pada kolom dasar yang digunakan sebagai beban rencana pada analisis tiang pancang. Hasil dari perhitungan program *SAP2000* dapat dilihat pada Lampiran.

5.4 Data Karakteristik Tanah

Pada pengujian yang dilakukan pada lokasi Proyek Pembangunan Gedung A RSP FK Unimus didapatkan bahwa secara geologis daerah tersebut merupakan daerah dengan jenis tanah berpasir. Pengujian dilakukan dengan metode *Standart Penetration Test (SPT)*. Pengujian tersebut dilakukan pada titik bor BH4. Simpulan hasil pemboran pada titik BH4 dapat dilihat pada Tabel 5.8 berikut ini.

Tabel 5. 8 Simpulan Hasil Pemboran di Titik Bor BH4

Bore Hole	Kedalaman (m)	Litologi
BH4	0,00 – 0,60	Lempung Pasir: warna abu kekuningan, kepadatan sedang.
	0,60 – 11,00	Lanau Kepasiran: warna coklat kemerahan, pelapukan tinggi, kepadatan sedang.
	11,00 – 30,00	Pasir: abu – abu gelap, pelapukan sedang, sangat padat.

(Sumber: PT. Medisain Dadi Sempurna)

Hasil uji SPT di lapangan pada titik Bor BH4 dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

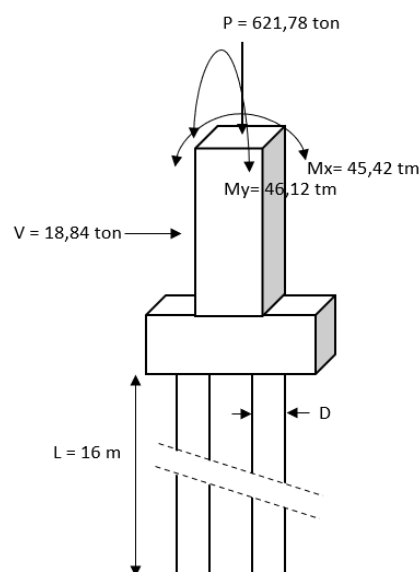
Tabel 5. 9 Data Hasil Uji SPT

Kedalaman (m)	<i>N-SPT</i>
0 – 2	7
2 – 4	35
4 – 6	54
6 – 8	34
8 – 10	60
10 – 12	60
12 – 14	60
14 – 16	60

(Sumber: PT. Medisain Dadi Sempurna)

5.5 Desain Pondasi Tiang Pancang

Analisis pondasi tiang pancang menggunakan beban aksial, geser, momen x, dan momen y dalam perencanaannya. Hasil masing – masing beban sebesar 621,72 ton, 18,84 ton, 45,42 tm, 46,12 tm. Beban tersebut berada pada *frame* 181 yang memiliki beban aksial terbesar dengan menggunakan kombinasi beban 7 (ENVELOPE). Sketsa desain pondasi tiang pancang dapat diketahui pada Gambar 5.8 berikut.



Gambar 5. 8 Sketsa Desain Pondasi Tiang Pancang

5.5.1. Kapasitas Dukung Tiang Bor kondisi *existing*

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang membutuhkan nilai N-SPT rata – rata (Tabel 5.9). Nilai N-SPT yang dihitung adalah sampai kedalaman 16 m. perhitungan nilai N-SPT rata – rata adalah sebagai berikut.

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{\sum(h.NSPT)}{\sum h}$$

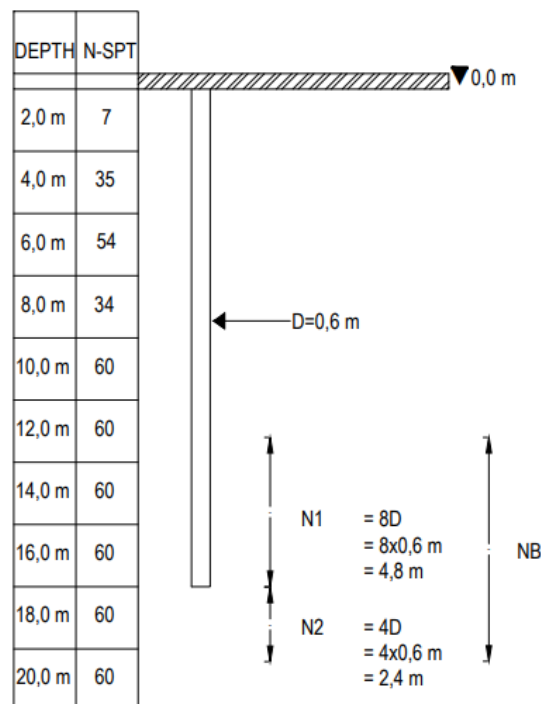
$$NSPT_{rata-rata} = \frac{(2 \times 7) + (2 \times 35) + (2 \times 54) + (2 \times 34) + (2 \times 60) + (2 \times 60)}{(2+2+2+2+2+2)}$$

$$NSPT_{rata-rata} = \frac{740}{16}$$

$$NSPT_{rata-rata} = 46,25$$

Berdasarkan hasil bor yang telah dilakukan pada titik lapangan, didapatkan hasil data lapisan tanah dan nilai NSPT. Perhitungan daya dukung tanah untuk pondasi tiang bor dihitung berdasarkan nilai NSPT menggunakan diameter tiang 0,6 m dengan kedalaman tiang 16 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang bor kondisi *existing* adalah sebagai berikut.

Nilai NSPT, N1 dan N2 yang akan digunakan dalam perhitungan dapat dilihat pada Gambar 5.9 berikut.



Gambar 5. 9 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,6 m

$$\begin{aligned}
 N_b &= \frac{\sum(hxNSPT)}{\sum h} \\
 &= \frac{(4,8 \times 60) + (2,4 \times 60)}{4,8 + 2,4} \\
 &= \frac{432}{7,2} \\
 &= 60
 \end{aligned}$$

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_p &= 40N_b \times \frac{L}{D} \times A_p \\
 &= 40(60) \times \frac{16}{0,6} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 2400 \times \frac{16}{0,6} \times 0,25 \times \pi \times 0,6^2 \\
 &= 18102,857 \text{ kN} \\
 &= 1845,98 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 0,2 \times N_{\text{rata-rata}} \times p \times L \\
 &= 0,2 \times 46,25 \times \pi \times 0,6 \times 16 \\
 &= 2790,857 \text{ kN} \\
 &= 284,59 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= Q_p + Q_s \\
 &= 1845,98 + 284,59 \\
 &= 2130,57 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \\
 &= 0,283 \text{ m}^2 \times 16 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \\
 &= 10,867 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - WP \\
 &= \frac{2130,57}{3} - 10,867 \\
 &= 710,19 \text{ ton} - 10,867 \text{ ton} \\
 &= 699,323 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

e. Cek Keamanan terhadap Momen

$$\begin{aligned} M &= P + M_x \\ &= 621,78 + 45,42 \\ &= 667,2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$699,323 \text{ ton} > 667,2 \text{ ton}$$

Pondasi dinyatakan aman karena nilai $Q_g > \text{Momen}$.

