

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER MENGUNAKAN METODE MEYERHOFF, AOKI & DE ALENCAR, DAN LUCIANO DECOURT (*REDESIGN PILE FOUNDATION WITH DIMENSIONAL VARIATION USING MEYERHOFF, AOKI & DE ALENCAR, AND LUCIANO DECOURT METHOD*)

(Studi Kasus Gedung Rumah Sakit Universitas Islam Indonesia)

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



**Muhammad Fahri Dirgananta
13511099**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2018**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER MENGUNAKAN METODE MEYERHOFF, AOKI & DE ALENCAR, DAN LUCIANO DECOURT (REDESIGN PILE FOUNDATION WITH DIMENTIONAL VARIATION USING MEYERHOFF, AOKI & DE ALENCAR, AND LUCIANO DECOURT METHOD)

(Studi Kasus Gedung Rumah Sakit Universitas Islam Indonesia)

Disusun oleh

Muhammad Fahri Dirgananta
13511099

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

Di uji pada tanggal 4 April 2018
Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

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

Penguji 1

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

Penguji 2

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

Mengesahkan,

Ketua Program Studi Teknik Sipil



Miftahul Fauziah, S.T., M.T., Ph.D.
NIK: 955110103

KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamu 'alaikum wr.wb.

Puji dan syukur kami panjatkan kehadiran Allah ﷻ atas segala limpahan rahmat dan karunia-Nya. Tak lupa shalawat dan salam semoga selalu tercurahkan kepada junjungan Nabi Muhammad ﷺ, keluarga, para sahabat, dan para pengikutnya, Karena keridhaan-Nya, penyusun dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini dengan baik.

Laporan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat yang harus ditempuh untuk menyelesaikan pendidikan jenjang Strata Satu (S1) pada Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Selanjutnya, izinkanlah penyusun mengucapkan terima kasih yang tak terhingga kepada pihak-pihak yang telah membimbing dan membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini. Ucapan terima kasih tersebut penyusun sampaikan kepada :

1. Ir. Akhmad Marzuko, M.T selaku dosen pembimbing tugas akhir, terima kasih atas bimbingan, nasehat, dan dukungan yang diberikan kepada penyusun selama penyusunan Laporan Tugas Akhir maupun dalam masa perkuliahan.
2. Muhammad Rifqi Abdurrozak, S.T, M.Eng. selaku dosen penguji 1 dan Hanindya Kusuma Artati, S.T., M.T. selaku dosen penguji 2.
3. Ibu Miftahul Fauziah, ST, MT, Ph.D selaku Ketua Jurusan Teknik sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
4. Seluruh dosen dan pengajar Teknik Sipil-UII yang telah memberikan ilmu selama masa kuliah.

5. Orang tua tercinta Bapak Sukwantono dan Ibu Indrayati yang selalu memberikan do'a, semangat dan nasihat kepada saya sehingga laporan Tugas Akhir ini dapat saya selesaikan.
6. Deny Alif, Brian Adam, dan Adinda Tri Putra yang telah membantu saya ketika ada yang kurang dipahami dalam Tugas Akhir ini.
7. Chalsi Malasari yang telah banyak membantu, memberikan semangat dan motivasi kepada saya untuk menyelesaikan Tugas Akhir ini.
8. Keluarga besar Teknik Sipil 13 yang telah memberikan nasihat, semangat dan selalu mendoakan.

Semoga penelitian yang telah dilakukan dan disajikan dalam bentuk laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan kontribusi yang berarti bagi dunia Teknik Sipil dan dapat bermanfaat untuk pengembangan penelitian-penelitian selanjutnya.

Wassalamu'alaikum wr.wb.

Yogyakarta, 4 April 2018

Muhammad Fahri Dirgananta
13511099

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 bagian-bagian tertentu dalam penulisan laporan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain telah dituliskan dalam sumbernya secara jelas sesuai dengan norma, kaidah, dan etika penulisan karya ilmiah. Apabila di kemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian laporan Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian-bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan perundang-undangan yang berlaku.

Yogyakarta, 4 April 2018

Yang membuat pernyataan,



Muhammad Fahri Dirgananta
(13511099)

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Lembar Pengesahan	Error! Bookmark not defined.
KATA PENGANTAR	iii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	Error! Bookmark not defined.
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	ix
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xi
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	xii
ABSTRAK	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	3
1.3 Tujuan	4
1.4 Batasan Penelitian	4
1.5 Manfaat Penelitian	5
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	6
2.1 Umum	6
2.2 Pondasi Tiang Pancang	6
2.3 Perbedaan dengan Penelitian yang Pernah Ada	8
BAB III LANDASAN TEORI	11
3.1 Tanah	11
3.2 Penyelidikan Tanah	11
3.3 Pondasi Tiang Pancang	12
3.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang	15
3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data <i>Uji Cone Penetration Test</i> dan <i>Standard Penetration Test</i>	15
3.4.2 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang	23
3.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang	25
3.5.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	25
3.5.2 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Kelompok	26

3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa	30
3.7 SAP2000	30
BAB IV METODE PENELITIAN	33
4.1 Metode Penelitian	33
4.2 Studi Pustaka	33
4.3 Pengumpulan Data	33
4.4 Analisis Pembebanan	34
4.5 Analisis Pondasi Tiang Pancang	34
4.6 Bagan Alir	34
BAB V ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG	37
5.1 Data Gedung	37
5.1.1 Data Umum	37
5.1.2 Spesifikasi Material	38
5.1.3 Denah Konstruksi	38
5.1.4 Data Struktur	38
5.2 Pembebanan Struktur	39
5.2.1 Peraturan Pembebanan	39
5.2.2 Kombinasi Pembebanan	40
5.2.3 Pembebanan	41
5.3 <i>INPUT DAN OUTPUT PROGRAM SAP 2000</i>	46
5.4 DATA KARAKTERISTIK TANAH	48
5.5 DESAIN PONDASI TIANG PANCANG	48
5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal	49
5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal Eksisting	70
5.5.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang	71
5.5.4 Analisis Kekuatan Tiang Pancang	72
5.5.5 Analisis Penurunan Tiang Pancang	73
5.6 PEMBAHASAN	91
5.6.2 Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang	91
5.6.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	92
5.6.4 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang	94
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN	95
6.1 KESIMPULAN	95
6.2 SARAN	95

DAFTAR PUSTAKA	96
LAMPIRAN	98

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang	9
Tabel 3.1 Faktor Empirik F_b dan F_s	21
Tabel 3.2 Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda	21
Tabel 3.3 Nilai Koefisien Tergantung dari Jenis Tanah (Decourt.L, 1987)	22
Tabel 3.4 Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah	28
Tabel 3.5 Nilai Indeks Kompresi (C_c)	30
Tabel 3.6 Nilai Angka Pori (e)	30
Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai	41
Tabel 5.2 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	44
Tabel 5.3 Parameter Percepatan Spektrum Desain	44
Tabel 5.4 Faktor Koreksi Kerentanan	44
Tabel 5.5 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik	45
Tabel 5.6 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi	92
Tabel 5.7 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi	93
Tabel 5.8 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok tiang Pancang	94

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1 Skema Uji Standart Penetration Test	12
Gambar 3.2 Daya Dukung Ultimit Pondasi	17
Gambar 3.3 Nilai N-SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung	18
Gambar 3.4 Kelompok Tiang	23
Gambar 3.5 Grafik Faktor Terkoreksi	27
Gambar 3.6 Penurunan tiang dengan metode penyebaran 2:1	28
Gambar 4.1 Bagan Alir Perhitungan Struktur dengan SAP2000	35
Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	36
Gambar 5.1 Denah Lokasi Proyek Gedung RSA Universitas Islam Indonesia	37
Gambar 5.2 Denah Lantai 1	38
Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (Ss)	42
Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S1)	43
Gambar 5.5 Portal 3D Arah X	46
Gambar 5.6 Portal 3D Arah Y	47
Gambar 5.7 Sket Pondasi Tiang Pancang	48
Gambar 5.8 Tampak Atas Sket Pondasi Tiang Pancang	49
Gambar 5.9 Letak N1 dan N2 pada Tiang dengan Diameter 0,3 m	54
Gambar 5.10 Letak 1,5D atas dan 1,5D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,3 m	59
Gambar 5.11 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,3 cm	66
Gambar 5.12 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang	75
Gambar 5.13 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal	92
Gambar 5.14 Gambar Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	93

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah	99
Lampiran 2 Hasil SAP 2000	114

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

ΔH	= Tebal lapisan
Δ_p	= Tegangan efektif tanah pada lapisan
A_p	= Luas penampang tiang
a_s	= Nilai faktor empirik tipe tanah
A_s	= Luas selimut tiang
C_c	= Indeks kompresi
C_u	= Kohesi <i>undrained</i>
D	= Diameter tiang
E_g	= Efisiensi kelompok tiang
e_o	= Angka pori
E_p	= Modulus elastisitas tiang
f	= Satuan tahanan kulit persatuan luas
F_a	= Koefisien situs untuk perioda pendek
F_b	= Faktor empirik tahanan tiang tergantung pada tipe tiang
F_s	= Faktor empirik tahanan kulit yang tergantung pada tipe tanah
F_v	= Koefisien situs untuk perioda panjang
JHL	= Jumlah hambatan lekat dari data CPT
K	= Keliling tiang
K	= Koefisien yang tergantung dari jenis tanah
L	= Panjang tiang
m	= Jumlah baris tiang
n	= Jumlah tiang
n'	= Jumlah tiang dalam satu baris
N_b	= Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang pancang
N_p	= Nilai rata-rata SPT mulai 4D di bawah ujung tiang sampai 4D di atas tiang
N_s	= Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau
P	= Keliling pondasi

P	= Beban yang bekerja
$P_{o'}$	= Tegangan efektif tanah
s	= Jarak pusat ke pusat tiang
S	= Penurunan total di kepala tiang
S_{ds}	= Parameter percepatan spektrum respon desain dalam rentang periode pendek
S_{Ms}	= Parameter spektrum respon percepatan pada getaran periode pendek
SF	= <i>Safety factor</i>
S_{pg}	= Penurunan kelompok tiang
S_s	= Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode pendek
S_1	= Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik
Q_{ijin}	= Kapasitas dukung ijin tiang
q_b	= Kapasitas daya dukung di ujung tiang persatuan luas
q_c	= Tahanan ujung sondir
q_{ca}	= perlawanan konus rata-rata 1,5 D di atas ujung tiang dan di bawah tiang
Q_g	= Beban maksimum kelompok tiang
Q_p	= Kapasitas dukung ujung tiang
Q_s	= Kapasitas dukung selimut tiang
Q_u	= Kapasitas daya dukung tiang tunggal

ABSTRAK

Pembangunan Gedung RSA Universitas Islam Indonesia direncanakan menggunakan pondasi tiang bor ukuran 80 cm dan kedalaman 22 m di bawah muka tanah. Dalam perencanaan suatu bangunan gedung tidak lepas dari kriteria aman dan ekonomis. Setiap pondasi dituntut mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah direncanakan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Analisis kapasitas dukung pondasi dilakukan dengan memperhatikan data penyelidikan tanah, beban yang dipikul oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang dan kedalaman tiang.

Peneliti ingin melakukan perencanaan ulang pembangunan pondasi tiang bor menggunakan variasi dimensi tiang pancang untuk mengetahui kekuatan tiang pancang dalam menahan beban struktur di atas nya. Perencanaan ulang pondasi tiang pancang direncanakan dengan 3 alternatif variasi diameter, yaitu diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan pondasi tiang eksisting.

Hasil analisis kapasitas dukung kelompok tiang metode *Meyerhoff* diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, diperoleh masing-masing sebesar 822,617 Ton, 864,149 Ton, dan 934,279 Ton. Metode Aoki De Alencar masing-masing sebesar 775,975 Ton, 804,466 Ton, dan 819,982 Ton. Metode Luciano Decourt masing-masing sebesar 733,560 Ton, 873,776 Ton, dan 904,250 Ton lebih besar dari $P = 730,553$ Ton, sehingga pondasi tiang pancang dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, aman digunakan dalam pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia. Dengan berbagai variasi diameter yaitu 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m, diambil alternatif ke-3 diameter 0,5 m metode *Meyerhoff* dengan jumlah 3 tiang dalam suatu kelompok tiang. Hal ini didasarkan dengan jumlah tiang yang lebih sedikit tetapi tetap aman digunakan, sehingga dapat menghemat waktu pekerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Kata Kunci : Pondasi tiang, Kapasitas dukung, Penurunan,

ABSTRACT

Development of Islamic University of Indonesia Hospital planned to use foundation of bored pile with diameter of 80 cm and depth 22 m below ground level. In planning a building can not be separated from the safe and economical criteria. Each foundation is required to support the load to the planned security limits, including supporting the maximum possible load. Analysis of bearing capacity is carried out by observing soil investigation data, loads borne by the foundation, pole dimensions, inter pole spacing, and foundation depth.

The researcher wanted to re-plan the construction of drill pile foundation using dimension of pile dimension to know the strength of pile in holding the load of structure above it. Planning of pile foundation is planned with 3 alternatives of diameter variation, ie 0.3 m, 0.4 m, and 0.5 m diameter. The purpose of this research is to know the comparison of capacity value of pile foundation with existing pile foundation.

The result of capacity analysis of Meyerhoff method of diameter 0.3 m, 0.4 m, and 0.5 m, obtained by 822,617 Ton, 864,149 Ton and 934,279 Ton respectively. Method Aoki De Alencar each of 775.975 Ton, 804.466 Ton, and 819.982 Ton. The Luciano Decourt method is 733,560 Ton, 873,776 Ton, and 904,250 Ton respectively from $P = 730,553$ Ton, so that pile foundation with diameter 0,3 m, 0,4 m, and 0.5 m, safe to use in development building of RSA Universitas Islam Indonesia. With a variety of diameters of 0.3 m, 0.4 m, and 0.5 m, the 3rd alternate diameter of 0.5 m Meyerhoff method with 3 poles in a pole group was taken. It is based on a smaller number of poles but is still safe to use, thus saving on the time of work and construction costs incurred.

Kata Kunci : Pile foundation, Bearing Capacity, Settlement

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pekerjaan pondasi merupakan salah satu pekerjaan yang paling penting dalam suatu pembangunan konstruksi, karena pondasi memiliki fungsi memikul dan menahan semua beban yang bekerja di atasnya yaitu beban struktur atas, kemudian tegangan-tegangan yang terjadi akibat beban struktur atas tersebut akan disalurkan ke dalam lapisan tanah keras yang dapat memikul beban konstruksi tersebut.

Perencanaan pondasi harus dirancang agar dapat mendukung beban sampai batas keamanan tertentu. Termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah dengan kedalaman > 8 meter (Bowles, 1997). Pemilihan tipe pondasi tiang didasarkan oleh fungsi bangunan atas (*upper structure*) yang akan dipikul oleh pondasi tersebut, besarnya beban dan beratnya bangunan atas, keadaan tanah dimana bangunan tersebut akan didirikan, dan biaya pondasi dibandingkan dengan bangunan atas (Sardjono, 1988)

Pada pembangunan gedung Rumah Sakit Akademik Universitas Islam Indonesia dilakukan penyelidikan tanah yang bertujuan untuk mengetahui keadaan kekompakan atau tingkat kepadatan tanah, struktur per lapisan tanah, jenis tanah, dan sifat-sifat atau parameter fisik dan mekanis tanah. Data tersebut akan digunakan untuk analisis penentuan jenis dan kedalaman pondasi serta kapasitas dukung tanah pada peroyek perencanaan gedung Rumah Sakit Akademik Universitas Islam Indonesia. Pekerjaan penyelidikan tanah di lapangan yang telah dilaksanakan adalah sebagai berikut :

1. pengeboran dengan bor mesin dilakukan sebanyak 2 (dua) titik dengan kedalaman 26 meter, menggunakan alat bor merek Koken. Maksud pengeboran ini adalah untuk mengetahui struktur lapisan tanah,
2. uji penetrasi dinamis (*Standard Penetration Test, SPT*) dilakukan pada setiap lobang bor dengan interval kedalaman 2 meter. Prosedur pelaksanaan pengujian SPT menggunakan *Standard SNI 4153-2008*,
3. pengambilan contoh tanah *undisturbed* dilakukan setiap perubahan jenis tanah atau pada kedalaman tertentu yang dianggap bisa mewakili untuk kebutuhan desain pondasi,
4. pengujian sondir sebanyak 4 (empat) titik. Pelaksanaan pengujian sondir menggunakan Metode *Standard SNI 03-2827-1992*. Pengujian sondir menggunakan alat sondir berkapasitas 5,0 ton sedangkan konus yang digunakan menggunakan tipe konus ganda (bikonus). Pembacaan tahanan konus (*conus resisten/CR*) dan hambatan lekat (*friction Sleeve*) dilaksanakan hingga mencapai lapisan tanah keras dengan nilai konus (CR) 300 kg/cm² atau bila tidak dijumpai tanah keras dengan nilai konus (CR) 300 kg/cm² maka pengujian dilaksanakan hingga mencapai kedalaman maksimal 30 meter, atau jumlah hambatan lekat mencapai 5000 kg/cm, tergantung mana yang lebih dulu dicapai. Sedangkan pembacaan nilai konus setiap interval 0.20 meter dengan kecepatan penetrasi 2 cm/det, dan
5. pengamatan di lapangan mengenai kondisi permukaan tanah, kondisi lingkungan, permukaan air tanah, serta berbagai informasi berkaitan dengan pelaksanaan pembangunan proyek ini.

Berdasarkan hasil pengujian di lapangan pada lokasi rencana Proyek Perencanaan Gedung RSA Universitas Islam Indonesia. yang beralamat di Jalan Srandakan, Pandak, Bantul, Yogyakarta, didapat jenis tanah pada dasar pondasi jalan didominasi jenis tanah pasir berbutir sedang hingga kasar dan pada kedalaman 8 hingga 23,00 meter berupa tanah lanau dan lempung dengan indeks plastisitas tinggi dengan konsistensi kaku hingga keras, sedangkan untuk lapisan dibawahnya berupa lapisan pasir berkerikil disertai sisipan boulder andesit,

dengan kepadatan sangat keras. Lapisan tanah keras dengan nilai $N_{spt} > 50$ pukulan/feet terdapat pada kedalaman di bawah 20 meter.

Setelah dilakukan analisis karakteristik tanah, beban struktur atas, maka pada pembangunan gedung rumah sakit akademik Universitas Islam Indonesia ini bisa menggunakan pondasi tiang pancang, sehingga penulis ingin mencoba melakukan perencanaan ulang pondasi yang semula direncanakan menggunakan pondasi tiang bor dengan pondasi tiang pancang. alasan perencanaan ulang menggunakan pondasi tiang pancang sebagai berikut :

1. mengetahui perbandingan daya dukung pondasi tiang pancang dengan pondasi eksisting,
2. tidak bermasalah dengan muka air dangkal,
3. kualitas beton baik karena dibuat di pabrik,
4. menimbulkan getaran namun tidak terlalu mengganggu lingkungan penduduk, dan
5. mencari nilai daya dukung pondasi yang sesuai agar pelaksanaan lebih efektif dan efisien.

Berdasarkan uraian di atas penulis mengambil judul penelitian dalam Tugas Akhir ini adalah “PERENCANAAN ULANG PONDASI TIANG PANCANG DENGAN VARIASI DIAMETER MENGGUNAKAN METODE MEYERHOFF, AOKI DE ALENCAR, DAN LUCIANO DECOURT”.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, dapat dirumuskan beberapa masalah sebagai berikut :

1. seberapa besar kapasitas dukung pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung RSA UII,
2. bagaimana perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting (*bored pile* yang terpasang pada proyek) dengan desain pondasi tiang pancang, dan
3. seberapa besar nilai penurunan pada desain pondasi tiang pancang.

1.3 Tujuan

Berdasarkan rumusan masalah di atas, maka tujuan dari penelitian ini adalah sebagai berikut :

1. mengetahui nilai kapasitas dukung pondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung RSA UII,
2. mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi eksisting (*bored pile* pada proyek) dengan desain pondasi tiang pancang, dan
3. mengetahui nilai penurunan pada pondasi tiang pancang.

1.4 Batasan Penelitian

Batasan masalah yang akan diteliti dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. lokasi penelitian adalah pembangunan gedung Rumah Sakit Akademik Universitas Islam Indonesia,
2. struktur bawah yang digunakan adalah pondasi tiang pancang,
3. diameter pondasi tiang pancang yang digunakan 0,3, 0,4, 0,5 m, dan panjang tiang 22 m, sedangkan diameter pondasi eksisting 0,8 m dengan panjang tiang 22 m,
4. analisis kekuatan daya dukung pondasi menggunakan metode statis,
5. beban gempa yang diperhitungkan adalah wilayah Yogyakarta,
6. perencanaan pembebanan sesuai dengan peraturan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung,
7. perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung,
8. perencanaan tahan gempa sesuai dengan peraturan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung,
9. program yang digunakan untuk analisis pembebanan gedung Rumah Sakit Akademik Universitas Islam Indonesia adalah SAP2000, dan
10. angka aman (*safety factor*) yang digunakan sebesar 3.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat dari penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. dapat dijadikan bahan referensi pembaca untuk me *redesain* ulang suatu konstruksi pondasi, dan
2. menambah pengetahuan bagi pembaca mengenai kapasitas daya dukung pada pondasi tiang pancang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Pondasi tiang pancang adalah bagian dari struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur atas ke lapisan tanah keras di bawahnya. Tiang pancang bentuknya panjang, langsing dan memiliki ujung yang runcing. Baham utama dari tiang pancang biasanya kayu, baja, dan beton. Tiang pancang yang terbuat dari bahan-bahan tersebut dikerjakan dengan cara dipukul, dibor atau didongkrak ke dalam tanah dan dihubungkan dengan *Pile cap (poer)*.

Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada di bawah dasar bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan dan beban yang bekerja padanya (Sardjono, 1988). Atau apabila tanah yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan seluruh beban yang bekerja berada pada lapisan yang sangat dalam dari permukaan tanah kedalaman $> 8\text{m}$ (Bowles, 1997).

2.2 Pondasi Tiang Pancang

Penelitian yang dilakukan oleh Karisma 2012 dengan judul “Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha” yang bertujuan untuk mengetahui perbandingan hasil perencanaan pondasi tiang bor dengan alternatif pondasi tiang pancang pada struktur bawah Gedung Universitas Patria Artha dengan mempertimbangkan daya dukung tiang dan keefisienan dari struktur itu sendiri. Dimensi tiang pancang yang dijadikan alternatif berbentuk silinder dengan diameter 0,5 m dan 0,6 m. Berdasarkan perhitungan diperoleh daya dukung tiang pancang sebesar 179,24 ton dan 254,34 ton. Sehingga dilihat dari daya dukung tiang yang diperoleh dari perhitungan memperlihatkan bahwa tiang pancang memiliki daya dukung tiang yang lebih baik karena berbentuk silinder dan dimensi yang besar sehingga bangunan tidak mudah rusak dibandingkan dengan

bored pile. Sedangkan dari segi perhitungan efisiensi memperlihatkan bahwa *bored pile* lebih efisien dibandingkan dengan tiang pancang.

Penelitian yang dilakukan oleh Arifta 2016 dengan judul “*Redesign Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Biologi UGM*” yang bertujuan untuk mengetahui seberapa besar kapasitas dukung pondasi jika menggunakan tiang pancang, dan diameter serta jumlah tiang yang dibutuhkan menggunakan metode statis berdasarkan nilai sondir. Analisis dilakukan menggunakan program *SAP2000*, dari analisis yang dilakukan didapat beban struktur bangunan (P) = 526,4488 Ton. Berdasarkan analisis metode statis menggunakan data sondir dengan diameter tiang 40 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) = 343,977 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) = 683,826 Ton. Diameter tiang 30cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) = 275,452 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) = 547,598 Ton. Diameter tiang 20cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Q_a) = 227,292 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) = 679,148 Ton. Ketiga variasi diameter tersebut nilai kapasitas dukung tiang kelompok lebih besar dari beban struktur sehingga aman untuk mendukung beban struktur.

Penelitian yang dilakukan oleh Setiyono 2012 dengan judul “*Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur*” melakukan uji sondir di lapangan diketahui tanah dilokasi tersebut masuk dalam kategori tanah kohesif. Kedalaman tanah keras yang dapat menahan beban struktur atas berada pada kedalaman 16 m, maka dari itu sebaiknya digunakan pondasi tiang pancang. Analisa dilakukan terhadap 3 jenis variasi tiang, yaitu tiang bentuk lingkaran, persegi dan segienam dengan masing-masing variasi terdiri dari 3 ukuran garis tengah yaitu 30 cm, 35 cm dan 40 cm. Hasil analisis yang didapat tiang dengan dimensi 40 cm paling memenuhi kriteria, sehingga bisa digunakan sebagai pondasi tiang yang baru.

Penelitian yang dilakukan oleh Ismail 2014 dengan judul “*Analisa Daya Dukung Tiang Statis Dan Dinamis Pada Pembangunan Pelabuhan Batubara PT. Semen Tonasa Kabupaten Pangkep*”. Dalam menganalisa daya dukung statis digunakan metode Meyerhoff dan Luciano Decourt, sedangkan dalam

menganalisa daya dukung dinamis menggunakan metode Hiley. Setelah dilakukan analisa didapatkan hasil metode statis daya dukung tiang menurut Luciano Dacourt adalah 132,985 ton dan menurut Meyerhoff adalah 142,942 ton pada titik bor DH-3. Sedangkan hasil metode dinamis persamaan Hiley didapatkan daya dukung tiang minimal 271,323 ton.

2.3 Perbedaan dengan Penelitian yang Pernah Ada

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

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu					Penelitian yang dilakukan
ASPEK	Karisma (2012)	Arifta (2016)	Setiyono (2012)	Ismail (2014)	Muhammad Fahri Dirgananta
Judul	Tinjauan perencanaan substruktur gedung Universitas Patria Artha	Redisain fondasi tiang pancang pada proyek pembangunan gedung B fakultas biologi UGM	Perencanaan pondasi tiang pancang gedung rusunawa Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur	Analisa daya dukung tiang statis dan dinamis pada pembangunan pelabuhan batubara PT. Semen Tonasa Kabupaten Pangkep	Perencanaan ulang struktur bawah dengan pondasi tiang pancang pada RSA Universitas Islam Indonesia
Metode	Meyerhoff	Meyerhoff	Cara statis dengan metode Bagemann	Luciano Dacourt, Meyerhoff, Hiley	Meyerhoff, Aoki De Alencar, Luciano Decourt
Hasil	Menggunakan dimensi tiang pancang 0,5 m dan 0,6 m. Dari analisis yang dilakukan didapat daya dukung tiang pancang sebesar	Beban struktur bangunan (aksial) = 526,4488 Ton, D = 40 cm, kapasitas dukung ijin tiang tunggal (Qa) = 343,977 Ton dan kapasitas dukung kelompok tiang (Qg)	Ukuran pondasi dengan diameter 40 cm yang memenuhi kriteria ekonomis, yaitu daya dukung yang kuat dan membutuhkan jumlah yang sedikit	Metode dinamis lebih besar dari metode statis dari analisis didapat hasil metode statis Luciano Dacourt = 132,985 ton,	

Lanjutan Tabel 2. 1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Sekarang

Penelitian Terdahulu					Penelitian yang akan dilakukan
ASPEK	Karisma (2012)	Arifta (2016)	Setiyono (2012)	Ismail (2014)	Muhammad Fahri Dirgananta
Hasil	179.24 ton dan 254.34 ton	= 683,826 Ton. Diameter tiang 30cm (Qa) = 275,452 Ton (Qg) = 547,598 Ton. Diameter tiang 20cm, (Qa) = 227,292 Ton dan (Qg) = 679,148 Ton		Mayerhoff = 142,942 ton. Sedangkan metode dinamis dari persamaan Hiley didapat daya dukung tiang minimal 271,323 ton.	

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

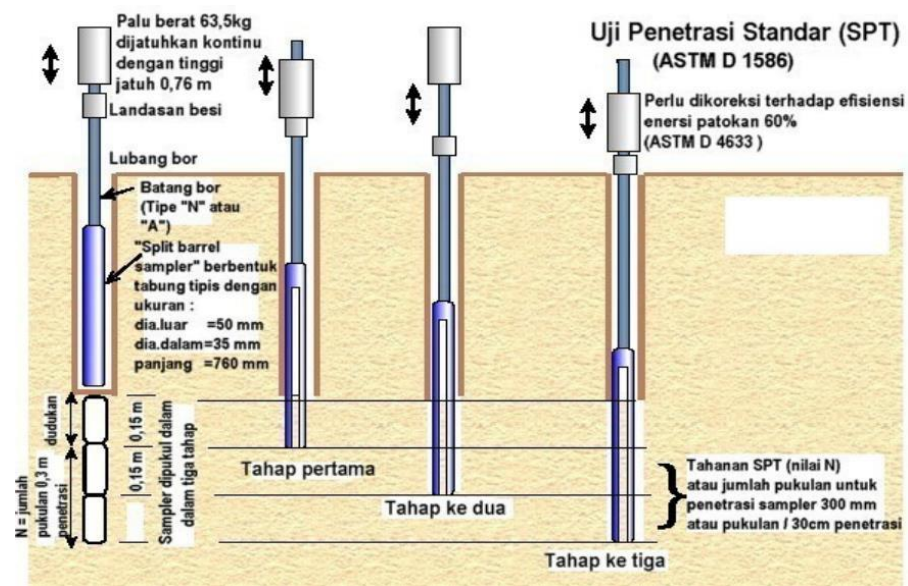
Tanah dari pandangan ilmu Teknik Sipil merupakan himpunan mineral, bahan organik dan endapan-endapan yang relative lepas (*loose*) yang terletak di atas batu dasar (*bedrock*) (Hardiyatmo, 1992). Tanah didefinisikan secara umum adalah kumpulan dari bagian-bagian yang padat dan tidak terikat antara satu dengan yang lain rongga-rongga diantara material tersebut berisi udara dan air (Verhoef,1994). Ikatan antara butiran yang relatif lemah dapat disebabkan oleh karbonat, zat organik, atau oksida-oksida yang mengendap-ngendap diantara partikel-partikel. Ruang diantara partikel-partikel dapat berisi air, udara, ataupun yang lainnya (Hardiyatmo, 1992).

Tanah merupakan peranan penting dalam suatu pekerjaan konstruksi. Semua bangunan umunya dibuat di atas dan di bawah permukaan tanah, maka dari itu diperlukan perencanaan pondasi yang mampu menyalurkan beban dari bangunan atas ke tanah. Untuk menentukan dan mengklasifikasikan tanah diperlukan suatu pengamatan lapangan, jika mengandalkan pengamatan di lapangan, maka kesalahan-kesalahan yang disebabkan oleh perbedaan pengamatan perorangan akan menjadi sangat besar. Untuk memperoleh hasil klasifikasi yang objektif, biasanya tanah itu dibagi dalam tanah berbutir kasar dan berbutir halus berdasarkan suatu analisis mekanis. Selanjutnya tahap klasifikasi tanah berbutir halus diadakan berdasarkan percobaan konsistensi (Sosrodarsono dan Nakazawa, 1990).

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan suatu upaya untuk memperoleh informasi bawah tanah yang digunakan untuk perencanaan pondasi bangunan sipil. Penyelidikan tersebut harus mencapai kedalaman dimana tanah memberikan daya dukungnya terhadap struktur yang akan dibangun. Penyelidikan tanah mencakup

antara lain, pengeboran tanah, pengambilan contoh tanah, pengujian lapangan, dan pengujian laboratorium. Dari hasil penyelidikan tanah ini akan dipilih alternatif atau jenis, kedalaman serta dimensi pondasi yang paling ekonomis tetapi masih aman digunakan. Contoh penyelidikan tanah di lapangan dapat dilihat pada Gambar 3.1.



Gambar 3.1 Skema Uji Standart Penetration Test

3.3 Pondasi Tiang Pancang

Setiap pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Jenis pondasi yang sesuai dengan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah adalah fondasi tiang. (Dr. Ir. Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1990).

Pondasi tiang pancang adalah bagian dari struktur yang digunakan untuk menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah penunjang yang terletak pada kedalaman tertentu. Tiang pancang bentuknya panjang dan langsing yang menyalurkan beban ke tanah yang lebih dalam. Bahan utama dari tiang adalah kayu, baja, dan beton. Tiang pancang yang terbuat dari bahan ini adalah

dipukul, dibor atau didongkrak ke dalam tanah dan dihubungkan dengan *Pile cap* (*poer*). Karakteristik penyebaran beban tiang pancang diklasifikasikan berbeda-beda tergantung dari tipe tanah.

Tiang pancang umumnya digunakan untuk beberapa maksud antara lain sebagai berikut :

1. meneruskan beban bangunan di atasnya ke tanah pendukung yang kuat,
2. meneruskan beban struktur atas ke tanah yang relatif kuat untuk sampai kedalaman tertentu sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan sisi tiang dengan tanah disekitarnya,
3. menahan bangunan yang dipengaruhi oleh gaya angkat ke atas yang diakibatkan tekanan hidrostatik atau momen penggulingan,
4. untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring,
5. untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah, dan
6. untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

Metode yang digunakan dalam pemancangan tiang pancang adalah sebagai berikut ini.

1. pemancangan dilakukan dengan cara memukul secara bertahap pada pucuk tiang pancang dengan menggunakan sebuah martil tiang pancang. Cara ini menimbulkan suara yang bising dan getaran setempat yang mungkin tidak diperbolehkan oleh peraturan setempat atau badan-badan yang memelihara lingkungan serta dapat merusak hak milik orang yang dekat dengan tempat pemancangan,
2. pemancangan menggunakan alat penggetar yang ditempelkan di puncak tiang pancang. Metode ini dipakai dalam endapan-endapan yang kohesinya kecil,
3. pemancangan dengan cara mendongkrak tiang pancang. Cara ini dipakai untuk bagian-bagian kaku yang pendek, dan

4. pemancangan dengan cara mengebor sebuah lubang yang diberi *casing* dari pipa baja terlebih dahulu, setelah itu lubang hasil bor tersebut diisi dengan beton hingga mengeras, sehingga menghasilkan tiang pancang.

Penggunaan pondasi tiang pancang tentunya memiliki beberapa keuntungan dan kerugian, adapun keuntungan dari penggunaan pondasi tiang pancang sebagai berikut :

1. tiang dibuat di pabrik dan dilakukan pemeriksaan kualitas yang ketat, sehingga mendapatkan hasil yang dapat diandalkan,
2. pelaksanaan pemancangan relatif cepat, terutama untuk tiang baja. Walaupun lapisan antara tanah cukup keras, lapisan tersebut masih dapat ditembus sehingga pemancangan ke lapisan tanah keras masih dapat dilakukan,
3. memiliki persediaan yang cukup banyak di pabrik,
4. untuk pekerjaan pemancangan yang kecil, biayanya tetap rendah,
5. daya dukungnya dapat diperkirakan berdasar rumus tiang pancang sehingga pekerjaan konstruksinya mudah diawasi, dan
6. cara pemasangan dinilai cocok untuk mempertahankan daya dukung beban vertikal.

Adapun kerugian dari penggunaan pondasi tiang pancang sebagai berikut :

1. menimbulkan masalah di daerah berpendudukan padat, karena pemasangannya menimbulkan getaran dan kegaduhan,
2. untuk tiang yang panjang, diperlukan persiapan penyambungan dengan menggunakan pengelasan (untuk tiang pancang beton yang bagian atas atau bawahnya berkepala baja). Bila pekerjaan penyambungan tidak baik, akibatnya sangat merugikan,
3. pekerjaan pemancangan harus berhati—hati karena dapat merusak kepala tiang, apabila kepala tiang rusak maka tidak bisa digunakan sebagai pondasi, dan
4. memerlukan mesin pemancang yang besar, karena tiang pancang beton memiliki dimensi yang besar dan sangat berat.

3.4 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Pancang

Dalam menentukan kapasitas dukung tiang diperlukan klasifikasi tiang untuk mendukung beban yang bekerja. Menurut Terzaghi, klasifikasi tiang didasarkan pada pondasi tiang sebagai berikut :

1. tiang gesek (*friction pile*), bila tiang pancang pada tanah berbutir. Akibat pemancangan tiang, tanah disekitar tiang menjadi padat. Porositas dan kompresibilitas tanah akibat getaran pada waktu tiang dipancang menjadi berkurang dan angka gesekan antara butir-butir tanah dan permukaan tiang pada arah lateral menjadi bertambah,
2. tiang lekat, bila tiang dipancang pada tanah lunak atau tanah mempunyai kohesi yang tinggi,
3. tiang mendukung dibagian ujung tiang, bila tiang dipancang dengan ujung tiang mencapai tanah keras sehingga seluruh beban yang dipikul oleh tiang diteruskan ke tanah keras melalui ujung tiang,
4. tiang tekan, bila tiang telah menumpu pada tanah keras dan mendapatkan tekanan vertikal dari beban mati maupun beban hidup, dan
5. tiang tarik, bila tiang pancang pada tanah berbutir mendapat gaya yang bekerja dari lendutan momen yang mengakibatkan tiang mengalami gaya tarik.

Pada kenyataannya di lapangan, tanah sangat heterogen dan pada umumnya merupakan kombinasi dari kelima hal tersebut di atas. Pada umumnya metode yang diigunakan dibedakan dalam dua kategori yaitu untuk tiang tunggal dan kelompok tiang.

3.4.1 Kapasitas Daya Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data *Uji Cone Penetration Test* dan *Standard Penetration Test*

3.4.1.1 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhof Data *Uji Cone Penetration Test*

Meyerhoff telah menghasilkan persamaan untuk menghitung daya dukung tiang pancang berdasarkan data hasil pengujian sondir atau CPT dan juga data

SPT. Sehingga daya dukung ultimit pondasi tiang berdasarkan data CPT dinyatakan dalam Persamaan 3.1 dan Gambar 3.2 berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s = (q_c \times A_p) + (JHL \times K) \quad (3.1)$$

keterangan :

Q_u : Kapasitas daya dukung ultimit

Q_p : Kapasitas dukung pada ujung tiang

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang

q_c : Tahanan ujung sondir.

A_p : Luas penampang tiang.

JHL : Jumlah hambatan lekat

K : Keliling tiang.

Daya dukung ijin pondasi dinyatakan dalam persamaan 3.2 berikut.

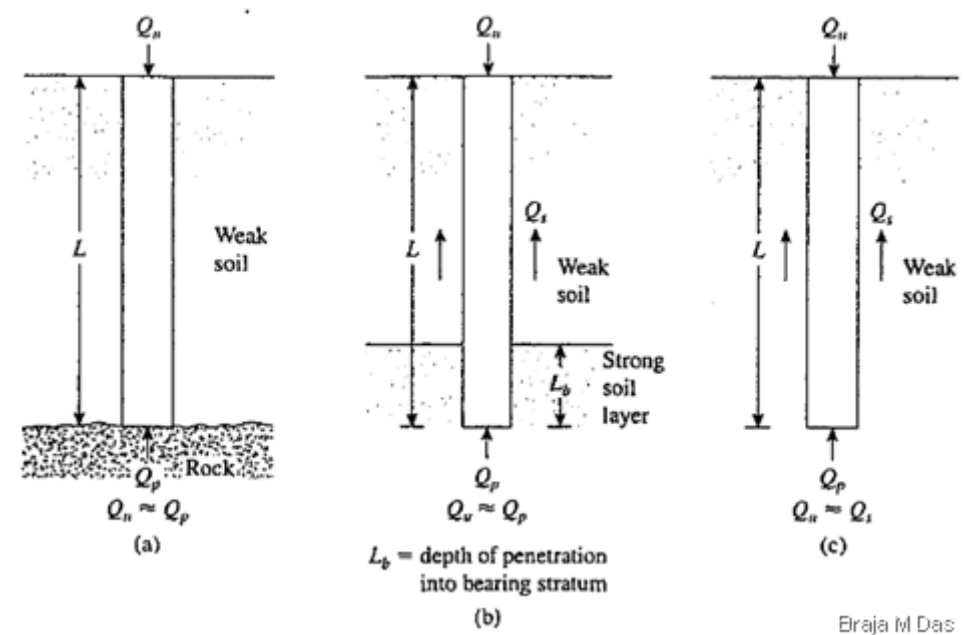
$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF} - W_p \quad (3.2)$$

keterangan :

Q_u : Kapasitas daya dukung tiang tunggal.