5.5.2. Kapasitas Dukung Tiang Pancang

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang membutuhkan nilai N-SPT rata – rata (Tabel 5.9). Nilai N-SPT yang dihitung adalah sampai kedalaman 12 m. perhitungan nilai N-SPT rata – rata adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned} NSPT_{rata-rata} &= \frac{\sum(h.NSPT)}{\sum h} \\ NSPT_{rata-rata} &= \frac{(2 \times 7) + (2 \times 35) + (2 \times 54) + (2 \times 34) + (2 \times 60) + (2 \times 60)}{(2 + 2 + 2 + 2 + 2 + 2)} \\ NSPT_{rata-rata} &= \frac{560}{12} \\ NSPT_{rata-rata} &= 41,67 \end{aligned}$$

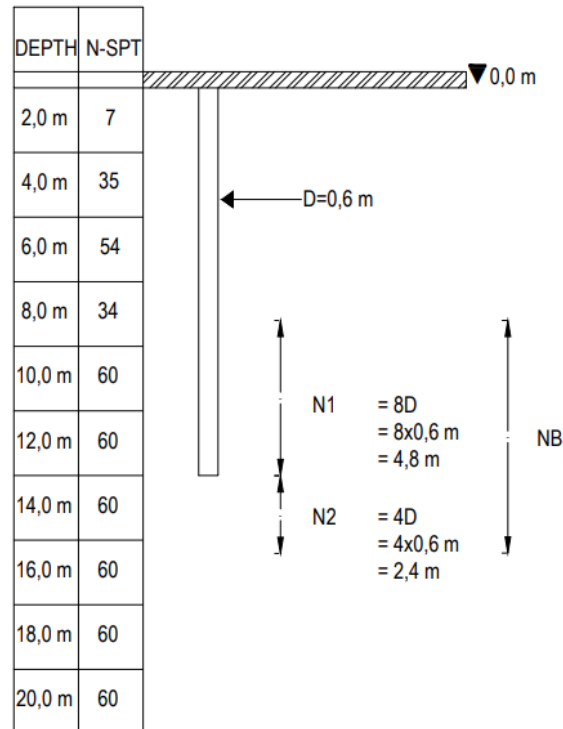
Berikut adalah perhitungan kapasitas dukung Tiang Pancang.

1. Tiang pancang diameter 0,6 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang $D = 0,6\text{m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.10.

diameter 0.6 m



Gambar 5. 10 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,6 m

$$N_b = \frac{(1,8 \times 34) + (1 \times 34) + (2 \times 60) + (1 \times 60) + (1,4 \times 60)}{1,8 + 1 + 2 + 1 + 1,4}$$

$$= \frac{359,2}{7,2}$$

$$= 49,89$$

$$A_p = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,6^2$$

$$= 0,283 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 40N_b \times A_p \times \frac{L_b}{D} \leq A_p \times 400N_b$$

$$= 40(49,89) \times 0,283 \times \frac{12}{0,6} \leq 0,283 \times 400(49,89)$$

$$= 10353,84 \leq 5647,55 \text{ kN}$$

$$= 5647,55 \text{ kN}$$

$$= 575,9 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} P &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,6 \text{ m} \\ &= 1,886 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= p \times L \times f_{av} \\ &= 1,886 \times 12 \times 2 \times 41,67 \\ &= 1886,23 \text{ kN} \\ &= 192,35 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 575,9 + 192,35 \\ &= 768,25 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times \text{Berat Jenis beton bertulang} \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \times 12 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \\ &= 7,47 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\ &= \frac{768,25}{3} - 7,47 \\ &= 256,08 - 7,47 \\ &= 248,61 \text{ ton} \end{aligned}$$

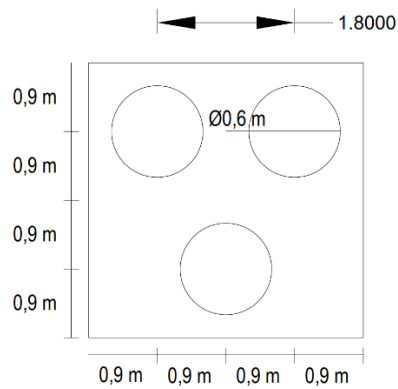
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{621,78}{248,61} \\ &= 2,5 \text{ tiang} \approx 3 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

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

Sketsa tiang pancang dengan $D = 0,6 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.11.



Gambar 5. 11 Susunan Tiang Pancang D = 0,6 m dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$.

g. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 3 \times 248,61 \times 1 \\ &= 745,83 \text{ ton} > 621,78 \text{ ton} \end{aligned}$$

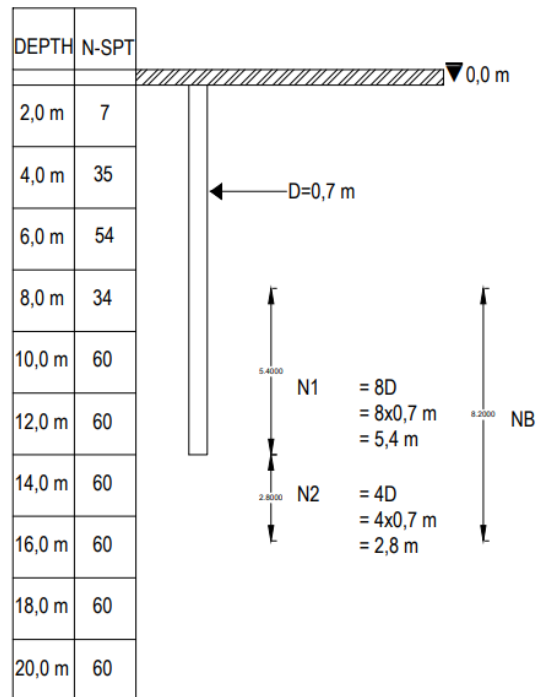
Desain pondasi aman digunakan.

2. Tiang pancang diameter 0,7 m

a. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang $D = 0,7 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.12.

diameter 0.7 m



Gambar 5. 12 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,7 m

$$N_b = \frac{(0,4 \times 54) + (2 \times 34) + (2 \times 60) + (1 \times 60) + (2,8 \times 60)}{8,2}$$

$$= \frac{437,6}{8,2}$$

$$= 53,37$$

$$A_p = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,7^2$$

$$= 0,385 \text{ m}^2$$

$$Q_p = 40N_b \times A_p \times \frac{L_b}{D} \leq A_p \times 400N_b$$

$$= 40(53,37) \times 0,385 \times \frac{12}{0,7} \leq 0,385 \times 400(53,37)$$

$$= 14520 \leq 8218,98 \text{ kN}$$

$$= 8218,98 \text{ kN}$$

$$= 838,12 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} p &= \pi \times D \\ &= \pi \times 0,7 \\ &= 2,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= p \times L \times f_{av} \\ &= 2,2 \times 12 \times 2 \times 41,67 \\ &= 2200,26 \text{ kN} \\ &= 224,37 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 838,12 + 224,37 \\ &= 1062,49 \text{ ton} \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \\ &= 0,385 \text{ m}^2 \times 12 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \\ &= 10,16 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\ &= \frac{1062,49}{3} - 10,16 \\ &= 354,16 - 10,16 \\ &= 344 \text{ ton} \end{aligned}$$

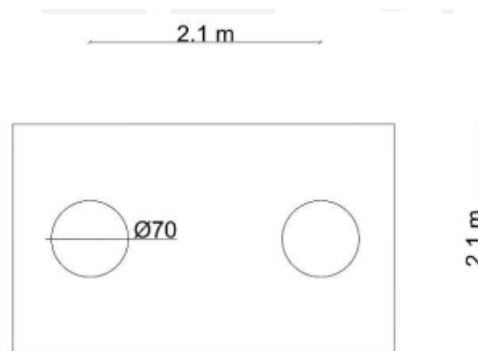
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{all}} \\ &= \frac{621,78}{344} \\ &= 1,81 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

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

Susunan Tiang Pancang dengan $D = 0,7 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.13.