SF : *safety factor*

W_p : Berat tiang



Gambar 3.2 Daya Dukung Ultimit Pondasi

3.4.1.2 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Meyerhoff Data Uji *Standard Penetration Test*

Perhitungan kapasitas daya dukung dari data SPT memakai Metode Meyerhoff terbagi menjadi dua yaitu persamaan untuk tanah kohesif dan persamaan untuk tanah non-kohesif, oleh karena itu perlu pengecekan terhadap kohesifitas tanah sebelum dilakukan perhitungan. Pengelompokan tanah berdasarkan sifat lekatannya adalah sebagai berikut :

1. tanah kohesif adalah tanah yang mempunyai sifat lekatan antara butir-butirnya. (misalnya tanah lempungan = mengandung lempung cukup banyak), dan
2. tanah non kohesif adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir-butirnya. (hampir tidak mengandung lempung misalnya pasir).

Maka, persamaan Meyerhoff untuk tanah non kohesif dapat dilihat pada Persamaan 3.3.

$$Q_p = 40 \times N_b \times A_p \quad (3.3)$$

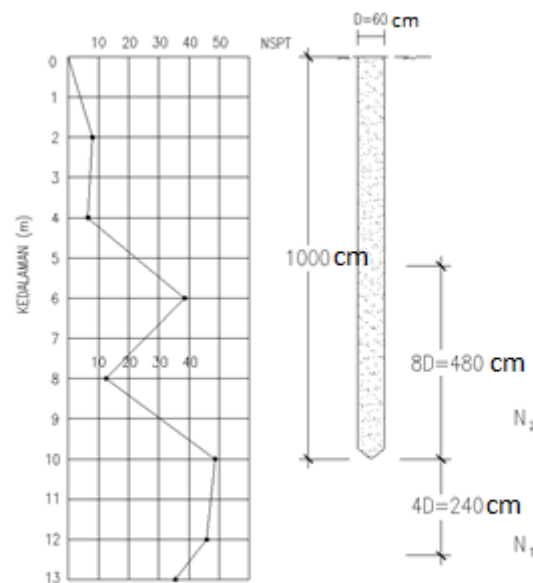
keterangan :

N_b : Nilai SPT rata-rata pada elevasi tiang pancang

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

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

A_p : Luas penampang tiang (m)



Gambar 3.3 Nilai N-SPT yang Digunakan untuk Desain Tahanan Ujung

Meyerhoff menganjurkan nilai untuk koefisien perlawanan gesek tiang pada tanah lempung kepasiran adalah 0,2 dapat dilihat pada Persamaan 3.4 berikut.

$$Q_s = 0,2 \text{ N-SPT} \cdot A_s \quad (3.4)$$

keterangan :

N-SPT : Nilai rata-rata SPT sepanjang tiang

A_s : Luas selimut tiang

Daya dukung pondasi pada tanah kohesif diperoleh dari Persamaan 3.5 berikut ini.

$$Q_p = 9 \times C_u \times A_b \quad (3.5)$$

keterangan :

Q_p : Kapasitas tahanan di ujung tiang

A_b : Luas penampang tiang (m^2)

C_u : Kohesi *undrained*

3.4.1.3 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Aoki & De Alencar

Diantara perbedaan pengujian dilapangan, pengujian sondir atau *cone penetration test* (CPT) seringkali dipertimbangkan berperan dari geoteknik. Pengujian sondir sangat cepat, sederhana, ekonomis dan dapat dipercaya di lapangan dengan pengukuran terus-menerus dari permukaan tanah-tanah dasar. Pengujian sondir dapat mengklasifikasi lapisan tanah dan dapat memperkirakan kekuatan serta karakteristik dari tanah. Di dalam perencanaan pondasi tiang pancang, data tanah geser sangat diperlukan dalam merencanakan kapasitas daya dukung dari tiang pancang sebelum pembangunan dimulai, untuk menentukan kapasitas ultimit dari tiang pancang. Kapasitas daya dukung ultimit dengan metode Aoki & De Alencar di tentukan dalam Persamaan (3.6) sebagai berikut.

$$Q_u = Q_p + Q_s = q_b \cdot A_p + f \cdot A_s \quad (3.6)$$

keterangan :

Q_u : Kapasitas dukung ultimit

Q_p : Kapasitas tahanan ujung tiang.

Q_s : Kapasitas tahanan kulit.

q_b : Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas.

A_p : Luas ujung tiang.

f : Satuan tahanan kulit persatuan luas.

A_s : Luas kulit tiang pancang

Aoki & De Alencar mengusulkan agar memperkirakan kapasitas dukung ultimit dari data sondir. Kapasitas dukung ujung persatuan luas (q_b) diperoleh dari Persamaan 3.7 berikut.

$$q_b = \frac{q_{ca} (base)}{F_b} \quad (3.7)$$

keterangan :

q_b : Kapasitas dukung ujung tiang persatuan luas

$q_{ca} = (base)$ = perlawanan konus rata-rata 1,5 D di atas ujung tiang, 1,5 D di bawah ujung tiang

F_b : faktor empirik tahanan tiang tergantung pada tipe tiang.

Tahanan kulit persatuan luas diprediksi dalam Persamaan 3.8.

$$f = q_c (side) \frac{a_s}{F_s} \quad (3.8)$$

keterangan :

f : satuan tahanan kulit persatuan luas

a_s : nilai faktor empirik tipe tanah

$q_c (side)$: perlawanan konus rata-rata pada masing-masing lapisan sepanjang tiang

F_s : faktor empirik tahanan kulit yang tergantung pada tipe tiang

Titi & Farsakh mengusulkan untuk nilai faktor empirik F_b dan F_s dapat dilihat pada Tabel 3.1 sedangkan nilai faktor empirik untuk tipe tanah yang berbeda dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.1 Faktor Empirik Fb dan Fs

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

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

Tabel 3.2 Faktor Empirik untuk Tipe Tanah yang Berbeda

Tipe Tanah	as (%)
Pasir	1,4
Lanau	3,0
lempung	1,4

(Sumber : Titi & Farsakh, 1999)

3.4.1.4 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Metode Luciano Decourt

Salah satu metode yang dapat berlaku umum untuk jenis tanah apapun adalah Luciano Decourt (1982). Metode ini merupakan penyempurnaan dari metode sebelumnya yaitu Meyerhoff, dimana metode Luciano Decourt mempunyai nilai yang lebih akurat. Besarnya daya dukung tiang ultimit (Q_u) dapat ditinjau dari Persamaan 3.9.

Pada metode Luciano Decourt (Ismail 2014) dibutuhkan nilai koefisien yang tergantung dari jenis tanah yang akan dipakai, nilai koefisien tersebut dapat dilihat seperti pada Tabel 3.3.

$$Q_u = (A_p) \times N_p \times K) + (A_s \times (\frac{N_s}{3} + 1)) \quad (3.9)$$

keterangan :

Q_u : Daya dukung ultimit tiang,

A_p : Luas penampang ujung tiang

- N_p : Nilai rata-rata dari SPT mulai 4D di bawah ujung tiang hingga 4D di atas ujung tiang
- K : koefisien yang tergantung dari jenis tanah
- A_s : Luas selimut tiang
- N_s : Nilai SPT rata-rata pada lapisan tanah sepanjang tiang yang ditinjau

Tabel 3.3 Nilai Koefisien Tergantung dari Jenis Tanah (Decourt.L, 1987)

Jenis Tanah	K (t/m ²)
Lempung	12
Lanau berlempung	20
Lanau berpasir	25
Pasir	40

(sumber : Ismail 2014)

Dalam perhitungan kapasitas dukung pondasi eksisting digunakan metode Reece and Wright. Digunakan persamaan 3.10

$$Q_u = Q_p + Q_s = A_p \cdot N_c \cdot C_u + P \cdot \sum \alpha C_u \Delta h \quad (3.10)$$

keterangan :

Q_u : Kapasitas dukung ultimit tiang

Q_p : Kapasitas dukung ujung tiang

Q_s : Kapasitas dukung selimut tiang

Kapasitas dukung ujung tiang bor pada tanah lempung didapat menggunakan persamaan 3.11

$$Q_p = A_p \cdot 9 \cdot C_u \quad (3.11)$$

keterangan :

A_p : luas penampang ujung tiang bor

C_u : kohesi tak terdrainase

Kapasitas dukung selimut tiang bor dapat ditentukan dengan persamaan

(3.12)

$$Q_s = P \cdot \sum \alpha C_u \Delta h \quad (3.12)$$

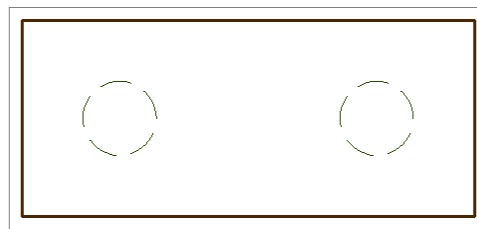
keterangan :

P : Keliling pondasi

α : Faktor adhesi

3.4.2 Kapasitas Daya Dukung Kelompok Tiang

Pada umumnya pondais tiang pancang dipasang secara berkelompok. Disebut berkelompok karena tiang pancang tersebut dipasang relatif berdekatan dan biasanya diikat menjadi satu bagian dengan menggunakan *pile cap*. Untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, ada beberapa hal yang harus diperhatikan terlebih dahulu, yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak tiang, susunan tiang dan efisiensi kelompok tiang. Kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.4 Kelompok Tiang

1. Jumlah tiang

Untuk menentukan jumlah tiang yang akan didasarkan beban yang bekerja pada pondasi dan kapasitas dukung ijin tiang, maka rumus yang digunakan dapat dilihat pada Persamaan 3.11

$$n = \frac{P}{Q_{ijin}} \quad (3.11)$$

keterangan :

P : Beban yang bekerja

Q_{ijin} : Kapasitas dukung ijin tunggal

2. Jarak tiang

Jarak antar tiang berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L. diisyaratkan dengan persamaan 3.12 dan persamaan 3.13 (Gultom, 2010).

$$S \geq 2,5D \quad (3.12)$$

$$S \leq 3D \quad (3.13)$$

dengan :

S = Jarak pusat ke pusat tiang.

D = Diameter tiang.

Biasanya jarak antara 2 tiang dalam kelompok diisyaratkan minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m. Ketentuan ini berdasarkan pada pertimbangan-pertimbangan sebagai berikut.

1. Bila $S < 2,5 D$

- kemungkinan tanah di sekitar kelompok tiang akan naik terlalu berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan.
- terangkatnya tiang-tiang di sekitarnya yang telah dipancang lebih dahulu.

2. Bila $S > 3 D$

Apabila $S > 3 D$ maka tidak ekonomis, karena akan memperbesar ukuran/dimensi dari *pile cap*.

3. Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah pasir

Kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperlihatkan faktor efisiensi tiang dinyatakan dengan rumus pada persamaan (3.14)

$$Q_g = n \times Q_{ijin} \times E_g \quad (3.14)$$

keterangan :

Q_g : beban maksimum kelompok tiang

n : jumlah tiang dalam kelompok

Q_{ijin} : kapasitas dukung ijin
 E_g : efisiensi kelompok tiang

4. Efisiensi kelompok tiang

Salah satu persamaan yang disarankan oleh Converse-Labarre Formula seperti pada Persamaan 3.15 berikut. (Arifta 2012)

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \quad (3.15)$$

keterangan :

E_g : efisiensi kelompok tiang
 m : jumlah baris tiang
 n' : jumlah tiang dalam satu baris
 θ : arc tg d/s, dalam derajat
 s : jarak antar tiang
 d : diameter tiang

Nilai efisiensi kelompok tiang 1,0 atau lebih dapat diperoleh dengan jarak antar tiang 3D - 4D (Paulus, 2016).

3.5 Penurunan Pondasi Tiang Pancang

Pada waktu pondasi tiang dibebani, tiang akan mengalami pemendekan dan tanah disekitarnya akan mengalami penurunan (Hardiyatmo, 2015). Perhitungan penurunan pondasi dilakukan untuk pencegahan terhadap penurunan pondasi berlebihan sehingga terjadi kegagalan struktur bangunan.

3.5.1 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Penurunan yang terjadi pada tiang sangat sangat dipengaruhi oleh mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal dapat

diselesaikan dengan menggunakan metode empiris yang diihitung dengan menggunakan Persamaan 3.16 berikut ini.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (3.16)$$

dengan :

S = penurunan total di kepala tiang (m)

D = diameter tiang

Q = beban yang bekerja (kN)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

L = panjang tiang (m)

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

3.5.2 Perkiraan Penurunan Pondasi Tiang Kelompok

Pada kondisi tertentu, kapasitas dukung ijin tiang lebih didasarkan pada persyaratan penurunan. Penurunan tiang terutama bergantung pada nilai banding tahanan ujung dengan beban tiang. Jika beban yang didukung per tiang lebih kecil atau sama dengan tahanan ujung tiang, penurunan yang terjadi akan sangat kecil. Sebaliknya, bila beban per tiang sangat melebihi tahanan ujung tiang, maka penurunan yang terjadi akan besar.

Pada tiang yang dipancang dalam lapisan pendukung yang relatif keras dan tidak mudah mampat, penurunan yang terjadi adalah akibat pemendekan badan tiang sendiri ditambah penurunan tanah yang berada di bawah dasar tiang. Pada keadaan ini, penurunan kelompok tiang akan kurang lebih sama dengan penurunan tiang tunggal. Penurunan kelompok tiang terdiri atas 2, antara lain :

1. Penurunan seketika

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi masa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah berbutir halus yang tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera setelah terjadi

penerapan beban. Penurunan segera dapat dihitung dengan Persamaan 3.17 berikut.

$$S = \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \quad (3.17)$$

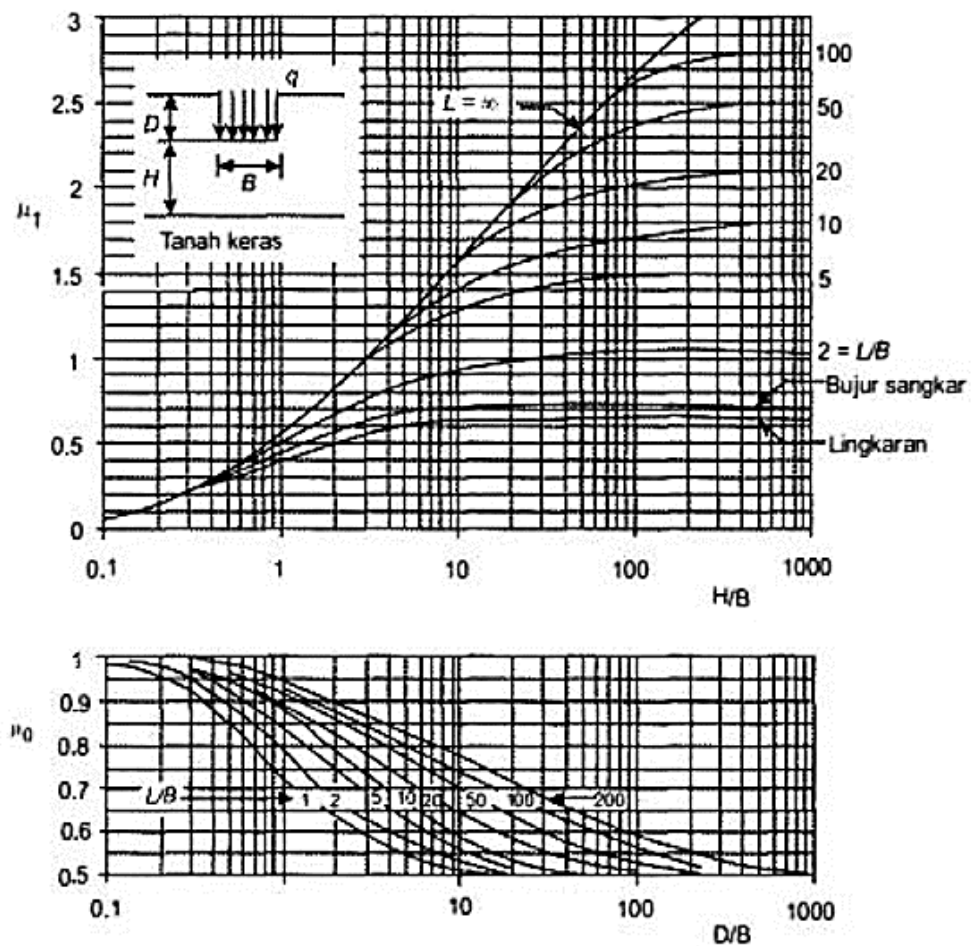
dengan :

μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 3.5)

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi (Gambar 3.5)

q = tekanan netto pondasi ($\frac{P}{A}$)

E_s = Modulus elastis tanah (Tabel 3.4)



Gambar 3.5 Grafik Faktor Terkoreksi
(Sumber : Janbu, dkk (1956) dalam Hardiyatmo (1994))

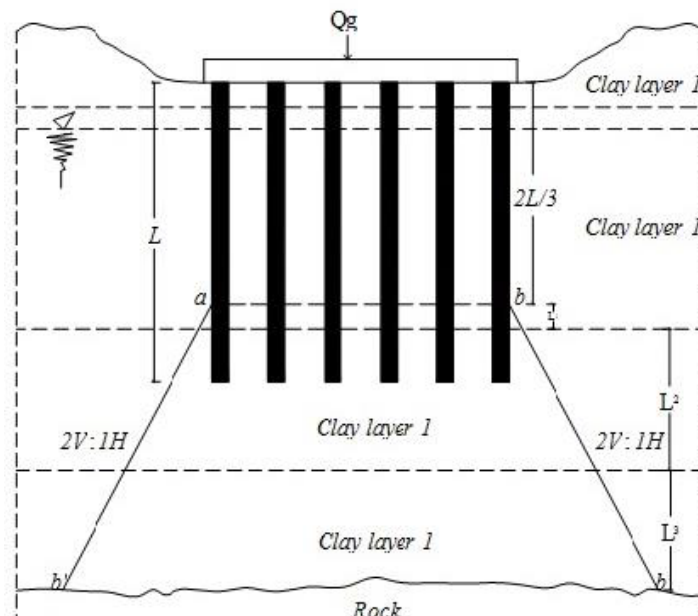
Tabel 3.4 Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah

JENIS TANAH	E (kg/cm ²)
LEMPUNG	
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40
Sedang	45 – 90
Berpasir	300 – 425
PASIR	
Berlanau	50 – 200
Tidak Padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
PASIR DAN KERIKIL	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400
LANAU	20 – 200
LOSES	150 – 600
CADAS	1400 – 14000

(Sumber : Bowles, 1997)

2. Penurunan Jangka Panjang

Penurunan jangka panjang terjadi secara berangsur – angsur dapat dilihat pada Gambar 3.6 berikut ini.

**Gambar 3.6 Penurunan tiang dengan metode penyebaran 2:1**

(Sumber : Tomlinson, 1986)

Penurunan kelompok tiang menggunakan prosedur sebagai berikut :

1. tentukan beban kerja,
2. beban kerja di atas dialihkan pada kedalaman $2/3 D$. Di bawah pile cap. Penurunan tanah di atas kedalaman tersebut amat kecil dan dapat diabaikan,
3. beban kerja disebarkan ke bawah pondasi tiang dengan perkiraan pola penyebaran vertikal : horizontal = 2: 1, dan
4. tanah dibagi atas lapis – lapis dengan masing-masing lapis ditentukan parameter kompresibelnya, tegangan efektif awal (P_o') dan besarnya beban luar (ΔP). Kemudian settlement tiap lapis dijumlahkan.

Perhitungan penurunan pada masing-masing lapis dihitung menggunakan Persamaan 3.18 berikut ini.

$$S_{pg} = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1 + e_o} \cdot \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \quad (3.18)$$

dengan :

- S_{pg} = penurunan kelompok tiang (m)
- C_c = indeks kompresi (lihat Tabel 3.4)
- ΔH = tebal lapisan (m)
- e_o = angka pori (lihat tabel 3.5)
- P_o' = tegangan efektif tanah (kN/m^2)
- ΔP = tegangan efektif tanah pada lapisan ke-1 (kN/m^2)

Tabel 3.5 Nilai Indeks Kompresi (C_c)

Jenis Tanah	Nilai C_c
Gambut	1,00 – 4,50
Lembut plastis	0,15 – 1,00
Lempung kaku	0,06 – 0,15
Lempung setengah kaku	0,03 – 0,06
Pasir lepas	0,025 – 0,05
Pasir padat	0,005 – 0,01

Sumber : Soedarmo dan Purnomo (1993)

Tabel 3.6 Nilai Angka Pori (e)

Jenis Tanah	Angka Pori
Pasir seragam tidak padat	0,85
Pasir seragam padat	0,51
Pasir berbutir campuran tidak padat	0,67
Pasir berbutir campuran padat	0,43
Lempung lunak sedikit organik	1,90
Lempung lunak sangat organik	3,00

Sumber : Hardiyatmo (2010)

3.6 Analisis Distribusi Beban Gempa

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang dan perhitungan pembebanan analisis struktur atas yang meliputi beban mati, beban hidup, dan beban gempa dilakukan dengan menggunakan *SAP2000*. Sedangkan peraturan menggunakan SNI-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung.

3.7 *SAP2000*

SAP2000 adalah program analisis struktur yang berdasarkan elemen hingga yang dapat menyelesaikan problem yang dapat dimodelkan dengan elemen hingga. Problem yang dapat diselesaikan dalam bidang ketekniksipilan berupa

analisis strukur truss 2D & 3D, grid, frame 2D & 3D. untuk bidang geoteknik dengan kemampuan pemodelan material (*linear elastic constitutive equation*) sederhana, dapat menyelesaikan distribusi tegangan dalam timbunan, distribusi tegangan didekat galian tanah, pemodelan tiang pancang, turap dan lain-lain. *Output* yang dihasilkan dapat ditampilkan sesuai dengan kebutuhan baik berupa model struktur, grafik, maupun spreadsheet. Semuanya dapat disesuaikan dengan kebutuhan untuk penyusunan laporan analisis dan desain.

Langkah-langkah pemodelan dan analisis struktur dengan memakai *SAP2000* sebagai berikut (Aripta 2012).

1. Pendefinisian geometri struktur dan jenis tumpuan

Gambar struktur yang dikendaki dengan sistem template atau grid system dalam proses ini turut ditentukan kondisi batas (*boundary condition*) dari struktur yakni kondisi tumpuan, melalui menu restrain.

2. Penentuang material

Jika struktur telah tergambar, lakukan definisi material dengan membuat nama-nama material yang dikehendaki. Penamaan material hendaknya ikut mencantumkan keterangan tentang karakteristik material, misalnya kuat tekan beton, mutu baja, dan karakteristik lain yang dapat membedakan dengan material lain yang didefinisikan.

3. Penentuan tampang

Setelah tahap kedua selesai, maka dilanjutkan dengan penentuan tampang. Apakah tampang dari *frame* kita IWF, persegi, pipa, dan lain-lain. Dalam penentuan tampang akan dilakukan pemberian material apa yang digunakan dalam tampang tersebut. Dalam tahap ini tampang-tampang yang telah terdefinisi harus ditetapkan untuk tiap batang yang sudah digambar.

4. Pemberian nama beban dan kombinasi beban

Beban-beban yang diterima struktur dapat dibagi menjadi berbagai macam yang bekerja, misalnya beban mati, beban hidup, beban angin, dan beban gempa. Beban yang bekerja dalam struktur dapat bekerja bersamaan dengan proporsi tertentu menurut faktor beban yang ada. Sehingga kombinasi beban yang terjadi

juga harus diperhitungkan. Kombinasi yang terjadi nantinya dipilih sesuai dengan kriteria.

5. Kombinasi geometri struktur dan tumpuan

Menggambar *frame* yang menghubungkan antar *modal* yang membentuk portal struktur yang direncanakan.

6. Pemberian beban kepada struktur

Pemberian beban dilakukan setelah pemberian nama pada beban.

7. Analisa struktur

Proses *run* dilakukan setelah model struktur telah siap untuk diketahui gaya-gaya dalamnya.

BAB IV METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian adalah suatu cara untuk memecahkan masalah ataupun cara mengembangkan ilmu pengetahuan dengan menggunakan metode ilmiah. Secara lebih luas lagi dijelaskan bahwa metode penelitian adalah cara-cara ilmiah untuk mendapatkan data yang valid, dengan tujuan dapat ditemukan, dikembangkan dan dibuktikan, suatu pengetahuan tertentu sehingga pada gilirannya dapat digunakan untuk memahami, memecahkan, dan mengantisipasi masalah.

4.2 Studi Pustaka

Studi pustaka adalah segala usaha yang dilakukan oleh peneliti untuk menghimpun informasi yang relevan dengan topik atau masalah yang akan atau sedang diteliti. Informasi itu dapat diperoleh dari buku-buku ilmiah, laporan penelitian, karangan-karangan ilmiah, tesis dan disertasi, peraturan-peraturan, ketetapan-ketetapan, buku tahunan, ensiklopedia, dan sumber-sumber tertulis baik tercetak maupun elektronik lain. Studi kepustakaan merupakan suatu kegiatan yang tidak dapat dipisahkan dari suatu penelitian.

4.3 Pengumpulan Data

Dalam penelitian ini, data yang diperoleh dari proyek gedung RSA UII. Adapun data yang dipakai sebagai sarana untuk mencapai maksud dan tujuan penelitian adalah sebagai berikut:

1. gambar teknis gedung RSA UII,
2. data beban pada Gedung RSA Universitas Islam Indonesia,
3. data hasil penyelidikan tanah dengan metode sondir, dan
4. data hasil penyelidikan tanah dengan metode *standard penetration test*.

Pada proyek pembangunan gedung RSA UII, penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan yaitu CPT dan SPT.

4.4 Analisis Pembebanan

Analisis pembebanan digunakan untuk mengetahui seberapa besar beban yang akan diterima oleh pondasi. Penulis melakukan analisis pembebanan menggunakan aplikasi *SAP2000*. Aplikasi ini dilakukan untuk memasukan data struktur gedung yang meliputi data kolom, balok, dan pelat, serta beban yang bekerja yaitu beban mati, beban hidup, dan beban gempa. Dari data tersebut kemudian diperoleh gaya-gaya yang bekerja pada kolom, meliputi gaya aksial, geser, dan momen yang akan digunakan untuk analisis selanjutnya.

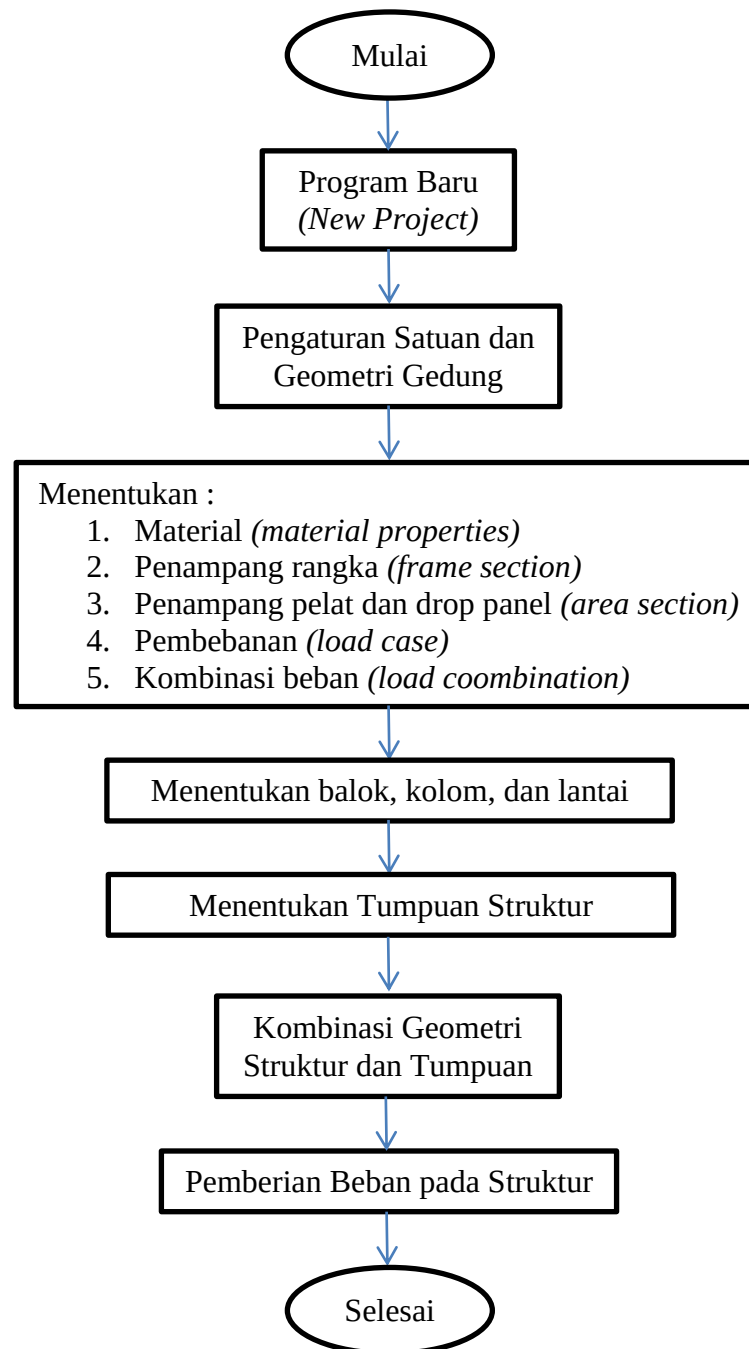
4.5 Analisis Pondasi Tiang Pancang

Hasil dari program *SAP2000* digunakan untuk analisis pondasi tiang pancang. analisis dilakukan dengan metode Aoki & De Alencar, Meyerhoff, dan Luciano Decourt, meliputi :

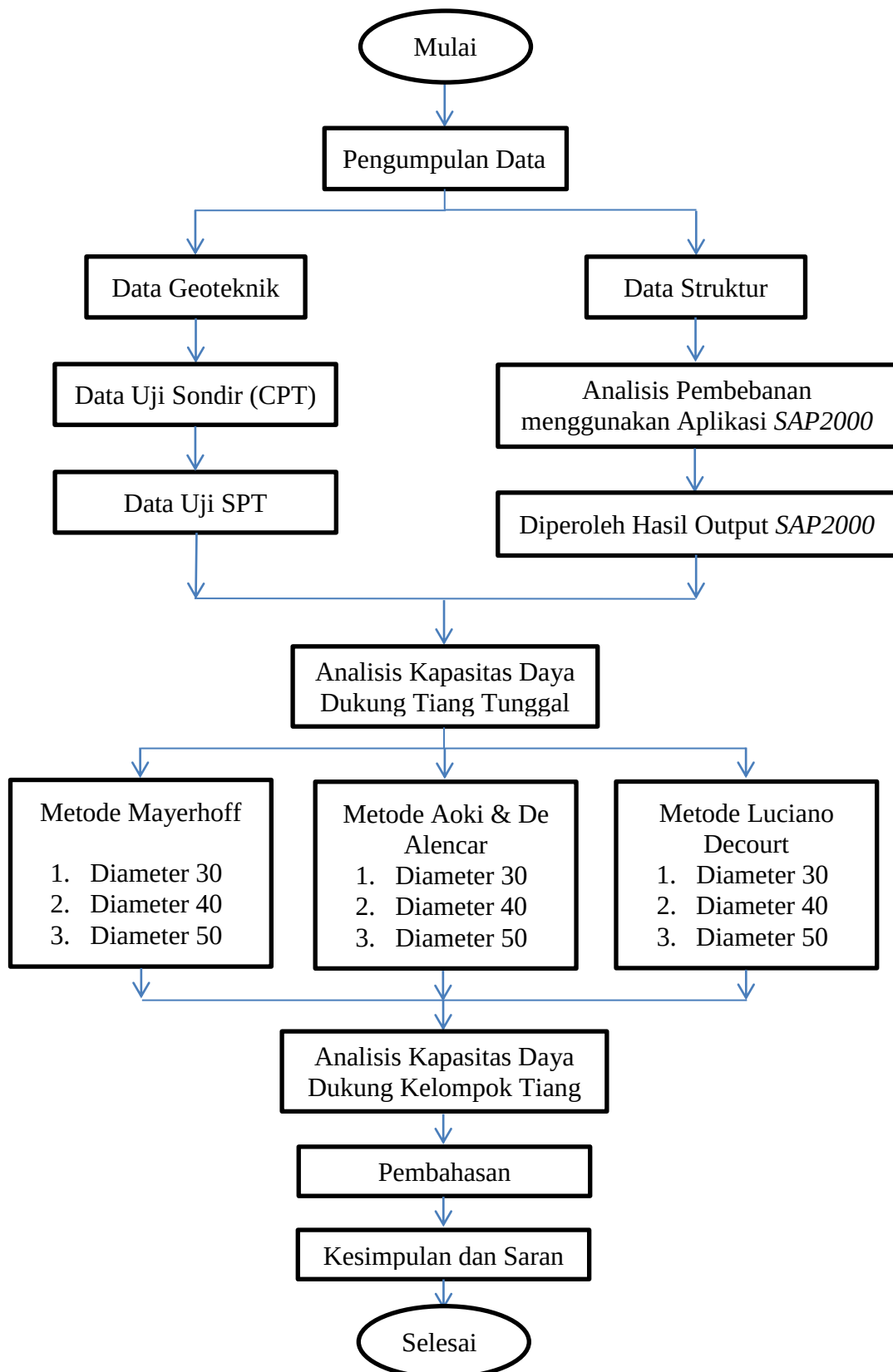
1. analisis kapasitas dukung tiang tunggal,
2. analisis kapasitas dukung tiang kelompok, dan
3. penurunan pondasi tiang pancang.

4.6 Bagan Alir

Merupakan sebuah diagram dengan simbol-simbol grafis yang menyatakan aliran atau proses yang menampilkan langkah-langkah yang disimbolkan dalam bentuk kotak, beserta urutannya dengan menghubungkan masing masing langkah tersebut menggunakan tanda panah. Diagram ini bisa memberi solusi selangkah demi selangkah untuk penyelesaian masalah yang ada di dalam proses penelitian. Bagan alir perhitungan struktur degan *SAP2000* dapat dilihat pada gambar 4.1. dan bagan alir metode penelitian Tugas Akhir ini dapat dilihat pada gambar 4.2



Gambar 4.1 Bagan Alir Perhitungan Struktur dengan SAP2000



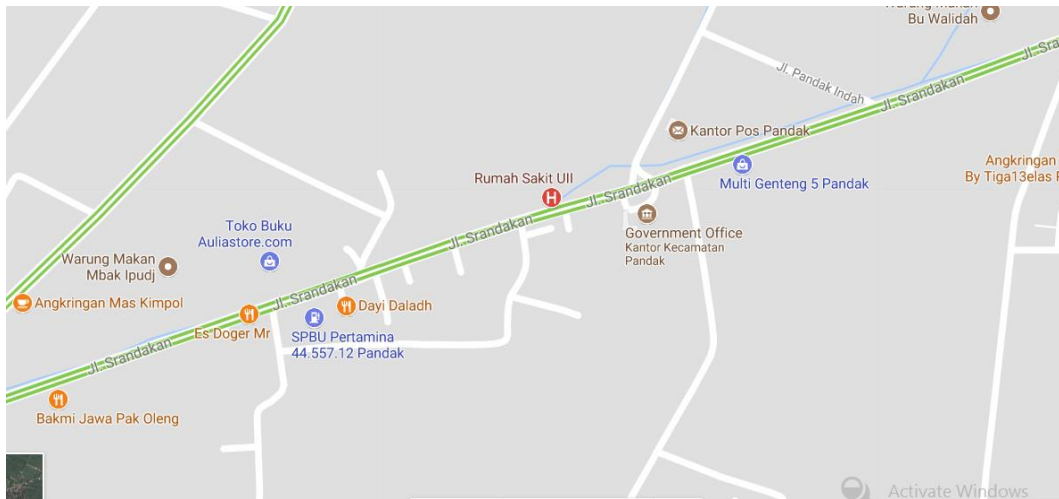
Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG

5.1 Data Gedung

Proyek pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia terletak di Jalan Srandakan, Pandak, Bantul, Yogyakarta. Gedung RSA Universitas Islam Indonesia ini direncanakan terdiri dari 7 lantai dengan menggunakan struktur beton bertulang. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Denah Lokasi Proyek Gedung RSA Universitas Islam Indonesia

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia adalah sebagai berikut:

- | | |
|-----------------------|--|
| 1. Nama Proyek | : pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia |
| 2. Pemilik proyek | : Yayasan Badan Wakaf UII |
| 3. Kontraktor | : Swakelola PYBW UII |
| 4. Perencana | : Swakelola PYBW UII |
| 5. Konsultan pengawas | : Swakelola PYBW UII |
| 6. Lokasi proyek | : Jl. Srandakan Km 5,5 Pandak, |

Bantul, Yogyakarta

- | | |
|--------------------------------|------------------------|
| 7. Konstruksi bagian atas | : Beton bertulang |
| 8. Kontruksi bagian bawah | : Bored Pile |
| 9. Biaya Proyek | : ± Rp 130.000.000.000 |
| 10. Rencana waktu penyelesaian | : 2 tahun |

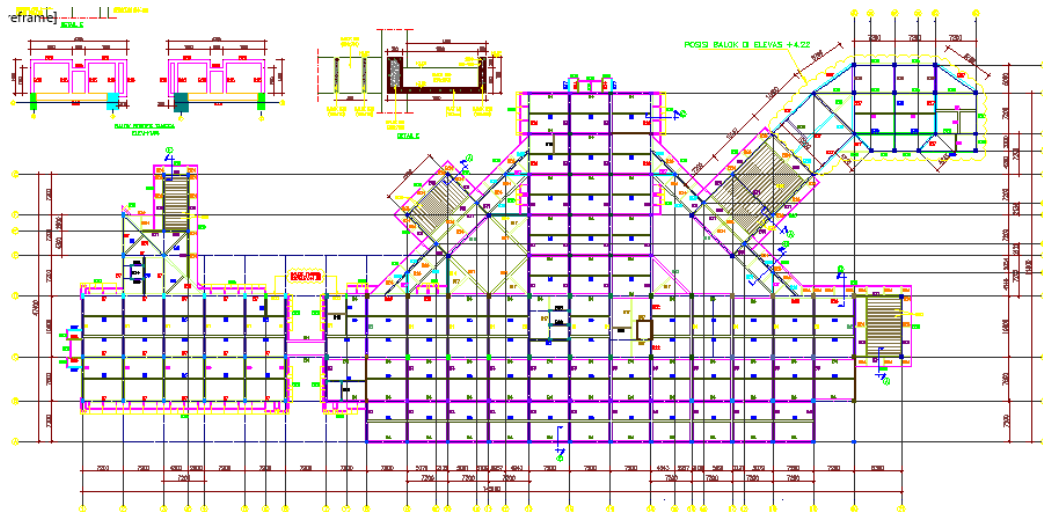
5.1.2 Spesifikasi Material

Material yang digunakan pada pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia, yakni sebagai berikut:

1. mutu beton ($f'c$) sebesar 30 Mpa, dan
2. mutu baja (f_y) sebesar 240 MPa

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi dapat dilihat pada Gambar 5.2



Gambar 5.2 Denah Lantai 1

5.1.4 Data Struktur

Stuktur utama gedung ini terdiri dari struktur atas berupa struktur beton bertulang dan struktur bawah berupa *bored pile*. Struktur bawah tersebut yang

akan penulis desain dengan pondasi tiang pancang yang kemudian akan dihitung kapasitas daya dukung pada pondasi tersebut.

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

1. Kolom

Dalam proyek pembangunan RSA Universitas Islam Indonesia direncanakan memakai kolom beton bertulang berbentuk persegi dengan mutu beton $f'_c = 30 \text{ Mpa}$.

2. Balok

Balok adalah salah satu bagian struktur bangunan yang digunakan sebagai dudukan lantai dan pengikat kolom lantai atas. Balok berfungsi sebagai rangka penguat horizontal bangunan akan beban-beban yang diterima. Pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia digunakan balok dengan mutu beton f'_c sebesar 30 Mpa.

3. Pelat

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

5.2 Pembebanan Struktur

Pembebanan struktur bagian atas yang meliputi beban mati, beban hidup, beban gempa, yang kemudian dianalisis menggunakan program *SAP2000*.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

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

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

3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembedaan untuk Rumah dan Gedung.