Gambar 5. 13 Susunan Tiang Pancang D = 0,7 m dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$.

g. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 344 \times 1 \\ &= 688 \text{ ton} > 621,78 \text{ ton} \end{aligned}$$

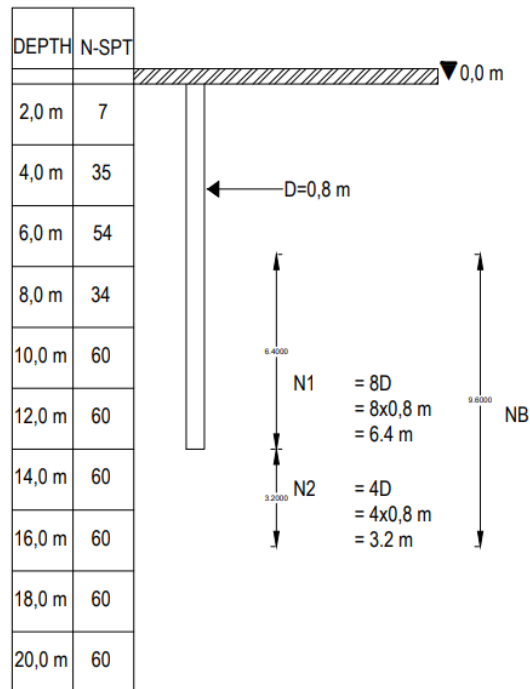
Desain pondasi aman digunakan.

3. Tiang pancang diameter 0,8 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang D = 0,8 m dapat dilihat pada Gambar 5.13.

diameter 0.8 m



Gambar 5. 14 Letak N1 dan N2 pada Tiang Diameter 0,8 m

$$N_b = \frac{(1,4 \times 54) + (2 \times 34) + (2 \times 60) + (1 \times 60) + (2 \times 60) + (1,2 \times 60)}{1,4 + 2 + 2 + 1 + 2 + 1,2}$$

$$= \frac{515,6}{9,6}$$

$$= 53,71$$

$$A_p = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,8^2$$

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

$$Q_p = 40N_b \times A_p \times \frac{L_b}{D} \leq A_p \times 400N_b$$

$$= 40(53,71) \times 0,503 \times \frac{12}{0,8} \leq 0,503 \times 400(53,71)$$

$$= 14858,87 \text{ kN} \leq 10806,45 \text{ kN}$$

$$= 10806,45 \text{ kN}$$

$$= 1101,97 \text{ ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \times D \\
 &= \pi \times 0,8 \text{ m} \\
 &= 2,514 \text{ m} \\
 Q_s &= p \times L \times f_{av} \\
 &= 2,514 \times 12 \times 2 \times 41,67 \\
 &= 2514,3 \text{ kN} \\
 &= 256,39 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 1101,97 + 256,39 \\
 &= 1358,36 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \\
 &= 0,503 \text{ m}^2 \times 12 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \\
 &= 13,28 \text{ ton} \\
 Q_{all} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{1358,36}{3} - 13,28 \\
 &= 452,79 - 13,28 \\
 &= 439,51 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

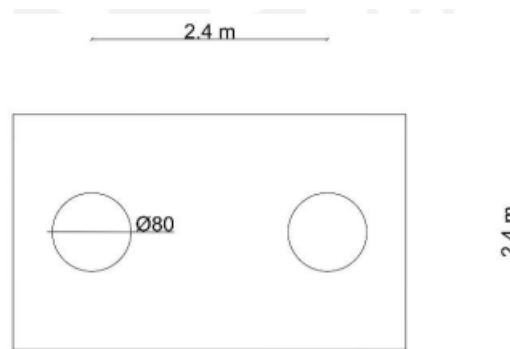
e. Jumlah Tiang Pancang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{all}} \\
 &= \frac{621,78}{439,51} \\
 &= 1,42 \text{ tiang} \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= 3 \times D \\
 &= 3 \times 0,8 \text{ m} \\
 &= 2,4 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Susunan tiang pancang dengan $D = 0,8 \text{ m}$ dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5. 15 Susunan Tiang Pancang D = 0,8 m dengan Jumlah 2 Tiang

f. Efisiensi Kelompok Tiang

Nilai E_g yang didapat adalah 1 karena nilai $S \geq 3D$.

g. Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

$$\begin{aligned} Q_g &= n \times Q_{all} \times E_g \\ &= 2 \times 439,51 \times 1 \\ &= 879,02 \text{ ton} > 621,78 \text{ ton} \end{aligned}$$

h. Cek Keamanan terhadap Momen

$$\begin{aligned} M &= P + M_x \\ &= 621,78 + 45,42 \\ &= 667,2 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$879,02 \text{ ton} > 667,2 \text{ ton}$$

Pondasi dinyatakan aman karena $Q_g > \text{Momen}$.

5.5.3. Analisis Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

Penurunan pondasi tiang tunggal dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban. Oleh karena itu, perhitungannya hanya bersifat pendekatan dengan menggunakan metode empiris. Penurunan pondasi tiang kelompok lebih besar daripada penurunan pondasi tiang tunggal. Hal ini dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam. Perhitungannya menggunakan metode Vesic (1977).

1. Penurunan Tiang Diameter 0,6 m berdasarkan Data NSPT.

Perhitungan penurunan tiang tunggal dan kelompok pada tiang pancang dengan diameter 0,6 m dengan jumlah tiang 3 adalah sebagai berikut.

a. Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$P = 621,78 \text{ ton}$$

$$n = 3 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} A_p &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,6^2 \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \times n \\ &= 0,283 \text{ m}^2 \times 11 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 3 \\ &= 22,41 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + W_p \\ &= 621,78 \text{ ton} + 22,41 \text{ ton} \\ &= 644,19 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \times \sqrt{f'_c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,96 \text{ N} \\ &= 2624154,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{0,6}{100} + \frac{644,19 \times 11}{0,283 \times 2624154,96} \\ &= 0,016 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Penurunan Tiang Kelompok (Sg)

$$s = 0,016 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} B_g &= D + 0,87S + D \\ &= 0,6 + 1,57 + 0,6 \\ &= 2,77 \text{ m} \end{aligned}$$

$$s_g = s \times \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$= 0,016 \times \sqrt{\frac{2,77}{0,6}}$$

$$= 0,034 \text{ m}$$

2. Penurunan Tiang Diameter 0,7 m berdasarkan Data NSPT

Perhitungan penurunan tiang tunggal dan kelompok pada tiang dengan diameter 0,7 m dengan jumlah tiang 2 adalah sebagai berikut.

a. Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$P = 621,78 \text{ ton}$$

$$n = 2 \text{ tiang}$$

$$A_p = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,7^2$$

$$= 0,385 \text{ m}^2$$

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \times n$$

$$= 0,385 \text{ m}^2 \times 11 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 2$$

$$= 20,33 \text{ ton}$$

$$Q = P + W_p$$

$$= 621,78 + 20,33$$

$$= 642,11 \text{ ton}$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f'c}$$