5.2.2 Kombinasi Pembebanan

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

1. Combo 1 = $1,4D$
2. Combo 2 = $1,2D + 1,6L$
3. Combo 3 = $1,356D + 1L + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
4. Combo 4 = $1,284D + 1L - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
5. Combo 5 = $1,116D + 1L + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
6. Combo 6 = $1,044D + 1L - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
7. Combo 7 = $1,356D + 1L + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
8. Combo 8 = $1,284D + 1L + 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
9. Combo 9 = $1,116D + 1L - 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
10. Combo 10 = $1,044 + 1L - 1,3Q_{ex} - 0,39Q_{ey}$
11. Combo 11 = $0,744D + 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
12. Combo 12 = $0,816D - 0,39Q_{ex} + 1,3Q_{ey}$
13. Combo 13 = $0,984D + 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
14. Combo 14 = $1,056D - 0,39Q_{ex} - 1,3Q_{ey}$
15. Combo 15 = $0,744D + 1,3Q_{ex} + 0,39Q_{ey}$
16. Combo 16 = $0,816D + 1,3Q_{ey} - 0,39Q_{ey}$
17. Combo 17 = $0,984D - 1,3Q_{ey} + 0,39Q_{ey}$
18. Combo 18 = $1,056D - 1,3Q_{ey} - 0,39Q_{ey}$

keterangan :

D : Beban mati

L : Beban hidup

Ex : Beban gempa arah x

Ey : Beban gempa arah y

5.2.3 Pembebanan

Dalam pembebanan gedung diperhitungkan beban mati, beban hidup, dan beban gempa sebagai berikut :

1. Beban Mati

Guna menentukan beban pada gedung, maka perlu diketahui fungsi gedung

tersebut. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut :

a. Lantai

Analisis beban mati pada lantai dapat dilihat pada Tabel 5.1

Tabel 5.1 Analisis Beban Mati pada Lantai

Komponen	H (m)	Bj (kN/m)	Hasil (h) x (Bj)	Satuan
Pasir	0,05	18	0,9	(kN/m)
Plafond		0,2	0,2	(kN/m)
Spesi		0,21	0,21	(kN/m)
Lantai		0,24	0,24	(kN/m)
Beban tambahan		18	18	(kN/m)
Qd lantai			1,73	(kN/m)

b. Dinding bata

Dinding $\frac{1}{2}$ batu = 2,5 kN/m²

2. Beban hidup

Beban hidup yang bekerja disesuaikan dengan fungsi ruangan. Untuk rumah sakit QL = 300 kg/m². Untuk ruang pertemuan QL = 450 kg/ m²

3. Beban gempa

Pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia terletak pada provinsi Daerah Istimewa Yogyakarta yang difungsikan sebagai rumah sakit dan tipe tanah termasuk tipe tanah lunak.

a. Waktu Getar Struktur (T)

Berdasarkan SNI-03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, waktu getar struktur pada rangka beton adalah sebagai berikut :

$$T = 0,06 \times H^{3/4}$$

$$T = 0,06 \times 24^{3/4}$$

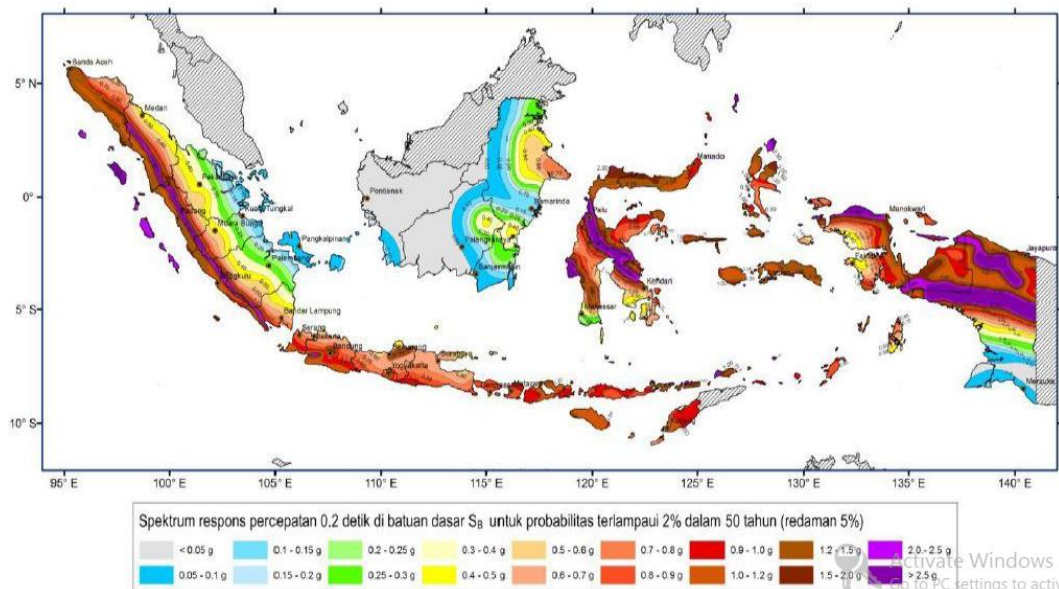
$$= 0,650 \text{ dt}$$

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

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung bagian 4.1.2, kategori risiko struktur bangunan untuk gedung rumah sakit dan fasilitas kesehatan lainnya yang memiliki fasilitas bedah dan unit gawat darurat berada pada kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa (I) sebesar 1,5.

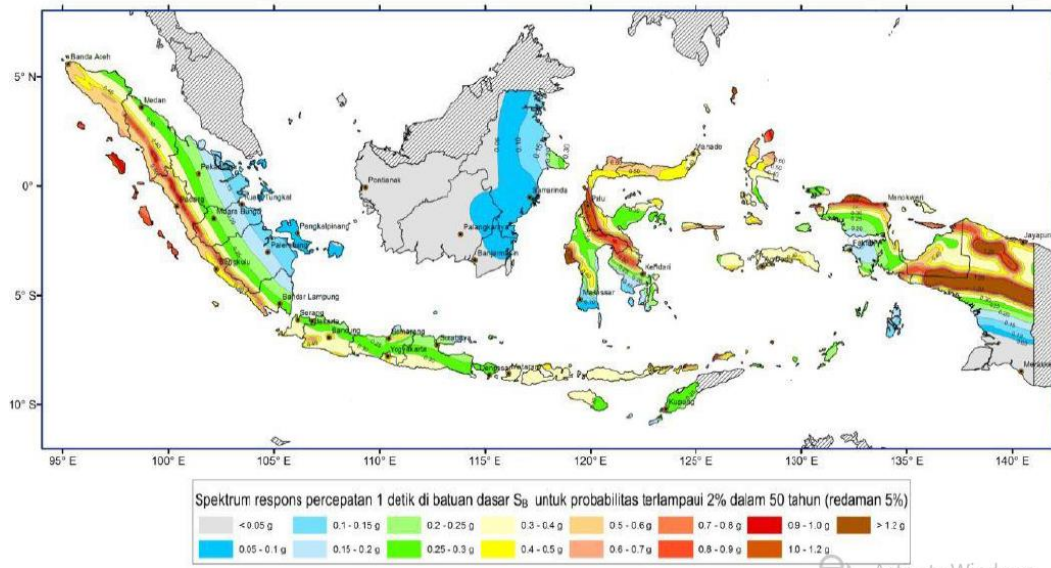
c. Nilai Respon Spektrum Gempa.

Berdasarkan SNI 03-1726-2012 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, agar diperoleh nilai spectrum respons gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, meliputi percepatan batuan dasar pada periode pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada periode 1 detik (S_1) yang dapat dilihat pada Gambar 5.3 dan Gambar 5.4



Gambar 5.3 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (S_s)

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



Gambar 5.4 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Periode Pendek (S_1)

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

Untuk data F_a , F_v , S_s , dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2012 dalam pasal berikut :

1. koefisien situs untuk periode pendek pada peroida 0.2 detik (F_a) dapat dilihat pada pasal 6.2,
2. koefisien situs untuk periode panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2,
3. parameter percepatan respon sprectal MCE dari peta gempa pada periode pendek, redaman 5 persen (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.1, dan
4. parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada periode 1 detik, redaman 5 persen (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.1.

Berdasarkan uraian pasal-pasal di atas diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.2 hingga Tabel 5.4

Tabel 5.2 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	1
F_a	0,9
S_{Ms}	0,9
S_1	0,4
F_v	2,4
S_{M1}	0,96

Tabel 5.3 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{ds}	0,6
S_{d1}	0,64

Tabel 5.4 Faktor Koreksi Kerentanan

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
C_{rs}	1
C_{r1}	1
S_{Dsr}	0,6
S_{D1r}	0,64

d. Beban Geser Nominal

Berdasarkan SNI 03-1726-2012, tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Rumah dan Gedung, beban geser nominal adalah berikut ini.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W_t \\
 &= 0,10531 \times 15606,1 \\
 &= 1643,5 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

e. Distribusi Gaya Geser Horizontal

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gempa yang bekerja pada masing-masing massa atau tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari persamaan 5.1 berikut :

$$F_i = \frac{W_i \times h_i^k}{\sum W_i \times h_i^k} \times V$$

Dengan :

F_i = Gaya horizontal tingkat ke-i

W_i = Berat lantai ke-i

H_i = Tinggi lantai ke-i

V = Gaya geser

K = eksponen yang terkait dengan periode struktur sebagai berikut :

untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ dt, $k = 1$

untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ dt, $k = 2$

untuk struktur dengan nilai $0,5 < T < 2,5$ dt, k ditentukan dengan interpolasi.

Distribusi gaya geser horizontal gempa ekuivalen statik tiap lantai dapat dilihat pada Table 5.5

Tabel 5.5 Gaya Horizontal Gempa Ekuivalen Statik

Lantai	Tinggi (H) (m)	Berat (W_i) (ton)	H^k	$W_i \times H^k$	$\frac{W_i \times H^k}{\sum w_i \times H^k}$	$F_i = \left(\frac{W_i \times H^k}{\sum w_i \times H^k} \right) \times V$
Atap	24	1261,16	66,3003	83615,1	0,20877	343,1148434
5	20	1807,35	52,1215	94201,7	0,2352	386,5571305
4	16	1848,05	38,8259	71752,3	0,17915	294,4356557
3	12	2533,57	26,5604	67292,6	0,16802	276,135253

Lanjutan Tabel 5.5 Gaya Horizontal Gempa Ekvivalen Statik

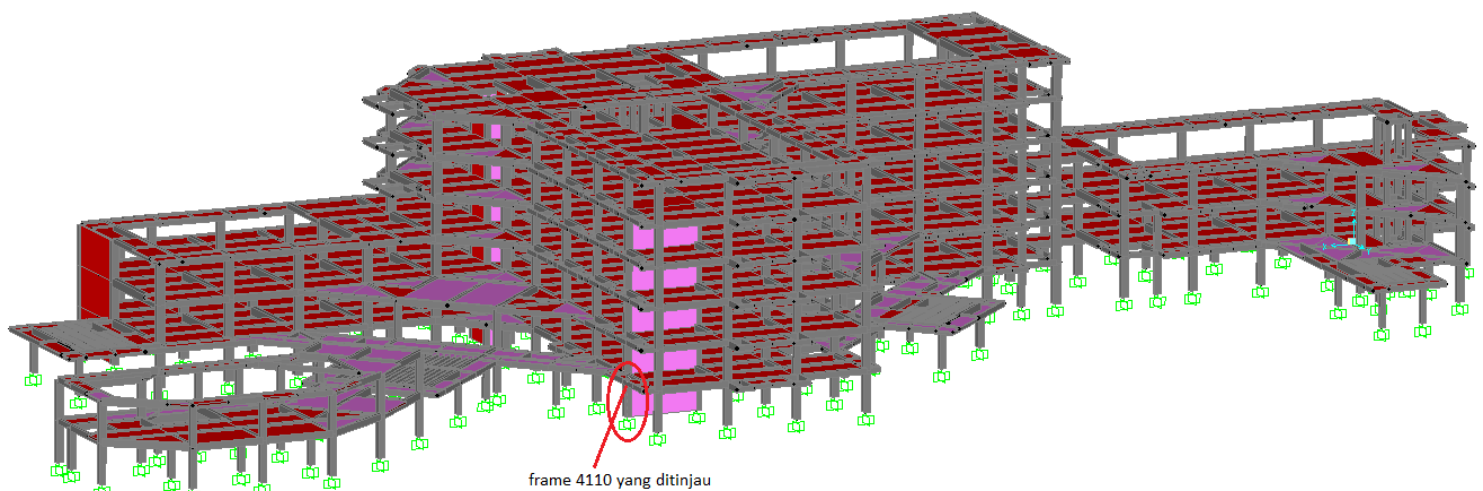
2	8	3521,49	15,554	54773,1	0,13676	224,7615873
1	4	4634,45	6,23104	28877,4	0,0721	118,4986109
Σ		15606,1		400512	1	1643,503081

5.3 INPUT DAN OUTPUT PROGRAM SAP2000

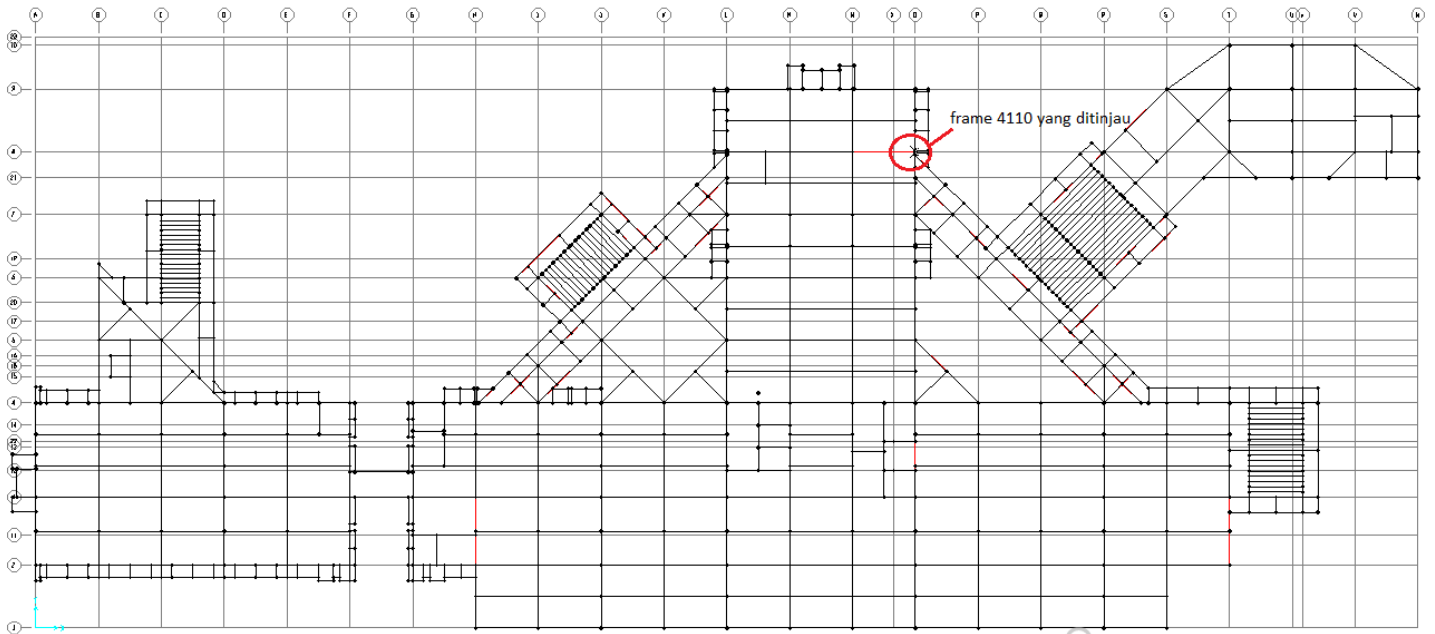
Penggunaan program *SAP2000* dalam analisis perhitungan gedung bertingkat secara 3 dimensi terlebih dahulu harus dihitung beban tetap dan beban gempa. Prosedur *input* data program *SAP2000* adalah sebagai berikut:

1. pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint*, dan, *constraint*,
2. pengidentifikasian karakteristik material dan *frame section*,
3. pengidentifikasian beban (*load*), yaitu beban mati (*Wd*), beban hidup (*Wl*), dan beban gempa (*E*) serta kombinasinya (*combo*), dan
4. menjalankan program analisis.

Untuk pemodelan struktur bangunan secara 3 dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.5 dan 5.6



Gambar 5.5 Portal 3D Arah X



Gambar 5.6 Portal 3D Arah Y

Analisis struktur dilakukan dengan program *SAP2000* dengan asumsi perletakan jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dari lantai 1-5 dalam analisis ini didapatkan beban mati untuk lantai 1-5 sebesar 14344,90 Ton/m² dan untuk pelat atap sebesar 1261,15 Ton/m². Untuk beban hidup tiap lantai sebesar 0,3 Ton/m² dan beban hidup atap sebesar 0,1 Ton/m².

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

Dari hasil *output SAP2000* didapat gaya-gaya dalam akibat kombinasi beban 2 yaitu :

P (beban aksial)	= -730,553Ton
H (gaya geser)	= 6,2487 Ton
M (momen)	= 21.8489 Ton

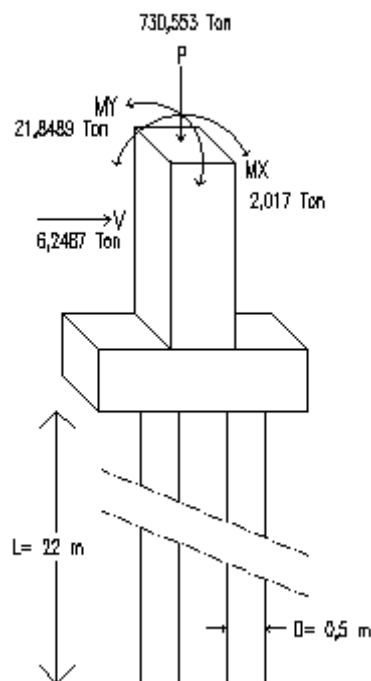
Gaya-gaya maksimum pada kolom dasar yang dipakai sebagai beban rencana pada analisis pondasi tiang pancang. Untuk lebih jelasnya hasil-hasil (*output*) dari perhitungan program *SAP2000* dapat dilihat pada Lampiran 2.

5.4 DATA KARAKTERISTIK TANAH

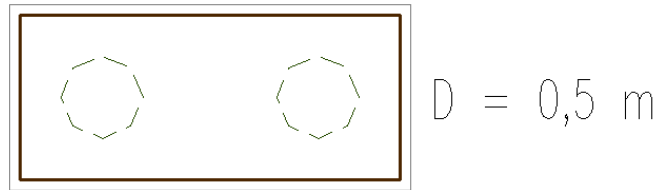
Telah dilakukan serangkaian penyelidikan tanah pada pembangunan gedung RSA Universitas Islam Indonesia. Adapun hasil penyelidikan tanah dengan metode sondir dan *Standard Penetration Test* dapat dilihat pada Lampiran 1.