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

$$= 25742,96 \text{ N}$$

$$= 2624154,96 \text{ ton}$$

$$s = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$= \frac{0,7}{100} + \frac{642,11 \times 11}{0,385 \times 2624154,96}$$

$$= 0,014 \text{ m}$$

b. Penurunan Tiang Kelompok

$$s = 0,014 \text{ m}$$

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,7 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned} Bg &= 0,5D + S + 0,5D \\ &= 0,5(0,7) + 2,1 + 0,5(0,7) \\ &= 2,8 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} sg &= s \times \sqrt{\frac{Bg}{D}} \\ &= 0,014 \times \sqrt{\frac{2,8}{0,7}} \\ &= 0,028 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Penurunan Tiang Diameter 0,8 m berdasarkan Data NSPT

Perhitungan penurunan tiang tunggal dan kelompok pada tiang dengan diameter 0,8 m dengan jumlah tiang 2 adalah sebagai berikut.

a. Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$P = 621,78 \text{ ton}$$

$$n = 2 \text{ tiang}$$

$$\begin{aligned} A_p &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= 0,25 \times \pi \times 0,8^2 \\ &= 0,503 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} W_p &= A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \times n \\ &= 0,503 \text{ m}^2 \times 11 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 2 \\ &= 26,56 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q &= P + W_p \\ &= 621,78 + 26,56 \\ &= 648,34 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_p &= 4700 \sqrt{f'c} \\ &= 4700 \times \sqrt{30} \\ &= 25742,96 \text{ N} \\ &= 2624154,96 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} s &= \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p} \\ &= \frac{0,8}{100} + \frac{648,34 \times 11}{0,503 \times 2624154,96} \\ &= 0,013 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Penurunan Tiang Kelompok

$$s = 0,013 \text{ m}$$

$$S = 3 \times D$$

$$= 3 \times 0,8 \text{ m}$$

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

$$Bg = 0,5D + 0,75S + 0,5D$$

$$= 0,5(0,8) + 1,8 + 0,5(0,8)$$

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

$$sg = s \times \sqrt{\frac{Bg}{D}}$$

$$= 0,013 \times \sqrt{\frac{2,4}{0,8}}$$

$$= 0,023 \text{ m}$$

4. Penurunan Tiang Bor *Existing* Diameter 0,6 m

Perhitungan penurunan tiang pada tiang bor *existing* diameter 0,6 m adalah sebagai berikut.

a. Penurunan Tiang Tunggal (s)

$$P = 621,78 \text{ ton}$$

$$A_p = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= 0,25 \times \pi \times 0,6^2$$

$$= 0,283 \text{ m}^2$$

$$W_p = A_p \times L \times \text{Berat jenis beton bertulang} \times n$$

$$= 0,283 \text{ m}^2 \times 16 \text{ m} \times 2,4 \text{ ton/m}^3 \times 1$$

$$= 10,867 \text{ ton}$$

$$Q = P + W_p$$

$$= 621,78 \text{ ton} + 10,867 \text{ ton}$$

$$= 632,647 \text{ ton}$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f'c}$$

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

$$= 25742,96 \text{ N}$$

$$= 2624154,96 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{D}{100} + \frac{QxL}{Ap \times Ep} \\
 &= \frac{0,6}{100} + \frac{632,647 \times 16}{0,283 \times 2624154,96} \\
 &= 0,020 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5. Penurunan yang diizinkan

Syarat perbandingan penurunan yang aman untuk penurunan izin pada kelompok tiang adalah sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Sizin} &= \frac{L}{250} \\
 &= \frac{11}{250} \\
 &= 0,044 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.5.4. Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang

Berdasarkan analisis kelompok tiang pancang dipilih tiang pancang dengan diameter 0,7 m dan 0,8 m dengan jumlah tiang 2 buah. Perhitungan beban yang diterima oleh setiap tiang (P) pada kelompok tiang pancang adalah sebagai berikut.

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

Beban – beban yang berada di atas kelompok tiang diameter 0,6 adalah sebagai berikut.

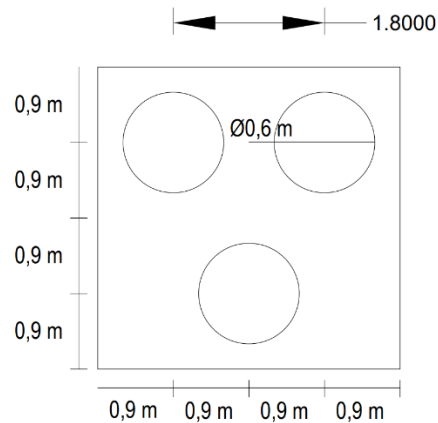
$$\text{Beban aksial (P)} = 621,78 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat } Pile \text{ cap} &= \gamma \text{ beton bertulang} \times t \times B \times H \\
 &= 2,4 \times 1 \times 3,6 \times 3,6 \\
 &= 31,10 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \times L \times \gamma \text{ beton bertulang} \times n \\
 &= 0,283 \times 12 \times 2,4 \times 3 \\
 &= 24,45 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total} &= P + \text{Berat } Pile \text{ cap} + \text{Berat Tiang} \\
 &= 621,78 \text{ ton} + 31,10 \text{ ton} + 24,45 \text{ ton} \\
 &= 677,33 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Absis tiang terhadap pusat *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.16 berikut.



Gambar 5. 16 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap D = 0,6 m

$$\begin{aligned}\sum x^2 &= (0,9)^2 + (0,9)^2 \\ &= 1,62 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sum y^2 &= (0,9)^2 + (0,9)^2 \\ &= 1,62 \text{ m}\end{aligned}$$

$$M_x = 45,42 \text{ ton}$$

$$M_y = 46,12 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}P_1 &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \\ &= \frac{665,13}{3} + \frac{46,12 \times 0,9}{1,62} + \frac{45,42 \times 0,9}{1,62} \\ &= 276,63 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_2 &= \frac{\sum P}{n} - \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} - \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \\ &= \frac{665,13}{3} - \frac{46,12 \times 0,9}{1,62} - \frac{45,42 \times 0,9}{1,62} \\ &= 174,92 \text{ ton}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}P_3 &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \\ &= \frac{665,13}{3} + \frac{46,12 \times 0}{0} + \frac{45,42 \times 0,9}{1,62} \\ &= 213,58 \text{ ton}\end{aligned}$$

Beban – beban yang berada di atas kelompok tiang diameter 0,7 adalah sebagai berikut.

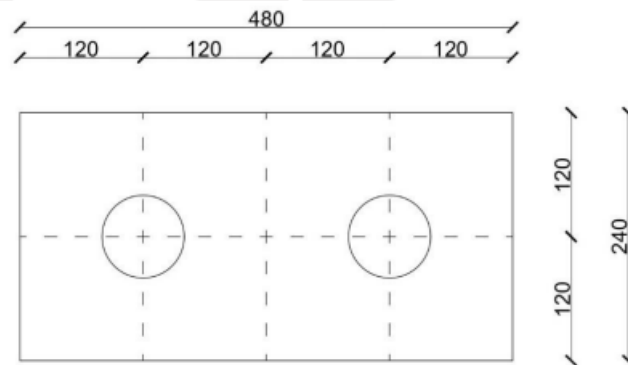
$$\text{Beban aksial (P)} = 621,78 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat Pile cap} &= \gamma \text{ beton bertulang} \times t \times B \times H \\
 &= 2,4 \times 1 \times 2,1 \times 4,2 \\
 &= 21,17 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat tiang} &= A_p \times L \times \gamma \text{ beton bertulang} \times n \\
 &= 0,385 \times 12 \times 2,4 \times 2 \\
 &= 22,18 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Berat total} &= P + \text{Berat Pile cap} + \text{Berat Tiang} \\
 &= 621,78 \text{ ton} + 21,17 \text{ ton} + 22,18 \text{ ton} \\
 &= 665,13 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Absis tiang terhadap pusat *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.17 berikut.



Gambar 5. 177 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap D = 0,7 m

$$\begin{aligned}
 \sum X^2 &= (1,2)^2 + (1,2)^2 \\
 &= 2,88 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\sum y^2 = 0$$

$$M_x = 45,42 \text{ ton}$$

$$M_y = 46,12 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned}
 P1 &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum X^2} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{665,13}{2} + \frac{46,12 \times 1,2}{2,88} + \frac{45,42 \times 0}{0} \\
 &= 351,78 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P2 &= \frac{\sum P}{n} - \frac{M_y \times X_i}{\sum X^2} - \frac{M_x \times Y_i}{\sum Y^2} \\
 &= \frac{665,13}{2} - \frac{46,12 \times 1,2}{2,88} - \frac{45,42 \times 0}{0}
 \end{aligned}$$

$$= 313,35 \text{ ton}$$

Beban – beban yang berada di atas kelompok tiang diameter 0,8 adalah sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 621,78 \text{ ton}$$

$$\text{Berat Pile cap} = \gamma \text{ beton bertulang} \times t \times B \times H$$

$$= 2,4 \times 1 \times 2,4 \times 4,8$$

$$= 27,65 \text{ ton}$$

$$\text{Berat tiang} = A_p \times L \times \gamma \text{ beton bertulang} \times n$$

$$= 0,503 \times 12 \times 2,4 \times 2$$

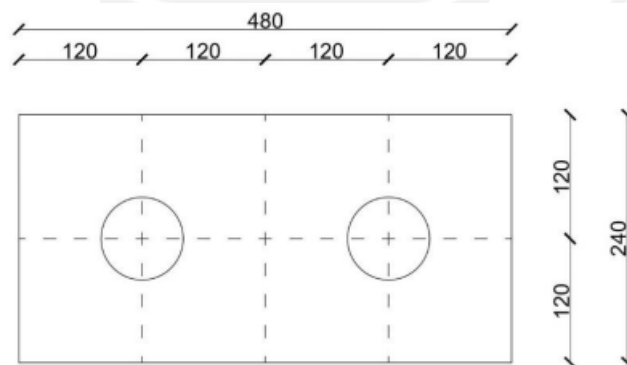
$$= 26,56 \text{ ton}$$

$$\text{Berat total} = P + \text{Berat Pile cap} + \text{Berat Tiang}$$

$$= 621,78 \text{ ton} + 27,65 \text{ ton} + 26,56 \text{ ton}$$

$$= 675,99 \text{ ton}$$

Absis tiang terhadap pusat *pile cap* dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5. 18 Absis Tiang terhadap Pusat Pile Cap D = 0,8 m

$$\begin{aligned} \sum x^2 &= (1,2)^2 + (1,2)^2 \\ &= 2,88 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\sum y^2 = 0$$

$$M_x = 45,42 \text{ ton}$$

$$M_y = 46,12 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{\sum P}{n} + \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} + \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \\ &= \frac{675,99}{2} + \frac{46,12 \times 1,2}{2,88} + \frac{45,42 \times 0}{0} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 357,21 \text{ ton} \\
 P2 &= \frac{\sum P}{n} - \frac{M_y \times X_i}{\sum x^2} - \frac{M_x \times Y_i}{\sum y^2} \\
 &= \frac{675,99}{2} - \frac{46,12 \times 1,2}{2,88} - \frac{45,42 \times 0}{0} \\
 &= 318,78 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

5.5.1 Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Analisis kekuatan tiang pancang dengan mutu beton $f'c = 30$ MPa, diameter 0,7 m dan panjang tiang 12 m dapat dihitung dengan rumus sebagai berikut.

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

dengan :

$$P = 357,21 \text{ ton (beban maksimum diterima 1 tiang)}$$

$$\begin{aligned}
 A &= 0,25 \times \pi \times D^2 \\
 &= 0,25 \times \pi \times 0,7^2 \\
 &= 0,385 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ijin} &= \frac{Q_{all}}{A_p} \\
 &= \frac{688 \text{ ton}}{0,385 \text{ m}^2} \\
 &= 1787,01 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma &= \frac{P}{A} < \sigma_{ijin} \\
 &= \frac{363,246 \text{ ton}}{0,503 \text{ m}^2} < 1722,946 \text{ ton/m}^2 \\
 &= 722,159 \text{ ton/m}^2 < 1722,946 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

Berdasarkan perhitungan di atas didapatkan nilai $\sigma < \sigma_{ijin}$ maka tiang pancang tersebut aman digunakan.

5.6 Pembahasan

Perencanaan pondasi adalah hal penting dalam suatu perencanaan bangunan. Pondasi merupakan bagian dari konstruksi struktur bawah bangunan yang berfungsi untuk meneruskan berat dari konstruksi struktur di atasnya ke tanah di bawah konstruksi tersebut. Tanah yang dipakai harus cukup kuat untuk menahan berat konstruksi tanpa terjadi kegagalan konstruksi bangunan hingga batas yang

diperbolehkan. Pondasi didesain agar dapat menahan beban maksimum yang sudah direncanakan sebelumnya.

Pada proyek gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus telah dilakukan penyelidikan tanah untuk mengetahui karakteristik tanah pada setiap lapisannya. Hasil penyelidikan tanah itu digunakan untuk perencanaan pondasi agar mendapatkan nilai daya dukung yang akurat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan metode *SPT* yang menggunakan *excavator drill machine* dan dilakukan pada 4 titik dengan interval kedalaman sebesar 2 meter.

Perencanaan pondasi juga meliputi perencanaan daya dukung dari pondasi yang akan digunakan. Hal ini dikarenakan pondasi harus dapat menahan beban maksimum yang telah direncanakan. Kapasitas atau daya dukung pondasi dapat direncanakan dengan mengacu pada data penyelidikan tanah, beban bangunan, dimensi tiang, jarak antar tiang, kedalaman tiang dan data pendukung lain seperti mutu beton yang digunakan. Pada penelitian ini analisis daya dukung pondasi menggunakan metode Mayerhoff dan untuk analisis penurunan tiang menggunakan metode empiris.

5.6.1. Hasil analisis Struktur Program SAP2000

Suatu pondasi dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas ke tanah dasar tanpa terjadi kerusakan pada tanah tersebut. Beban tersebut berupa gaya yang ditimbulkan dari suatu struktur bangunan, yaitu beban aksial, gaya geser dan momen. Hasil *output* dari program *SAP2000* didapatkan gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada *frame* 181 sebagai berikut.