5.5 DESAIN PONDASI TIANG PANCANG

Dalam melakukan analisis pondasi tiang pancang digunakan beban aksial, geser, momen x, dan momen y hasil *SAP2000* masing-masing sebesar 730,553 Ton, 6,2487 Ton, 2,017 Ton, dan 21,8489 Ton terdapat pada *frame* 4110 dikarenakan memiliki beban aksial terbesar. Desain pondasi tiang pancang dapat dilihat pada Gambar 5.7 dan Gambar 5.8



Gambar 5.7 Sket Pondasi Tiang Pancang



Gambar 5.8 Tampak Atas Sket Pondasi Tiang Pancang

5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal

5.5.1.1 Metode Meyerhoff dengan Data Sondir

1. Tiang Pancang Diameter 0,3 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 235 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 23053,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \cdot A_p \\ &= 23053,5 \cdot 0,071 \\ &= 1630,212 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned} JHL &= 892 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 87505,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (Lihat Lampiran 1 L-1.19)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} K &= \pi \cdot D \\ &= \pi \cdot 0,3 \\ &= 0,943 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= JHL \cdot K \\ &= 87505,2 \cdot 0,943 \\ &= 841,029 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 1630,212 + 841,029$$

$$= 2471,240 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\ &= \left(\frac{2471,240}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\ &= 820,013 \text{ kN} \\ &= 82,001 \text{ Ton} \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\ &= \frac{730,553}{82,001} \\ &= 8,909 = 9 \text{ buah} \end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\ &= 1 - \text{arc tg.} \left(\frac{0,3}{0,75} \right) \frac{(3-1).3 + (3-1).3}{90.3.3} \\ &= 0,994 \end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\ &= 9 \cdot 82,001 \cdot 0,994 \\ &= 733,351 \text{ Ton} \end{aligned}$$

2. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 235 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 23053,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\ &= 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = q_c \cdot A_p$$

$$= 23053,5 \cdot 0,126$$

$$= 2898,154 \text{ kN}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$JHL = 892 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 87505,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (Lihat Lampira 1 L-1.19)}$$

$$K = \pi \cdot D$$

$$= \pi \cdot 0,4$$

$$= 1,257 \text{ m}$$

$$Q_s = JHL \cdot K$$

$$= 87505,2 \cdot 1,257$$

$$= 1121,371 \text{ kN}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 2898,154 + 1121,371$$

$$= 4019,526 \text{ kN}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$= \left(\frac{4019,526}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2,4 \cdot 22$$

$$= 1333,204 \text{ kN}$$

$$= 133,320 \text{ Ton}$$

e. Jumlah Tiang

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

$$= \frac{730,553}{133,320}$$

$$= 5,480 = 6 \text{ buah}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

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

$$= 1 - \text{arc tg.} \left(\frac{0,4}{1} \right) \frac{(3-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 3}{90 \cdot 2 \cdot 3}$$

$$= 0,995$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\
 &= 6 \cdot 133,320 \cdot 0,995 \\
 &= 795,977 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

3. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 q_c &= 235 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 23053,5 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= q_c \cdot A_p \\
 &= 23053,5 \cdot 0,196 \\
 &= 4528,366 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 JHL &= 892 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 87505,2 \text{ kN/m}^2 \text{ (Lihat Lampiran 1 L-1.19)}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 K &= \pi \cdot D \\
 &= \pi \cdot 0,5 \\
 &= 1,571 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= JHL \cdot K \\
 &= 87505,2 \cdot 1,571 \\
 &= 1401,714 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 4528,366 + 1401,714 \\
 &= 5930,080 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$\begin{aligned}
&= \left(\frac{5930,080}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
&= 1966,322 \text{ kN} \\
&= 196,632 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
&= \frac{730,553}{196,632} \\
&= 3,715 = 4 \text{ buah}
\end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
&= 1 - \text{arc tg.} \left(\frac{0,5}{1,25} \right) \frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \\
&= 0,996
\end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

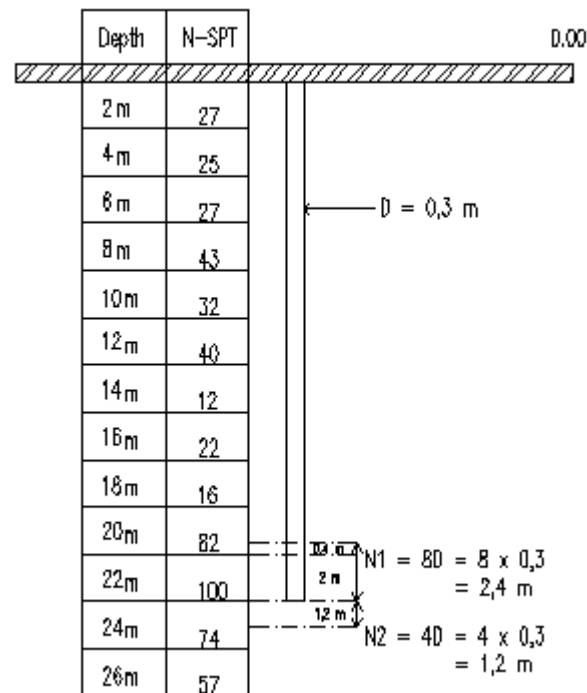
$$\begin{aligned}
Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\
&= 4 \cdot 196,632 \cdot 0,996 \\
&= 783,203 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

5.5.1.2 Metode Mayerhoff Dengan Data SPT BM 1

1. Tiang Pancang Diameter 0,3 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak N1 dan N2 pada tiang dengan diameter 0,3 m dapat dilihat pada Gambar 5.13



Gambar 5.9 Letak N1 dan N2 pada Tiang dengan Diameter 0,3 m

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0.3^2$$

$$= 0.071 \text{ m}^2$$

$$8D = 8 \cdot 0.3$$

$$= 2.4 \text{ m}$$

$$4D = 4 \cdot 0.3$$

$$= 1.2 \text{ m}$$

$$N_b = \left(\frac{(0.4 \cdot 82) + (2 \cdot 100) + (1.2 \cdot 74)}{3.6} \right)$$

$$= 89.333$$

$$Q_p = 40 \cdot N_b \cdot A_p$$

$$= 40 \cdot 89.333 \cdot 0.071$$

$$= 252.685 \text{ Ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = 0.2 \cdot N\text{-SPT} \cdot A_s$$

$$= 0.2 \cdot 38.727 \cdot (\pi \cdot D \cdot L)$$

$$= 0.2 \cdot 38.727 \cdot (\pi \cdot 0.3 \cdot 22)$$

$$= 160.662 \text{ Ton}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 252,685 + 160,662 \\
 &= 413,347 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \left(\frac{413,347}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
 &= 134,049 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{730,553}{134,049} \\
 &= 5,450 = 6 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \cdot \left(\frac{0,3}{0,75} \right) \frac{(3-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 3}{90 \cdot 2 \cdot 3} \\
 &= 0,995
 \end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\
 &= 6 \cdot 134,049 \cdot 0,995 \\
 &= 800,325 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

2. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\
 &= 0,126 \text{ m}^2 \\
 8D &= 8 \cdot 0,4 \\
 &= 3,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$4D = 4,0,4$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$N_b = \left(\frac{(1,2,82) + (2,100) + (1,6,74)}{4,8} \right)$$

$$= 86,833$$

$$Q_p = 40 \cdot N_b \cdot A_p$$

$$= 40 \cdot 86,833 \cdot 0,126$$

$$= 436,648 \text{ Ton}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = 0,2 \cdot N \cdot SPT \cdot A_s$$

$$= 0,2 \cdot 38,727 \cdot (\pi \cdot D \cdot L)$$

$$= 0,2 \cdot 38,727 \cdot (\pi \cdot 0,422)$$

$$= 214,216 \text{ Ton}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

$$= 436,648 + 214,216$$

$$= 650,863 \text{ Ton}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$= \left(\frac{650,863}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2,4 \cdot 22$$

$$= 210,317 \text{ Ton}$$

e. Jumlah Tiang

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

$$= \frac{730,553}{210,327}$$

$$= 3,474 = 4 \text{ buah}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

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

$$= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 2}$$

$$= 0,996$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\
 &= 4 \cdot 210,327.0,996 \\
 &= 837,710 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

3. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2 \\
 8D &= 8 \cdot 0,5 \\
 &= 4 \text{ m} \\
 4D &= 4 \cdot 0,5 \\
 &= 2 \text{ m} \\
 N_b &= \left(\frac{(2.82) + (2.100) + (2.74)}{6} \right) \\
 &= 85,333 \\
 Q_p &= 40 \cdot N_b \cdot A_p \\
 &= 40 \cdot 85,333 \cdot 0,196 \\
 &= 670,476 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_s &= 0,2 \cdot N \cdot \text{SPT} \cdot A_s \\
 &= 0,2 \cdot 38,727 \cdot (\pi \cdot D \cdot L) \\
 &= 0,2 \cdot 38,727 \cdot (\pi \cdot 0,5 \cdot 22) \\
 &= 267,770 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 670,476 + 267,770 \\
 &= 938,246 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

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

$$= \frac{938,246}{3} - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 2,4 \cdot 22$$

$$= 302,377 \text{ Ton}$$

e. Jumlah Tiang

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

$$= \frac{730,553}{302,377}$$

$$= 2,416 = 3 \text{ buah}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

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

$$= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 2}$$

$$= 0,996$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g$$

$$= 3 \cdot 302,377 \cdot 0,996$$

$$= 903,296 \text{ Ton}$$

5.5.1.3 Metode Aoki dan De Alencar

1. Tiang Pancang Diameter 0,3 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

Letak P1 dan P2 pada tiang dengan diameter 0,3 m metode Aoki dan De Alencar dapat dilihat pada Gambar 5.14, sedangkan untuk data sondir dapat dilihat pada Lampiran 2.

$$\begin{aligned}
 &= 171 \text{ kg/cm}^2 \\
 q_b &= \frac{q_{ca}}{F_b} \\
 &= \frac{171}{1,75} \\
 &= 97,714 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 9585,771 \text{ kN/m}^2 \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2 \\
 Q_p &= q_b \cdot A_p \\
 &= 9585,771 \cdot 0,071 \\
 &= 677,851 \text{ kN} \\
 &= 67,785 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut

$$\begin{aligned}
 F_s &= 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang pancang)} \\
 \alpha_s &= 3 \% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)} \\
 q_c &= (5+8+20+18+20+50+40+40+80+55+30+40+45+65+90+55 \\
 &\quad +70+70+80+50+50+50+50+70+100+65+60+70+50+90+ \\
 &\quad 120+185+150+170+180+70+60+60+70+90+100+90+90+50+ \\
 &\quad 70+110+90+55+70+70+95+75+70+75+80+85+130+115+110 \\
 &\quad +120+100+150+170+150+150+185+200+235) / 68 \\
 &\quad \text{(Lihat lampiran 1 L-1.10)} \\
 &= 85,75 \text{ kg/cm}^2 \\
 f &= q_c \text{ (side)} \frac{\alpha_s}{F_s} \\
 &= 85,75 \frac{0,03}{3,5} \\
 &= 0,735 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 72,104 \text{ kN/m}^2 \\
 A_s &= \pi \cdot D \cdot \Delta L \\
 &= \pi \cdot 0,3 \cdot 13 \\
 &= 12,257 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f \cdot A_s \\
 &= 72,104 \cdot 12,257 \\
 &= 883,783 \text{ kN} \\
 &= 88,378 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 67,785 + 88,378 \\
 &= 156,163 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \left(\frac{156,163}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
 &= 51,681 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{730,553}{51,681} \\
 &= 14,136 \text{ buah} \\
 &= 15 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \frac{(5-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 5}{90 \cdot 3 \cdot 5} \\
 &= 0,994
 \end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} \\
 &= 0,994 \cdot 15 \cdot 51,681 \\
 &= 770,409 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

2. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$F_b = 1,75 \text{ (faktor empirik tahanan ujung tiang pancang)}$$

$$P1 = 1,5.D$$

$$= 0,6$$

$$= 13 - 0,6 = 12,4 \text{ m}$$

$$P2 = 1,5.D$$

$$= 0,6$$

$$= 13 + 0,6 = 13,6 \text{ m}$$

$$q_{ca} = \text{(diambil rata-rata perlawanan konus sepanjang P1 dan P2)}$$

$$= \frac{150+170+150+150+185+200+235}{7}$$

$$= 177,143 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca}}{F_b}$$

$$= \frac{177,143}{1,75}$$

$$= 101,224 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 9930,122 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

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

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

$$= 9930,122 \cdot 0,126$$

$$= 1248,358 \text{ kN}$$

$$= 124,836 \text{ Ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung Selimut

$$F_s = 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang pancang)}$$

$$\alpha_s = 3 \% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)}$$

$$q_c = 85,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_c \text{ (side)} \frac{\alpha_s}{F_s}$$

$$= 85,75 \frac{0,03}{3,5}$$

$$= 0,735 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 72,104 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \cdot \Delta L \\
 &= \pi \cdot 0,4 \cdot 13 \\
 &= 16,343 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f \cdot A_s \\
 &= 72,104 \cdot 16,343 \\
 &= 1178,377 \text{ kN} \\
 &= 117,838 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 124,836 + 117,838 \\
 &= 242,674 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \left(\frac{242,674}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
 &= 80,227 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{730,553}{80,227} \\
 &= 9,106 \text{ buah} \\
 &= 10 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

a. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \frac{(5-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 5}{90 \cdot 2 \cdot 5} \\
 &= 0,995
 \end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} \\
 &= 0,995 \cdot 10 \cdot 80,227 \\
 &= 797,865 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$F_b = 1,75 \text{ (faktor empirik tahanan ujung tiang pancang)}$$

$$P1 = 1,5.D$$

$$= 0,75$$

$$= 13 - 0,75 = 12,25 \text{ m}$$

$$P2 = 1,5.D$$

$$= 0,75$$

$$= 13 + 0,75 = 13,75 \text{ m}$$

$$q_{ca} = \text{(diambil rata-rata perlawanan konus sepanjang P1 dan P2)}$$

$$= \frac{100+150+170+150+150+150+185+200+235}{8}$$

$$= 201,25 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_{ca}}{F_b}$$

$$= \frac{201,25}{1,75}$$

$$= 115 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 11281,5 \text{ kN/m}^2$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2$$

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

$$Q_p = q_b \cdot A_p$$

$$= 11281,5 \cdot 0,196$$

$$= 2216,009 \text{ kN}$$

$$= 221,601 \text{ Ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung Selimut

$$F_s = 3,5 \text{ (faktor empirik tahanan kulit tiang pancang)}$$

$$\alpha_s = 2,2 \% \text{ (faktor empirik tanah pasir berlumpur)}$$

$$q_c = 85,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$f = q_c \text{ (side)} \frac{\alpha_s}{F_s}$$

$$\begin{aligned}
 &= 85,75 \frac{0,022}{3,5} \\
 &= 0,539 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 52,876 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \cdot \Delta L \\
 &= \pi \cdot 0,5 \cdot 13 \\
 &= 21,371 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f \cdot A_s \\
 &= 52,876 \cdot 20,429 \\
 &= 1080,179 \text{ kN} \\
 &= 108,018 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_p + Q_s \\
 &= 221,601 + 108,018 \\
 &= 329,619 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \left(\frac{329,619}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
 &= 108,836 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{730,553}{108,836} \\
 &= 6,712 \text{ buah} \\
 &= 7 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{90 \cdot 3 \cdot 2} \\
 &= 0,995
 \end{aligned}$$

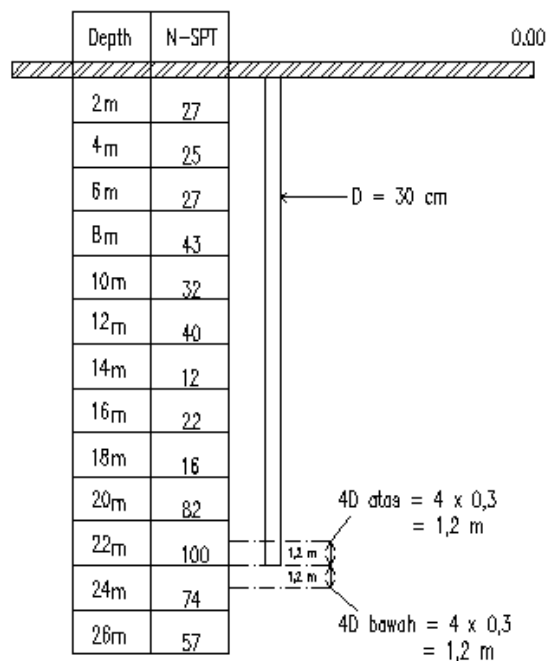
g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} \\
 &= 0,995 \cdot 7 \cdot 108,836 \\
 &= 758,093 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

5.5.1.4 Metode Luciano Decourt

1. Tiang Pancang D iameter 0,3 m

Letak 4D atas dan 4D bawah pada tiang dengan diameter 0,3 m metode Luciano Decourt dapat dilihat pada Gambar 5.15



Gambar 5.11 Letak 4D atas dan 4D bawah pada Tiang dengan Diameter 0,3 cm

$$\begin{aligned}
 \text{Atas} &= 4 \cdot D \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bawah} &= 4 \cdot D \\
 &= 1,2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_p &= \left(\frac{(1,2 \cdot 100) + (1,2 \cdot 74)}{2,4} \right) \\
 &= 87
 \end{aligned}$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (pasir berlanau)}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

$$= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2$$

$$= 0,071 \text{ m}^2$$

$$N_s = \left(\frac{27+25+27+43+32+40+12+22+16+82+100}{11} \right)$$

$$= 38,727$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot L$$

$$= \pi \cdot 0,3 \cdot 22$$

$$= 20,743 \text{ m}^2$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times (N_s/3 + 1))$$

$$= (0,071 \cdot 87 \cdot 25) + (20,743 \cdot (\frac{38,727}{3} + 1))$$

$$= 442,318 \text{ Ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung ijin Tiang

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

$$= (\frac{442,318}{3}) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2,4 \cdot 22$$

$$= 143,706 \text{ Ton/m}^2$$

c. Jumlah Tiang

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

$$= \frac{730,553}{143,706}$$

$$= 5,084 = 6 \text{ buah}$$

d. Efisiensi Kelompok Tiang

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

$$= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1) \cdot 3 + (3-1) \cdot 2}{90 \cdot 3 \cdot 2}$$

$$= 0,995$$

e. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_{ijin}$$

$$= 0,995 \cdot 6 \cdot 143,706$$

$$= 857,980 \text{ Ton/m}^2$$

2. Tiang Pancang Diameter 0,4 m

$$\text{Atas} = 4.D$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$\text{Bawah} = 4.D$$

$$= 1,6 \text{ m}$$

$$N_p = \left(\frac{(1,6 \cdot 100) + (1,6 \cdot 74)}{3,2} \right)$$

$$= 87$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (pasir berlanau)}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2$$

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

$$= 0,126 \text{ m}^2$$

$$N_s = \left(\frac{27+25+27+43+32+40+12+22+16+82+100}{11} \right)$$

$$= 38,727$$

$$A_s = \pi \cdot D \cdot L$$

$$= \pi \cdot 0,4 \cdot 2,2$$

$$= 2,767 \text{ m}^2$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$Q_u = (A_p \times N_p \times k) + (A_s \times (N_s/3 + 1))$$

$$= (0,126 \cdot 87 \cdot 25) + (2,767 \cdot (\frac{38,727}{3} + 1))$$

$$= 658,114 \text{ Ton/m}^2$$

b. Kapasitas Dukung ijin Tiang

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

$$= \frac{658,114}{3} - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 2,4 \cdot 2,2$$

$$= 212,734 \text{ Ton/m}^2$$

c. Jumlah Tiang

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

$$= \frac{730,553}{212,734}$$

$$= 3,434 = 4 \text{ buah}$$

d. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1).2+(2-1).2}{90.2.2} \\
 &= 0,996
 \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} \\
 &= 0,996 \cdot 4 \cdot 212,734 \\
 &= 847,337 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

3. Tiang Pancang Diameter 0,5 m

$$\begin{aligned}
 \text{Atas} &= 4.D \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Bawah} &= 4.D \\
 &= 2 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_p &= \left(\frac{(2.100)+(2.74)}{4} \right) \\
 &= 87
 \end{aligned}$$

$$K = 25 \text{ t/m}^2 \text{ (pasir berlanau)}$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N_s &= \left(\frac{27+25+27+43+32+40+12+22+16+82+100}{11} \right) \\
 &= 38,727
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s &= \pi \cdot D \cdot L \\
 &= \pi \cdot 0,5 \cdot 22 \\
 &= 34,571 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

a. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= (A_p \times N_p \times K) + (A_s \times (N_s/3 + 1)) \\
 &= (0,196 \cdot 87 \cdot 25) + (34,571 \cdot (\frac{38,727}{3} + 1)) \\
 &= 908,089 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung ijin Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{ijin} &= \frac{Qu}{SF} - W_p \\
 &= \left(\frac{908,089}{3} \right) - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
 &= 292,325 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

c. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
 &= \frac{730,553}{292,325} \\
 &= 2,499 = 3 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

d. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
 &= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1).2 + (2-1).2}{90.2.2} \\
 &= 0,996
 \end{aligned}$$

e. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= E_g \cdot n \cdot Q_{ijin} \\
 &= 0,996 \cdot 3 \cdot 292,325 \\
 &= 873,267 \text{ Ton/m}^2
 \end{aligned}$$

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Bor Tunggal Eksisting

1. Tiang Bor Diameter 0,8 m

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang

$$\begin{aligned}
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \\
 &= 0,503 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_p &= A \cdot 9 \cdot C_u \\
 &= 0,503 \cdot 9 \cdot 700 \\
 &= 3168,9 \text{ kN} = 316,9 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

$$Q_s = P \cdot \sum \alpha C_u \Delta h$$

$$\begin{aligned}
&= \pi \cdot D \cdot \sum \alpha C_u \Delta h \\
&= \pi \cdot 0,8 \cdot 3100,510 \\
&= 7791,582 \text{ kN} = 779,16 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

c. Kapasitas Dukung Ultimit Tiang

$$\begin{aligned}
Q_u &= Q_p + Q_s \\
&= 316,9 + 779,16 \\
&= 1096,06 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

d. Kapasitas Dukung Ijin Tiang

$$\begin{aligned}
Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
&= \frac{1096,06}{3} - \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,8^2 \cdot 2,4 \cdot 22 \\
&= 338,813 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

e. Jumlah Tiang

$$\begin{aligned}
n &= \frac{P}{Q_{ijin}} \\
&= \frac{730,553}{338,813} \\
&= 2,2 = 3 \text{ buah}
\end{aligned}$$

f. Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
E_g &= 1 - \theta \frac{(n'-1)m + (m-1)n'}{90mn'} \\
&= 1 - \text{arc tg} \frac{(2-1) \cdot 2 + (2-1) \cdot 2}{90 \cdot 2 \cdot 2} \\
&= 0,996
\end{aligned}$$

g. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
Q_g &= n \cdot Q_{ijin} \cdot E_g \\
&= 3 \cdot 338,813 \cdot 0,996 \\
&= 1012,373 \text{ Ton}
\end{aligned}$$

5.5.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Pancang

Dari analisis kelompok tiang digunakan diameter 0,5 m dengan jumlah 3 tiang, beban yang diterima tiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor dapat ditentukan dengan rumus berikut :

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

Beban-beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut :

Beban aksial (P) = 730,553 Ton (hasil SAP 2000)

Berat Pile Cap = $\gamma \cdot t \cdot B \cdot H$
 $= 2,4 \cdot 1,2 \cdot 25 \cdot 2,25$
 $= 12,15 \text{ Ton}$

Berat Tiang = $A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L$
 $= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 2,4 \cdot 3 \cdot 22$
 $= 31,102 \text{ Ton}$

Berat Total = $730,553 + 12,15 + 31,102$
 $= 773,805 \text{ Ton}$

n tiang = 3 buah

Absis tiang terhadap pusat *pile cap*

$\sum x^2 = (0,625^2) + (0,625^2)$
 $= 0,781 \text{ m}$

$M_x = 2,017 \text{ Ton}$ (hasil program SAP 2000)

$M_y = 21,849 \text{ Ton}$ (hasil program SAP 2000)

$$P_i = \frac{\sum P}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{773,805}{3} - \frac{21,849 \cdot 0,625}{0,781^2}$$

$$= 235,549 \text{ Ton}$$

$$P_2 = \frac{773,805}{3} + \frac{21,849 \cdot 0,625}{0,781^2}$$

$$= 280,323 \text{ Ton}$$

5.5.4 Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Dengan beton rencana $f'_c = 30 \text{ Mpa}$, diameter tiang 0,5 m, dan panjang tiang 22 m, kekuatan tiang dihitung dengan rumus berikut.

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

dengan :

$$P = 280,323 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\ &= 0,196 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= P/A \\ &= \frac{280,323}{0,196} \\ &= 1430,219 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_{ijin} &= f'_c 30 \text{ Mpa} = K 361,45 \\ &= 361,45 \cdot 0,83 \\ &= 300,003 \text{ Kg/cm}^2 \\ &= 3000,03 \text{ Ton/m}^2 \end{aligned}$$

$$\sigma = 1430,219 \text{ Ton/m}^2 < 3000,03 \text{ Ton/m}^2 \quad \text{AMAN}$$

5.5.5 Analisis Penurunan Tiang Pancang

Penurunan pondasi tiang harus diperhitungkan dengan penurunan pondasi tunggal dan penurunan pondasi kelompok tiang yang diperoleh dari perhitungan berikut.

5.5.5.1 Penurunan Tiang Tunggal dan Kelompok

Penurunan pondasi tiang pancang diameter 0,3 m dengan jumlah tiang sebanyak 5 tiang dan menahan beban (Q_{total}) sebagai berikut.

$$\text{Berat aksial (P)} = 730,553 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 2,4 \cdot 6,22 \\ &= 22,393 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat Total (Q)} &= P + \text{Berat tiang} \\ &= 730,553 + 22,393 \\ &= 752,946 \text{ Ton} \end{aligned}$$

1. Penurunan Tiang Diameter 0,3 m

a. Metode Meyerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal

$$D = 0,3 \text{ m}$$

$$Q = 752,946 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$E_p = 4700 \cdot \sqrt{f'c} = 4700 \cdot \sqrt{30} = 2574296,02 \text{ Ton}$$

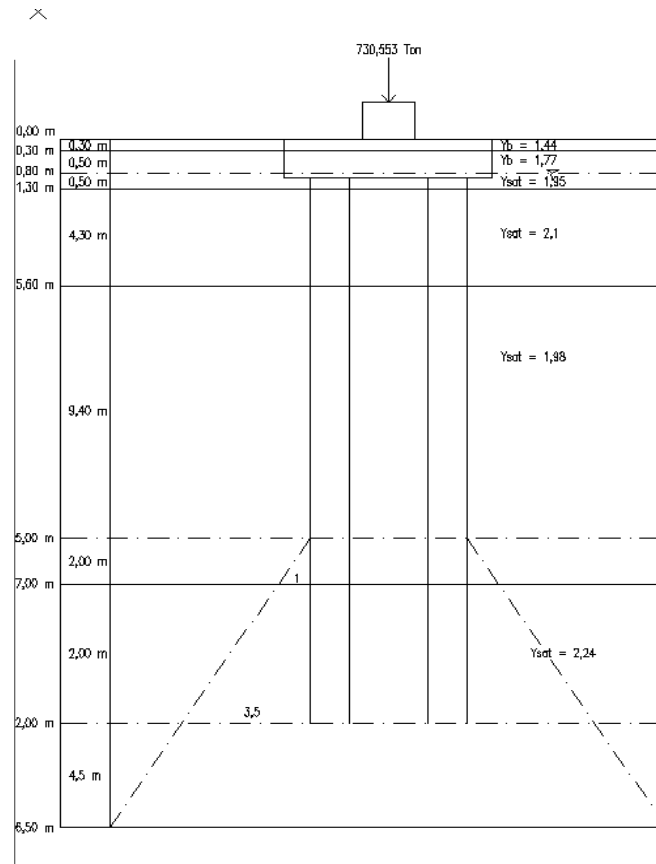
$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S = \frac{0,3}{100} + \frac{752,946 \cdot 22}{0,071 \cdot 2574296,02}$$

$$= 0,093 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.12.



Gambar 5.12 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang

Beban Aksial (P)	= 730,553 Ton
Lebar <i>pile cap</i> (Bg)	= 1,5
Panjang <i>pile cap</i> (Lg)	= 2,25
Panjang tiang (L)	= 22 m
Luas penampang 1 (A1)	$= (1,5 + 1) \times (2,5 + 1)$ $= 8,13$
Luas penampang 2 (A2)	$= (1,5 + 3,5) \times (2,5 + 3,5)$ $= 28,75$
Tegangan efektif (Po'1)	$= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5$ $+ (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4$ $= 17 \text{ Ton}$
Tegangan efektif (Po'2)	$= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5$ $+ (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 +$ $(2,24 - 0,981) \cdot 7$ $= 19,3 \text{ Ton}$

$$\begin{aligned}\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\ &= \frac{730,553}{8,13} = 89,96\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\ &= \frac{730,553}{28,75} = 25,41\end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{1,5 \cdot 2,25} = 216,46$$

$$B = 1,5$$

$$\begin{aligned}E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\ &= 9810 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\mu_o = 0,58$$

$$\mu_i = 1,33$$

$$\begin{aligned}S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\ &= 1,33 \cdot 0,58 \cdot \frac{216,46 \cdot 1,5}{9810} \\ &= 0,025 \text{ m}\end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned}S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o' + \Delta P2}{P_o'2} \\ &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 25,41}{19,3} \\ &= 0,14 \text{ m}\end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned}S &= S_s + S_c \\ &= 0,025 + 0,14 \\ &= 0,165 \text{ m}\end{aligned}$$

b. Metode Aoki De Alencar

1) Penurunan tiang tunggal

$$D = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 Q &= 786,536 \text{ Ton} \\
 L &= 22 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 = 0,071 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 2574296,02 \text{ Ton} \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\
 S &= \frac{0,3}{100} + \frac{786,536 \cdot 22}{0,071 \cdot 2574296,02} \\
 &= 0,097 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Aksial (P)} &= 730,553 \text{ Ton} \\
 \text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (Bg)} &= 2,25 \\
 \text{Panajang } \textit{pile cap} \text{ (Lg)} &= 3,75 \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 22 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (2,25 + 1) \times (3,75 + 1) \\
 &= 15,4 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (2,25 + 3,5) \times (3,75 + 3,5) \\
 &= 41,68 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4 \\
 &= 17 \text{ Ton} \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\
 &\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\
 &= 19,3 \text{ Ton} \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
 &= \frac{730,553}{15,4} = 47,44 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
 &= \frac{730,553}{41,68} = 17,53 \\
 \text{Penurunan kelompok} &:
 \end{aligned}$$

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{3,75 \cdot 2,25} = 86,58$$

$$B = 2,25$$

$$E_s = 100 \text{ kg/cm} \\ = 9810 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_o = 0,6$$

$$\mu_i = 1,28$$

$$S_s = \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\ = 1,28 \cdot 0,6 \cdot \frac{86,58 \cdot 2,25}{9810} \\ = 0,0067 \text{ m}$$

3. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \\ = \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 17,53}{19,3} \\ = 0,11 \text{ m}$$

4. Penurunan Total

$$S = S_s + S_c \\ = 0,0067 + 0,11 \\ = 0,12 \text{ m}$$

c. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan tiang tunggal

$$D = 0,3 \text{ m}$$

$$Q = 749,214 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 = 0,071 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$S = \frac{0,3}{100} + \frac{749,214 \cdot 22}{0,071 \cdot 2574296,02} \\ = 0,093 \text{ m}$$

2) Penurunan kelompok tiang

$$\begin{aligned}
\text{Beban Aksial (P)} &= 730,553 \text{ Ton} \\
\text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (Bg)} &= 1,5 \\
\text{Panajang } \textit{pile cap} \text{ (Lg)} &= 1,5 \\
\text{Panjang tiang (L)} &= 22 \text{ m} \\
\text{Luas penampang 1 (A1)} &= (1,5 + 1) \times (1,5 + 1) \\
&= 6,25 \\
\text{Luas penampang 2 (A2)} &= (1,5 + 3,5) \times (1,5 + 3,5) \\
&= 25 \\
\text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
&\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4 \\
&= 17 \text{ Ton} \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
&\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\
&\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\
&= 19,3 \text{ Ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
&= \frac{730,553}{6,25} = 116,88 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
&= \frac{730,553}{25} = 29,22
\end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$\begin{aligned}
q &= \frac{P}{A} = \frac{730,553}{1,5 \cdot 1,5} = 324,69 \\
B &= 1,5 \\
E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\
&= 9810 \text{ kN/m}^2 \\
\mu_o &= 0,58 \\
\mu_i &= 1,36 \\
S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s}
\end{aligned}$$

$$= 1,36 \cdot 0,58 \cdot \frac{324,69,1,5}{9810}$$

$$= 0,039 \text{ m}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \\ &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 29,22}{19,3} \\ &= 0,15 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_c \\ &= 0,039 + 0,15 \\ &= 0,189 \text{ m} \end{aligned}$$

2. Penurunan Tiang Diameter 0,4 m

a. Metode Meyerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$Q = 757,093 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,4}{100} + \frac{757,093 \cdot 22}{0,126 \cdot 2574296,02} \\ &= 0,055 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Penurunan kelompok tiang

$$\text{Beban Aksial (P)} = 730,553 \text{ Ton}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap (Bg)} = 2$$

$$\text{Panajang } pile \text{ cap (Lg)} = 2$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 22 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang 1 (A1)} = (2 + 1) \times (2 + 1)$$

$$\begin{aligned}
 &= 9 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (2 + 3,5) \times (2 + 3,5) \\
 &= 30,25 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4 \\
 &= 17 \text{ Ton} \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\
 &\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\
 &= 19,3 \text{ Ton} \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
 &= \frac{730,553}{9} = 81,17 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
 &= \frac{730,553}{30,25} = 24,15
 \end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$\begin{aligned}
 q &= \frac{P}{A} = \frac{730,553}{2 \cdot 2} = 365,27 \\
 B &= 2 \\
 E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\
 &= 9810 \text{ kN/m}^2 \\
 \mu_o &= 0,6 \\
 \mu_i &= 0,7 \\
 S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\
 &= 0,6 \cdot 0,7 \cdot \frac{365,27 \cdot 2}{9810} \\
 &= 0,031 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$S_c = \frac{c_c}{1 + e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o'2 + \Delta P2}{P_o'2}$$

$$= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 24,15}{19,3}$$

$$= 0,14 \text{ m}$$

c. Penurunan Total

$$S = S_s + S_c$$

$$= 0,031 + 0,14$$

$$= 0,17 \text{ m}$$

b. Metode Aoki De Alencar

1) Penurunan Tiang Tunggal

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$Q = 796,903 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$S = \frac{0,4}{100} + \frac{796,903 \cdot 22}{0,126 \cdot 2574296,02}$$

$$= 0,058 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang

$$\begin{aligned} \text{Beban Aksial (P)} &= 730,553 \text{ Ton} \\ \text{Lebar } \textit{pile cap} \text{ (Bg)} &= 4 \\ \text{Panajang } \textit{pile cap} \text{ (Lg)} &= 3 \\ \text{Panjang tiang (L)} &= 22 \text{ m} \\ \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (4 + 1) \times (3 + 1) \\ &= 20 \\ \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (4 + 3,5) \times (3 + 3,5) \\ &= 48,75 \\ \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\ &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4 \\ &= 17 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\
 &\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\
 &= 19,3 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
 &= \frac{730,553}{20} = 36,53
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
 &= \frac{730,553}{48,75} = 14,98
 \end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{4 \cdot 3} = 60,88$$

$$B = 3$$

$$\begin{aligned}
 E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\
 &= 9810 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\mu_o = 0,62$$

$$\mu_i = 0,53$$

$$\begin{aligned}
 S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\
 &= 0,62 \cdot 0,53 \cdot \frac{365,27 \cdot 3}{9810} \\
 &= 0,0061 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned}
 S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o'2 + \Delta P2}{P_o'2} \\
 &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 14,98}{19,3} \\
 &= 0,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_c \\
 &= 0,0061 + 0,09 \\
 &= 0,096 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan Tiang Tunggal

$$D = 0,4 \text{ m}$$

$$Q = 757,093 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 = 0,126 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$S = \frac{0,4}{100} + \frac{757,093 \cdot 22}{0,126 \cdot 2574296,02}$$

$$= 0,055 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok tiang

$$\text{Beban Aksial (P)} = 730,553 \text{ Ton}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap (Bg)} = 2$$

$$\text{Panajang } pile \text{ cap (Lg)} = 2$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 22 \text{ m}$$

$$\text{Luas penampang 1 (A1)} = (2 + 1) \times (2 + 1)$$

$$= 9$$

$$\text{Luas penampang 2 (A2)} = (2 + 3,5) \times (2 + 3,5)$$

$$= 30,25$$

$$\text{Tegangan efektif (Po'1)} = (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5$$

$$+ (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4$$

$$= 17 \text{ Ton}$$

$$\text{Tegangan efektif (Po'2)} = (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5$$

$$+ (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + (2,24 - 0,981) \cdot 7$$

$$= 19,3 \text{ Ton}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P1) = \frac{P}{A1}$$

$$= \frac{730,553}{9} = 81,17$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P2) = \frac{P}{A2}$$

$$= \frac{730,553}{30,25} = 24,15$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{2,2} = 365,27$$

$$B = 2$$

$$E_s = 100 \text{ kg/cm} \\ = 9810 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_o = 0,6$$

$$\mu_i = 0,7$$

$$S_s = \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\ = 0,6 \cdot 0,7 \cdot \frac{365,27 \cdot 2}{9810} \\ = 0,031 \text{ m}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_{o'2} + \Delta P_2}{P_{o'2}} \\ = \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 24,15}{19,3} \\ = 0,14 \text{ m}$$

c. Penurunan Total

$$S = S_s + S_c \\ = 0,031 + 0,14 \\ = 0,17 \text{ m}$$

3. Penurunan Tiang Diameter 0,5 m

a. Metode Meyerhoff

1) Penurunan Tiang Tunggal

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

$$Q = 761,655 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$S = \frac{0,5}{100} + \frac{761,655 \cdot 22}{0,196 \cdot 2574296,02}$$

$$= 0,038 \text{ m}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang

Beban Aksial (P)	= 730,553 Ton
Lebar <i>pile cap</i> (Bg)	= 2,5
Panjang <i>pile cap</i> (Lg)	= 2,5
Panjang tiang (L)	= 22 m
Luas penampang 1 (A1)	= (2,5 + 1) x (2,5 + 1)
	= 12,25
Luas penampang 2 (A2)	= (2,5 + 3,5) x (2,5 + 3,5)
	= 36
Tegangan efektif (Po'1)	= (1,44.0,3) + (1,77.0,5) + (1,95-0,981).0,5
	+ (2,1-0,981).4,3 + (1,98-0,981).10,4
	= 17 Ton
Tegangan efektif (Po'2)	= (1,44.0,3) + (1,77.0,5) + (1,95-0,981).0,5
	+ (2,1-0,981).4,3 + (1,98-0,981).11,4 +
	(2,24-0,981).7
	= 19,3 Ton
Distribusi beban ($\Delta P1$)	= $\frac{P}{A1}$
	= $\frac{730,553}{12,25} = 59,63$
Distribusi beban ($\Delta P2$)	= $\frac{P}{A2}$
	= $\frac{730,553}{36} = 20,29$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{2,5 \cdot 2,5} = 116,89$$

$$B = 2,5$$

$$E_s = 100 \text{ kg/cm}$$

$$= 9810 \text{ kN/m}^2$$

$$\mu_o = 0,61$$

$$\mu_i = 0,66$$

$$\begin{aligned} S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q_B}{E_s} \\ &= 0,61 \cdot 0,66 \cdot \frac{365,27 \cdot 2,5}{9810} \\ &= 0,012 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o'2 + \Delta P2}{P_o'2} \\ &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 20,29}{19,3} \\ &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_c \\ &= 0,012 + 0,12 \\ &= 0,13 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Metode Aoki De Alencar

1) Penurunan Tiang Tunggal

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

$$Q = 782,389 \text{ Ton}$$

$$L = 22 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2$$

$$E_p = 2574296,02 \text{ Ton}$$

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

$$\begin{aligned} S &= \frac{0,5}{100} + \frac{782,389 \cdot 22}{0,196 \cdot 2574296,02} \\ &= 0,039 \text{ m} \end{aligned}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang

$$\text{Beban Aksial (P)} = 730,553 \text{ Ton}$$

$$\text{Lebar } pile \text{ cap (Bg)} = 3,75$$

$$\text{Panjang } pile \text{ cap (Lg)} = 3,75$$

$$\begin{aligned}
\text{Panjang tiang (L)} &= 22 \text{ m} \\
\text{Luas penampang 1 (A1)} &= (3,75 + 1) \times (3,75 + 1) \\
&= 22,56 \\
\text{Luas penampang 2 (A2)} &= (3,75 + 3,5) \times (3,75 + 3,5) \\
&= 52,56 \\
\text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
&\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4 \\
&= 17 \text{ Ton} \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
&\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\
&\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\
&= 19,3 \text{ Ton} \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\
&= \frac{730,553}{22,56} = 32,38 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\
&= \frac{730,553}{52,56} = 13,89
\end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$\begin{aligned}
q &= \frac{P}{A} = \frac{730,553}{3,75 \cdot 3,75} = 51,95 \\
B &= 3,75 \\
E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\
&= 9810 \text{ kN/m}^2 \\
\mu_o &= 0,3 \\
\mu_i &= 0,9 \\
S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\
&= 0,3 \cdot 0,9 \cdot \frac{51,95 \cdot 3,75}{9810} \\
&= 0,0054 \text{ m}
\end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned}
 S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_{o'2} + \Delta P_2}{P_{o'2}} \\
 &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 13,89}{19,3} \\
 &= 0,09 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned}
 S &= S_s + S_c \\
 &= 0,0054 + 0,09 \\
 &= 0,095 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Metode Luciano Decourt

1) Penurunan Tiang Tunggal

$$\begin{aligned}
 D &= 0,5 \text{ m} \\
 Q &= 761,655 \text{ Ton} \\
 L &= 22 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 = 0,196 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 2574296,02 \text{ Ton} \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\
 S &= \frac{0,5}{100} + \frac{761,655 \cdot 22}{0,196 \cdot 2574296,02} \\
 &= 0,038 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 \text{Beban Aksial (P)} &= 730,553 \text{ Ton} \\
 \text{Lebar } pile \text{ cap (Bg)} &= 2,5 \\
 \text{Panajang } pile \text{ cap (Lg)} &= 2,5 \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 22 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (2,5 + 1) \times (2,5 + 1) \\
 &= 12,25 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (2,5 + 3,5) \times (2,5 + 3,5) \\
 &= 36 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\
 &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 10,4
 \end{aligned}$$

$$= 17 \text{ Ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (1,44 \cdot 0,3) + (1,77 \cdot 0,5) + (1,95 - 0,981) \cdot 0,5 \\ &\quad + (2,1 - 0,981) \cdot 4,3 + (1,98 - 0,981) \cdot 11,4 + \\ &\quad (2,24 - 0,981) \cdot 7 \\ &= 19,3 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} \\ &= \frac{730,553}{12,25} = 59,63 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} \\ &= \frac{730,553}{36} = 20,29 \end{aligned}$$

Penurunan kelompok :

a. Pada kedalaman 15,00 – 17,00 m

$$q = \frac{P}{A} = \frac{730,553}{2,5 \cdot 2,5} = 116,89$$

$$B = 2,5$$

$$\begin{aligned} E_s &= 100 \text{ kg/cm} \\ &= 9810 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\mu_o = 0,61$$

$$\mu_i = 0,66$$

$$\begin{aligned} S_s &= \mu_i \cdot \mu_o \cdot \frac{q \cdot B}{E_s} \\ &= 0,61 \cdot 0,66 \cdot \frac{365,27 \cdot 2,5}{9810} \\ &= 0,012 \text{ m} \end{aligned}$$

b. Pada kedalaman 17,00 – 26,50 m

$$\begin{aligned} S_c &= \frac{C_c}{1+e_o} \cdot \Delta H \cdot \log \frac{P_o'2 + \Delta P2}{P_o'2} \\ &= \frac{0,06}{1+0,43} \cdot 9,5 \cdot \log \frac{19,3 + 20,29}{19,3} \\ &= 0,12 \text{ m} \end{aligned}$$

c. Penurunan Total

$$\begin{aligned} S &= S_s + S_c \\ &= 0,012 + 0,12 \end{aligned}$$

$$= 0,13 \text{ m}$$

5.6 PEMBAHASAN

Merencanakan suatu konstruksi bangunan tidak lepas dari perencanaan pondasi. Pondasi adalah bagian dari struktur bangunan yang memiliki fungsi untuk meneruskan beban struktur atas ke lapisan tanah keras di bawahnya yang cukup kuat menahan beban tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Pondasi dirancang agar mampu mendukung beban yang mungkin terjadi.