Beban aksial (P) : 621,78 ton

Gaya geser (H) : 18,84 ton

Momen arah x (Mx) : 45,42 ton

Momen arah y (My) : 46,12 ton

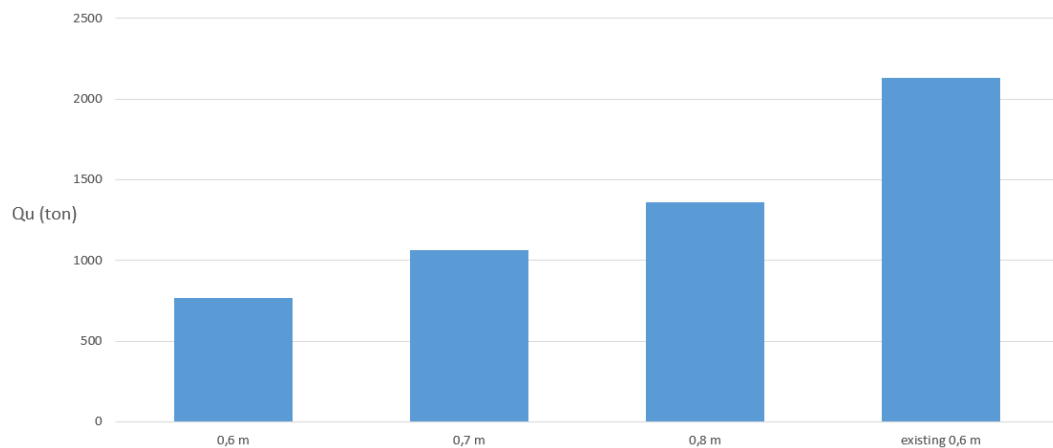
5.6.2. Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang

Kapasitas dukung pondasi tiang pancang yang dianalisis pada penelitian ini memakai diameter tiang 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m dengan kedalaman tiang 12 m. Pondasi tiang *existing* yang digunakan di lapangan adalah pondasi tiang bor dengan

diameter 0,6 m dengan kedalaman 16 m. Analisis kapasitas dukung tiang pancang menggunakan data hasil uji *SPT*. Kapasitas dukung pondasi didapatkan dari kapasitas dukung ujung tiang dan kapasitas dukung selimut tiang. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung tiang pancang dan *existing* dapat diketahui pada Tabel 5.10 dan Gambar 5.17 berikut.

Tabel 5. 10 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi

D	Tiang Pancang (Data NSPT)			Tiang Bor (Data NSPT)
	0,6 m	0,7 m	0,8 m	0,6 m
Qp (ton)	575,9	838,12	1101,97	1845,98
Qs (ton)	192,35	224,37	256,39	284,59
Qu (ton)	768,25	1062,49	1358,36	2130,57



Gambar 5. 18 Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang Tunggal

Berdasarkan Tabel 5.7 di atas hasil analisis kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang pancang dengan data nilai NSPT dengan diameter 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m didapat nilai masing – masing sebesar 768,25 ton, 1062,49 ton dan 1358,36 ton. Hasil analisis kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor kondisi *existing* dengan data nilai NSPT dengan diameter 0,6 m diperoleh nilai sebesar 2130,57 ton. Nilai

kapasitas dukung ultimit (Q_u) pada tiang bor kondisi *existing* lebih besar daripada tiang pancang.

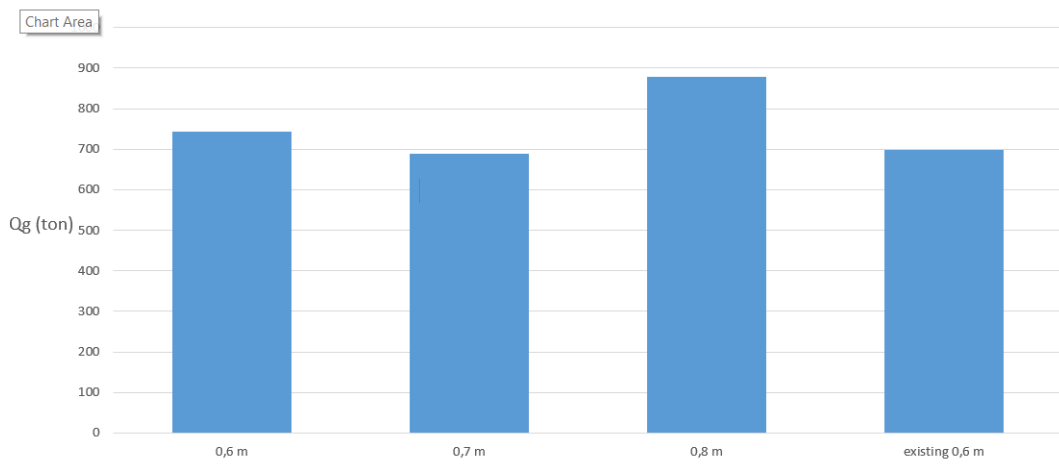
5.6.3. Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal didapatkan jumlah tiang yang bervariasi sehingga dihasilkan nilai kapasitas dukung kelompok tiang yang berbeda – beda. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang dapat diketahui pada Tabel 5.11 dan Gambar 5.18 berikut.



Tabel 5. 11 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi

D	Tiang Pancang			Tiang Bor
	0,6 m	0,7 m	0,8 m	0,6 m
Qu (ton)	768,25	1062,49	1358,36	2130,57
SF	3	3	3	3
Qall (ton)	248,08	344	439,51	699,323
N	3	2	2	1
Eg	1	1	1	
Qg (ton)	744,24	688	879,02	699,323
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5. 19 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok (Q_g) tiang pancang dengan data NSPT diameter 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m diperoleh masing – masing sebesar 744,24 ton, 688ton dan 879,02 ton. Hasil analisis kapasitas dukung tiang bor kondisi *existing* dengan diameter 0,6 m didapatkan nilai sebesar 699,323 ton. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang dapat dikategorikan aman apabila nilai daya dukung kelompok tiang pancang lebih besar daripada beban

yang diterima pondasi (P) yaitu 621,78 ton dan momen arah x sebesar 45,42 ton. Berdasarkan perbandingan tersebut maka desain pondasi tiang pancang dengan diameter 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m aman digunakan pada proyek Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.

5.6.4. Hasil Analisis Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Penurunan pondasi tiang dipengaruhi oleh berbagai faktor seperti beban pada bangunan, diameter tiang, jumlah tiang, dimensi *pile cap*, formasi kelompok tiang, jenis material tiang, dan kondisi tanah. Besarnya penurunan tiang dipengaruhi oleh nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang, semakin besar daya dukung tiang maka semakin besar juga penurunannya. Penurunan yang terjadi pada pondasi kelompok tiang biasanya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal karena dipengaruhi oleh tegangan pada daerah cakupan yang lebih luas. Hasil rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang tunggal dan kelompok tiang dapat diketahui pada Tabel 5.12 berikut.

Tabel 5. 12 Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang Pancang Tunggal dan Kelompok

	Tiang Pancang			Tiang Bor
	0,6 m	0,7 m	0,8 m	0,6 m
D	0,6 m	0,7 m	0,8 m	0,6 m
N	3	2	2	1
Tiang Tunggal (m)	0,016	0,014	0,013	0,020
Tiang Kelompok (m)	0,034	0,028	0,024	0,020
Cek	Aman	Aman	Aman	Aman

Berdasarkan tabel di atas hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan data NSPT didapatkan nilai penurunan pada masing – masing diameter sebesar 0,034 m, 0,028 m dan 0,024 m. Pada tiang bor kondisi *existing* didapatkan nilai penurunan pada masing – masing diameter 0,6 m dan 0,8 m sebesar 0,020 m

dan 0,016 m. Melihat dari hasil penurunan yang terjadi, nilai hasil analisis pada kondisi *existing* lebih kecil dikarenakan jumlah tiang yang digunakan lebih sedikit. Diameter yang besar mendapatkan nilai penurunan yang lebih kecil dibandingkan dengan diameter yang lebih kecil. Hal ini disebabkan semakin luas penampang kelompok tiang maka semakin kecil penurunan yang terjadi. Nilai penurunan kelompok tiang pancang yang direncanakan memenuhi syarat yaitu lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sebesar 0,064 m maka struktur aman digunakan.

5.6.5. Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Berdasarkan hasil dari analisis yang telah dilakukan terhadap 3 variasi dimensi tiang yaitu diameter 0,6 m, 0,7 m dan 0,8 m maka diambil variasi ke 3 yaitu tiang pancang diameter 0,7 m dengan jumlah tiang 2 dalam 1 kelompok tiang. Pertimbangan dalam pemilihan variasi ini adalah nilai daya dukung kelompok tiang (Q_g) yang mendapatkan nilai kapasitas dukung tinggi dan tidak terlalu besar dari variasi lainnya, nilai ini juga lebih besar dari beban aksial (P) dan Momen arah X yang diterima yaitu sebesar 688 ton > 667,2 ton yang berarti pondasi mampu menahan beban struktur bangunan yang ada di atasnya. Selain itu, nilai penurunan yang dialami mendapatkan nilai paling kecil dibandingkan dengan variasi lainnya yaitu sebesar 0,014 m untuk tiang tunggal dan 0,028 m untuk kelompok tiang.

Hasil analisis tiang pancang yang dilakukan untuk tiang pancang diameter 0,7 m dan jumlah tiang 2 buah menghasilkan nilai tegangan yang terjadi pada tiang sebesar 722,159 ton/m². Nilai tegangan ini lebih kecil dari tegangan izin yang dipengaruhi oleh mutu beton $f'_c = 30$ MPa sebesar 1722,946 ton/m². Hal ini dapat disimpulkan bahwa pondasi tiang pancang dengan diameter 0,8 m dengan jumlah tiang 2 aman digunakan pada Proyek Pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang pada proyek pembangunan Gedung A Rumah Sakit Pendidikan FK Unimus dapat diambil beberapa kesimpulan sebagai berikut:

1. Pada 3 variasi yang telah dianalisis, digunakan variasi diameter kedua yaitu tiang pancang dengan diameter 0,7 m dan jumlah tiang 2 dengan metode perhitungan menggunakan data *NSPT*. Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) pada variasi yang dipilih mendapatkan nilai sebesar 688 ton nilai tersebut lebih besar dari beban aksial (P) dan momen arah X pada bangunan yaitu 667,2 ton sehingga tiang pancang aman untuk digunakan.
2. Penurunan yang terjadi pada alternatif tiang yang digunakan mendapatkan nilai penurunan paling kecil dibandingkan dengan alternatif lainnya yaitu sebesar 0,014 m untuk tiang tunggal dan 0,028 m untuk tiang kelompok.
3. Kapasitas dukung pada tiang bor *existing* dengan diameter 0,6 m sebesar 699,323 ton sedangkan kapasitas dukung pada desain alternatif yang digunakan adalah sebesar 688 ton. Penurunan yang terjadi pada tiang bor *existing* pada diameter 0,6 m sebesar 0,020 m pada tiang tunggal.

6.2 Saran

Pada perencanaan pondasi tiang pancang agar mendapatkan hasil yang lebih optimal maka penulis menyarankan untuk melakukan analisis – analisis sebagai berikut:

1. Melakukan analisis kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode lainnya (data laboratorium, data sondir, *Tomlinson*, *Vesic*) agar mendapatkan nilai kapasitas dukung yang lebih akurat sebagai perbandingan.

2. Melakukan perbandingan analisis kapasitas dukung dengan menggunakan program geoteknik seperti *Plaxis*, *Geo Studio* dan *Soil Vision*.
3. Melakukan analisis perbandingan biaya dan waktu pelaksanaan dalam menentukan alternatif tiang pancang.



DAFTAR PUSTAKA

- 1726:2019, S. (2019). Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Nongedung. In *Badan Standarisasi Nasional Indonesia*.
- 2847:2019, S. (2019). Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Bertulang untuk Bangunan Gedung. In *Badan Standarisasi Nasional*.
- Bowles, J.E. (1984). Sifat-Sifat Fisis dan Geoteknis Tanah (Mekanika Tanah). Terjemahan oleh Johan K. Hainim. 1986. Erlangga. Jakarta.
- Das, B.M. (1995). Mekanika Tanah (*Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis*). Penerbit Erlangga. Jakarta.
- Dirgananta, M.F. (2018). Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Mayeroff, Aoki & De Alencar dan Luciano Decourt. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Dwitasari, M.N. (2018). Kajian Kapasitas Dukung Taing Pancang pada Tangki Timbun dengan Metode Mayerhoff dan Elemen Hingga. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Gunawan. (1991). Pengantar Ilmu Bangunan. Kanisius. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2002). Teknik Pondasi II. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2010). Mekanika Tanah I. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2011). Analisis dan Perancangan Fondasi I. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. (2015). Analisis dan Perancangan Fondasi II. Gadjah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hidayat Mz (2018). Perencanaan Ulang Struktur Bawah dengan Pondasi *Pile* pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Mayerhof, G.G. (1965). Shallow Foundation Journal of The Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE. Vol 91. No, SM2. Pg 21-31.

- Muthmainnah, M. (2021). Analisis Kapasitas Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Priambodo, M.R.A. 2020. Analisis Kapasitas Dukung Tiang Pancang dengan Variasi Dimensi pada Tanah Lempung. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Rifandi, R. (2020). Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Taing Pancang Menggunakan Metode Teori Kurva Linear Studi Kasus Gedung SMPN 7 Tarakan. Disertasi. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
- Sardjono, H.S. 1988. Pondasi Tiang Pancang. Sinar Wijaya. Surabaya.
- Sosrodarsono dan Nakazawa. 1990. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi. PT Pradnya Paramita, Jakarta.
- Vesic, A.S. 1977. Design of Pile Foundations. NCRHP Synthesis of Praticce No.42. Washington D.C : Transportation Research Board, 68.

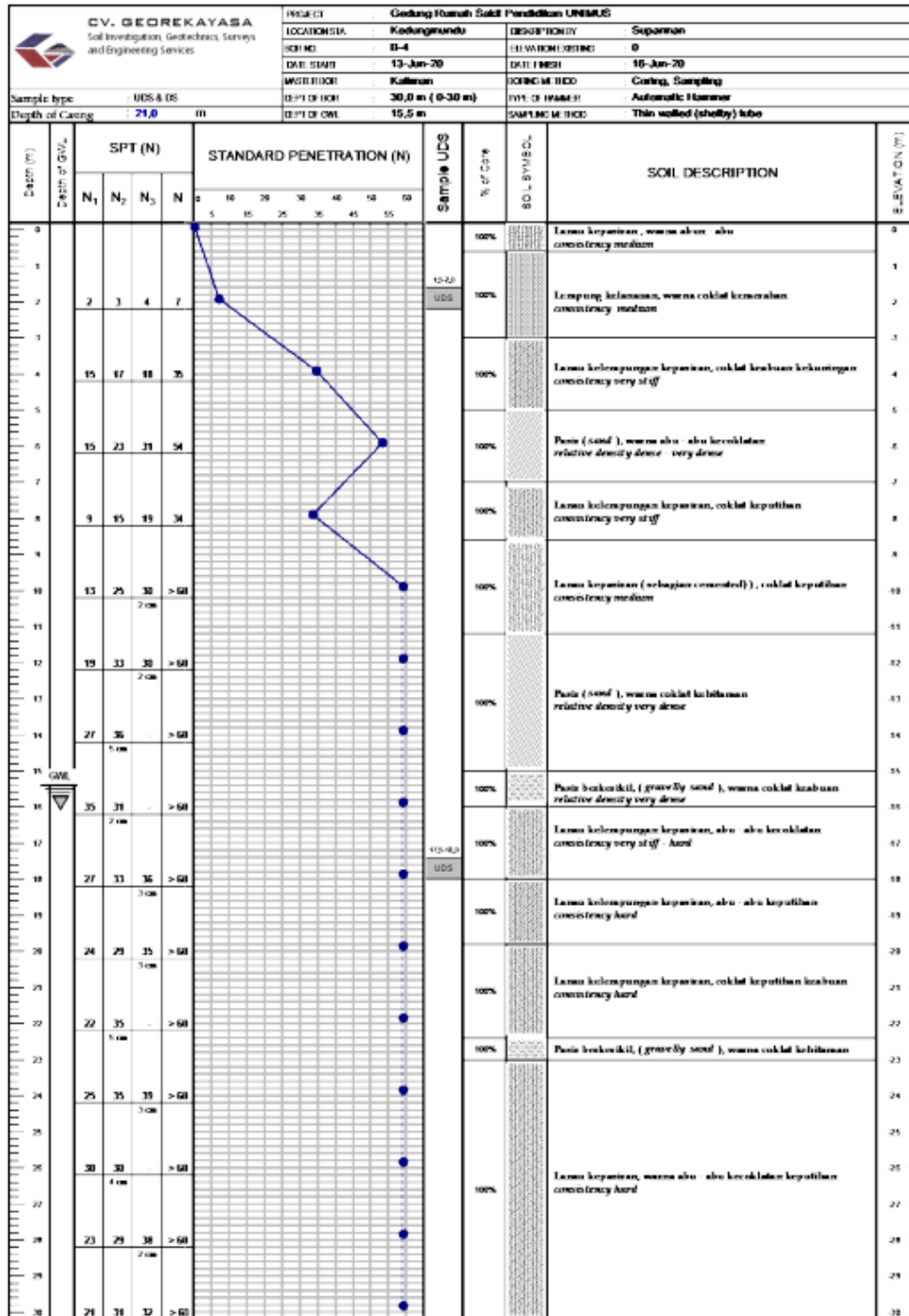


LAMPIRAN



الجمعة الإسلامية الأندلسية

Lampiran 1 Data Tanah



Gambar L-1.1 Data Boring Log Titik BH-04
(Sumber: PT. Medisain Dadi Sempurna)

Tabel L-1.1 Resume Hasil Pemboran di Titik Bor BH4

Bore Hole	Kedalaman (m)	Litologi
BH4	0,00 – 0,60	Lempung Pasir: warna abu kekuningan, kepadatan sedang.
	0,60 – 11,00	Lanau Kepasiran: warna coklat kemerahan, pelapukan tinggi, kepadatan sedang.
	11,00 – 30,00	Pasir: abu – abu gelap, pelapukan sedang, sangat padat.

(Sumber : PT. Medisain Dadi Sempurna)

Tabel L-1.2 Data Hasil Pengujian Standart Penetration Test (SPT)

Kedalaman (m)	N-SPT
0 – 2	7
2 – 4	35
4 – 6	54
6 – 8	34
8 – 10	60
10 – 12	60
12 – 14	60
14 – 16	60
16 - 18	60
18 - 20	60
20 - 22	60
22 - 24	60
24 - 26	60
26 - 28	60
28 - 30	60

(Sumber : Laporan Penyelidikan Tanah Proyek RSP FK Unimus)

Lampiran 2 Hasil Analisis Program SAP2000

Tabel L-2.1 Data Hasil Analisis Program SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames						
Frames	Station	OutputCase	P(kN)	V2(kN)	M2(kN)	M3(kN)
181	0	ENVELOPE	-6097.58	184.74	404.08	410.26
181	0	COMB5	-6064.01	184.74	56.54	108.09
181	0	COMB4	-6030.45	184.74	116.13	247.19
181	0	COMB3	-6002.33	184.74	106.54	226.38
181	1.7	ENVELOP	-5986.72	184.74	101.29	216.23
181	1.7	COMB5	-5973.19	184.74	99.63	203.77
181	1.7	COMB4	-5957.03	184.74	99.63	203.77
181	1.7	COMB3	-5902.79	184.74	94.32	203.77
181	3.4	ENVELOP	-5326.32	184.74	85.22	183.52
181	3.4	COMB5	-5296.15	184.74	85.22	183.52
181	3.4	COMB4	-5251.28	184.74	85.22	183.52
181	3.4	COMB3	-5209.26	184.74	85.22	183.52
181	5.1	ENVELOP	-5000.47	184.74	45.19	150.11
181	5.1	COMB5	-4978.12	184.74	45.19	150.11
181	5.1	COMB4	-4931.62	184.74	45.19	150.11
181	5.1	COMB3	-4897.55	184.74	45.19	150.11
181	7	ENVELOP	-4880.28	127.82	29.67	134.81
181	7	COMB5	-4880.28	127.82	29.67	134.81
181	7	COMB4	-4880.28	127.82	29.67	134.81
181	7	COMB3	-4880.28	127.82	29.67	134.81
181	0	COMB2	-4723.91	127.82	17.49	105.51
181	0	COMB6	-4723.91	127.82	17.49	105.51
181	0	COMB1	-4723.91	127.82	17.49	105.51
181	1.7	COMB2	-4591.28	127.82	-80.12	94.18
181	1.7	COMB6	-4591.28	127.82	-80.12	94.18

Lanjutan Tabel L-2.1 Data Hasil Analisis Program SAP2000

TABLE: Element Forces - Frames						
Frames	Station	OutputCase	P(kN)	V2(kN)	M2(kN)	M3(kN)
181	1.7	COMB1	-4591.28	127.82	-80.12	94.18
181	3.4	COMB2	-4209.98	127.82	-149.26	106.77
181	3.4	COMB6	-4209.98	127.82	-149.26	106.77
181	3.4	COMB1	-4209.98	127.82	-149.26	106.77
181	5.1	COMB2	-3751.67	-209.15	22.97	151.38
181	5.1	COMB6	-3751.67	-209.15	22.97	151.38
181	5.1	COMB1	-3751.67	-209.15	22.97	151.38
181	7	COMB2	-3214.55	-209.15	89.21	-205.19
181	7	COMB6	-3214.55	-209.15	89.21	-205.19
181	7	COMB1	-3214.55	-209.15	89.21	-205.19