Pada pembangunan RSA Universitas Islam Indonesia dilakukan penyelidikan tanah untuk menentukan sifat fisik tanah, sehingga hasil yang diperoleh dapat digunakan untuk perencanaan atau pemeliharaan pondasi dan menghasilkan daya dukung pondasi yang lebih akurat.

5.6.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP 2000

Suatu pondasi dapat dikatakan aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas bangunan ke tanah dasar. beban tersebut merupakan gaya-gaya dari suatu struktur, yakni beban aksial, gaya geser, dan momen. Berdasarkan hasil *output SAP 2000* diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat beban kombinasi pada *frame 4110* (Lihat Lampiran 2) sebesar :

Beban aksial (P) = 730,553
 Gaya geser (V) = 6,2487
 Momen arah x (Mx) = 2,017 Ton
 Momen arah y (My) = 21,849 Ton

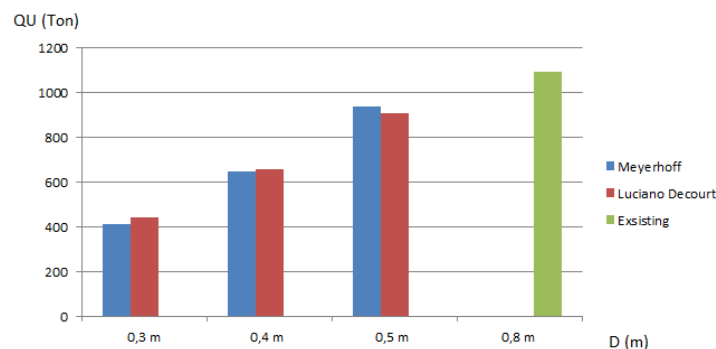
5.6.2 Hasil Analisis Pondasi Tiang Pancang

Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang pancang dibandingkan antara diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, dengan pondasi tiang *eksisting* (pondasi yang terpasang pada proyek dengan diameter 0,8 m) agar dapat diambil kesimpulan dari hasil analisis kapasitas daya dukung pondasi tiang. Analisis kapasitas dukung

pondasi tiang pancang menggunakan data SPT dengan diameter tiang sebesar 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m. Kapasitas dukung pondasi diperoleh dari daya dukung ujung dan tahanan gesek selimut tiang, untuk rekapitulasi hasil lebih jelasnya dapat dilihat pada Tabel 5.6 dan Gambar 5.13

Tabel 5.6 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Pondasi

	tiang bor eksisting	Tiang Pancang								
		Meyerhoff			Aoki De Alencar			Luciano Decourt		
D	0,8 m	0,3 m	0,4 m	0,5 m	0,3 m	0,4 m	0,5 m	0,3 m	0,4 m	0,5 m
Qp (Ton)	316,9	252,686	436,648	670,476	67,785	124,836	221,601	154,425	274,05	426,3
Qs (Ton)	779,16	522,217	676,804	831,390	88,378	117,838	108,018	288,514	384,681	480,848
Qu (Ton)	1096,16	413,347	650,863	938,246	156,163	242,674	329,619	442,318	658,114	908,089
n (Tiang)	2	6	4	3	15	10	7	5	4	3



Gambar 5.13 Perbandingan Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Tunggal

Berdasarkan Tabel 5.7 di atas analisis tiang *eksisting* diameter 0,8 m diperoleh kapasitas dukung ultimit (Q_u) sebesar 1096,06 Ton. Kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang pancang metode *Meyerhoff* diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diperoleh masing-masing sebesar 413,347 Ton, 650,863 Ton, 938,246 Ton, metode *Aoki & De Alencar* diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diperoleh masing-masing 156,163 Ton, 242,674 Ton, 329,619 Ton, serta metode *Luciano Decourt* diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diperoleh masing-masing 442,318 Ton, 658,114 Ton, 908,089 Ton.

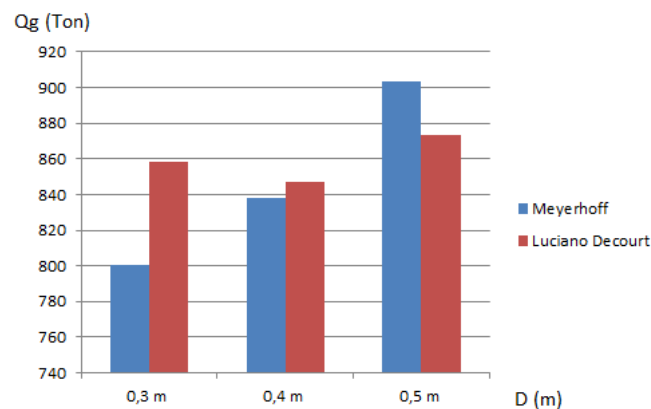
5.6.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang tunggal diperoleh jumlah tiang yang bervariasi, sehingga dihasilkan kapasitas dukung kelompok

tiang yang berbeda beda. Rekapitulasi hasil analisis kapasitas dukung kelompok pondasi tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.7 dan Gambar 5.14 berikut.

Tabel 5.7 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang Pondasi

	satuan	Meyerhoff			Aoki & De Alencar			Luciano Decourt		
		0,3 m	0,4 m	0,5 m	0,3 m	0,4 m	0,5 m	0,3 m	0,4 m	0,5 m
Qu	Ton	413,347	650,863	938,246	156,163	242,674	329,619	442,318	658,114	908,089
Sf		3	3	3	3	3	3	3	3	3
Qa	Ton	134,049	210,317	302,377	51,681	80,227	108,836	143,706	212,734	292,325
n	tiang	6	4	3	15	10	7	6	4	3
Eg		0,995	0,995	0,995	0,993	0,994	0,995	0,995	0,996	0,996
Qg	Ton	800,325	837,710	903,296	770,409	797,856	758,093	857,980	847,337	873,267
cek		Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman	Aman



Gambar 5.14 Gambar Pebandingan Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Pondasi dikatakan aman apabila hasil dari kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar dari beban yang diterima oleh pondasi.

5.6.4 Hasil Penurunan Tiang Pancang

Besarnya penurunan pondasi tiang tergantung pada nilai beban-beban yang bekerja selain itu dipengaruhi juga oleh diameter tiang, jumlah tiang, formasi kelompok tiang, jenis material tiang, dan jenis material tanah. Penurunan pondasi kelompok tiang pada umumnya lebih besar dari penurunan pada tiang tunggal. Hal ini dikarenakan adanya pengaruh tegangan pada daerah cakupan yang lebih luas serta lebih dalam.

Berikut hasil rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Rekapitulasi Hasil Penurunan Kelompok tiang Pancang

Diameter (m)	Penurunan Kelompok Tiang (m)		
	Meyerhoff	Aoki & De Alencar	Luciano Decourt
0,3	0,165	0,12	0,189
0,4	0,17	0,096	0,17
0,5	0,13	0,095	0,13

5.6.5 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Dengan berbagai alternatif yakni diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, diambil alternatif ke-3 diameter 0,5 m dengan metode *Meyerhoff* dengan jumlah 3 tiang dalam 1 kelompok tiang. Hal ini dapat menghemat waktu pengerjaan dan biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang untuk menahan beban struktural. Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar $1430,219 \text{ Ton/m}^2$ lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu $f'c$ 30 Mpa sebesar $3000,03 \text{ Ton/m}^2$, sehingga pondasi aman digunakan.

Selain itu hasil kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) lebih besar daripada beban aksial (P) dan beban aksial (pt) yang diterima, yakni sebesar $903,296 \text{ Ton} > 730,553 \text{ ton}$, dan $903,296 \text{ Ton} > 773,805 \text{ Ton}$, sehingga beban struktur gedung di atas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 KESIMPULAN

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang didapatkan beberapa kesimpulan sebagai berikut :

1. alternatif yang digunakan adalah alternatif pertama diameter 0,5 m metode Meyerhoff menggunakan data SPT dengan jumlah 3 tiang dalam 1 kelompok tiang. Hal ini berdasarkan hasil kapasitas dukung kelompok (Q_g) lebih besar dari beban aksial (P) dan beban aksial total yang diterima (P_t) sebesar $903,296 > 730,553$ dan $903,296 > 773,805$,
2. kapasitas dukung ultimit (Q_u) pada tiang eksisting sebesar 1096,16 Ton, sedangkan kapasitas dukung desain pondasi tiang pancang yang digunakan sebesar 938,246 Ton, dan
3. penurunan tiang tunggal yang terjadi pada alternatif yang digunakan sebesar 0,038 m, sedangkan penurunan kelompok tiang yang terjadi sebesar 0,13 m. Akan tetapi, ujung dari pondasi sudah mencapai tanah keras.

6.2 SARAN

Saran yang dapat penulis berikan adalah agar diperoleh hasil yang lebih baik dalam merencanakan pondasi tiang pancang, perlu dilakukan analisis-analisis lebih lanjut sebagai berikut :

1. dilakukan perhitungan biaya dalam menentukan diameter tiang pancang,
2. membandingkan hasil analisis podasi tiang pancang secara numerik lainnya, seperti dengan menggunakan program plaxis.

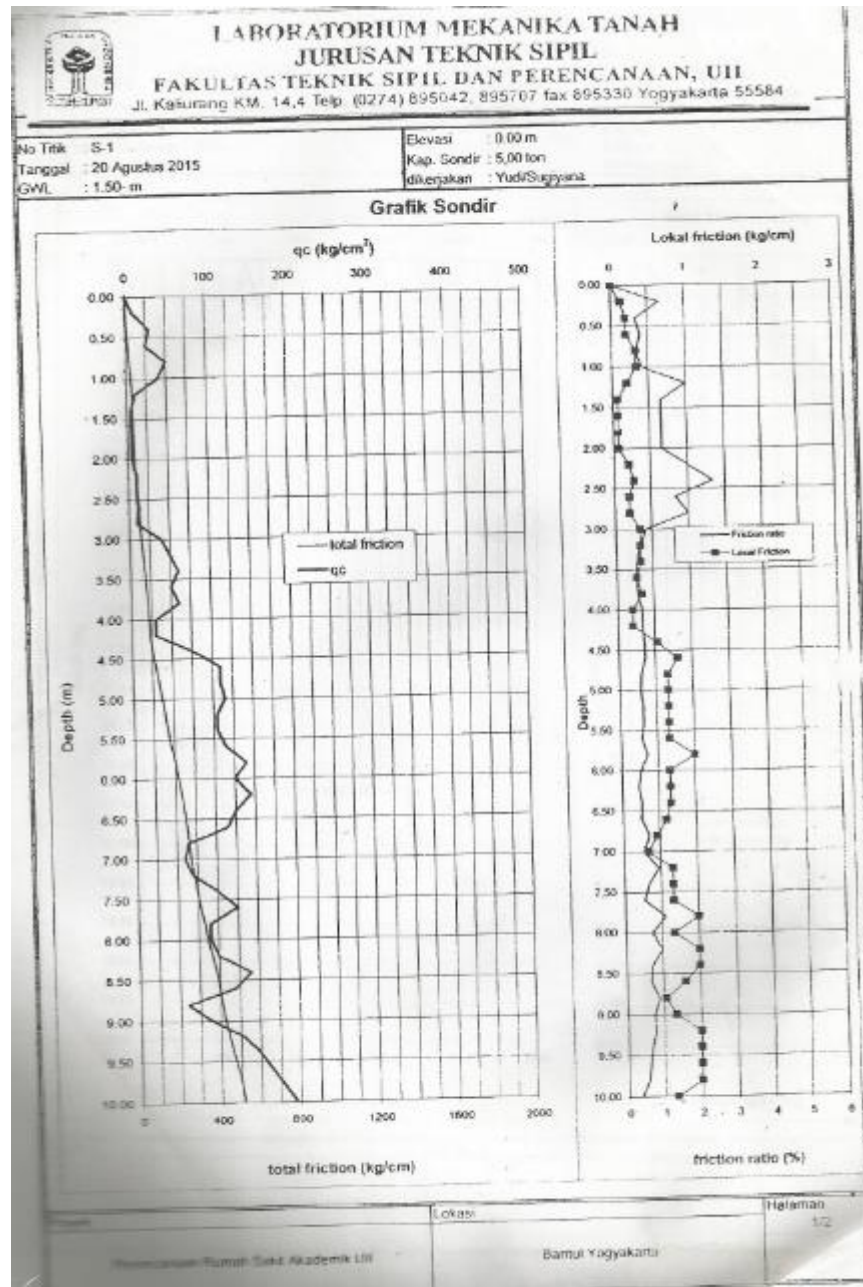
DAFTAR PUSTAKA

- Arifta A, 2016. Redisain Fondasi Tiang Pancang pada Proyek Pembangunan Gedung B Fakultas Bioogi UGM. Tugas Akhir Universitas Islam Indonesia Yogyakarta
- Badan Standarisasi Nasional. 2012. *SNI 1726:2012 Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung*. Jakarta
- Bowles, J. E., 1997, *Foundation Analysis and Design*, Fifth Edition, Washinton D.C:
- Gultom, E., 2010, *Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Tunggal pada Proyek Pembangunan PLTU 2 Sumatra Utara*, (www.academia.edu),
- Hardiyatmo, H.C., 1992. *Mekanika Tanah 1*. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 1994. *Mekanika Tanah 2*. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2010, *Mekanika Tanah 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C., 2010, *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Ismail M.A. 2014, *Analisa Daya Dukung Tiang Statis dan Dinamis pada Pembangunan Pelabuhan Batubara PT. Semen Tonasa Kabupaten Pangkep*. Tugas Akhir Universitas Hasanuddin Makassar
- Jurusan Teknik Sipil. 2015. *Laporan Hasil Penyelidikan Tanah Pada Proyek Pembangunan Gedung RSA Universitas Islam Indonesia*. Fakultas teknik Sipil dan Perencanaan. Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Karisma N, 2012 *Tinjauan Perencanaan Substruktur Gedung Universitas Patria Artha*. Tugas Akhir Universitas Hasanuddin Makassar.
- Paulus, P.R, 2016, *Manual Pondasi Tiang*, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung.
- Sardjono, H. S., 1988, *Pondasi Tiang Pancang*, Jilid 1, Surabaya: Sinar Jaya Wijaya

- Setiyono A.T, 2012. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur. Tugas Akhir Universitas Pembangunan Nasional “Veteran” Jawa Timur
- Sosrodarsono, dan Nakazawa, 1990, Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, PT Pradnya Paramita, Jakarta
- Sudarmo, Djatmiko dan Purnomo, Edy, 1993, *Mekanika Tanah 1*, Yogyakarta : Kanisius.
- Titi, H.H and Farsakh, M.A.Y., 1999, Evaluation of Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test Data, Lousiana Transfortation Research Center.
- Tomlinson, P.B. 1986. *The Botany of Mangroves*. Cambridge University Press, Cambridge, U.K.
- Verhoef, PNW. 1994. Geologi Untuk Teknik Sipil. Erlangga. Jakarta.

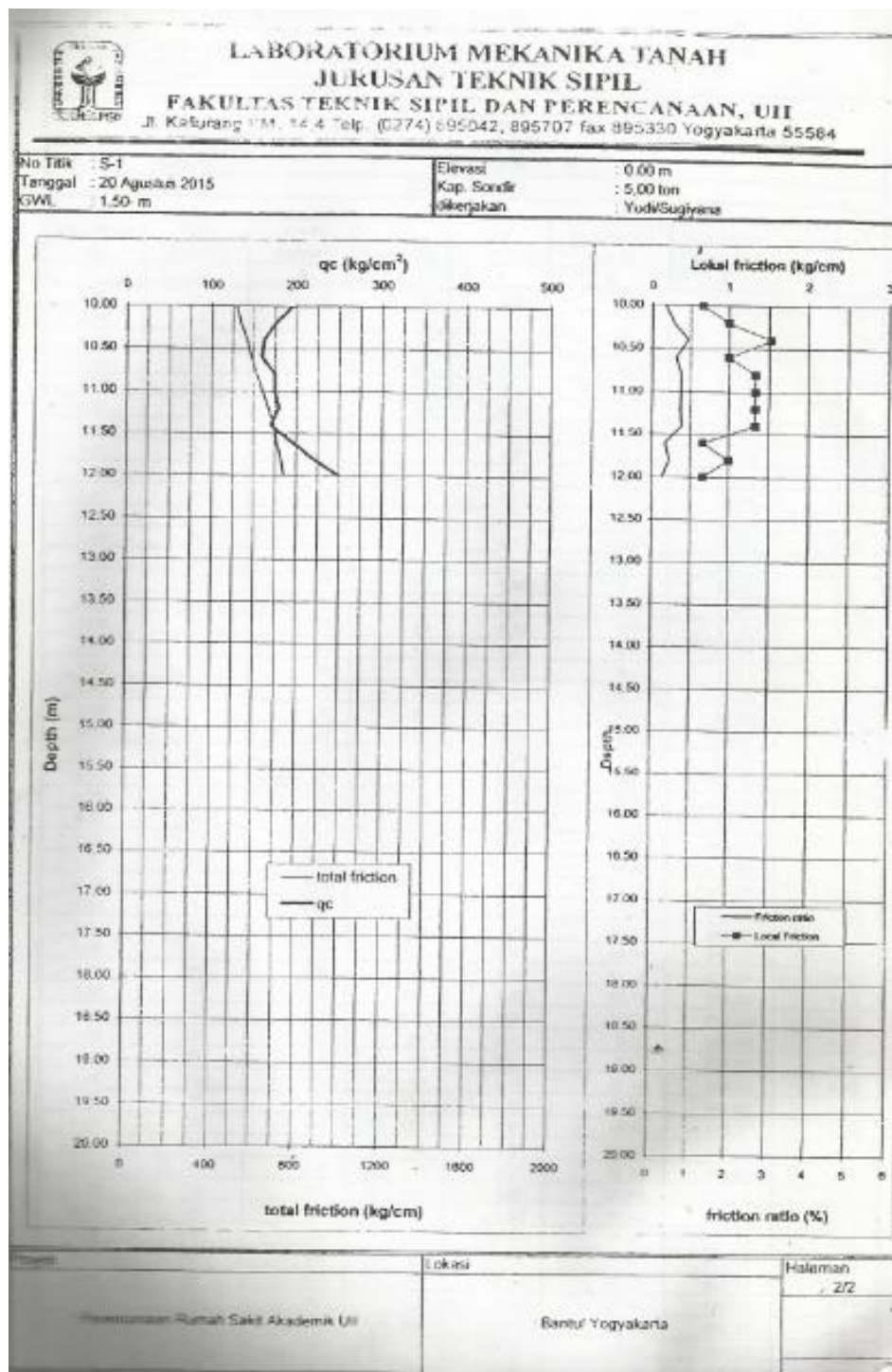
LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Tanah



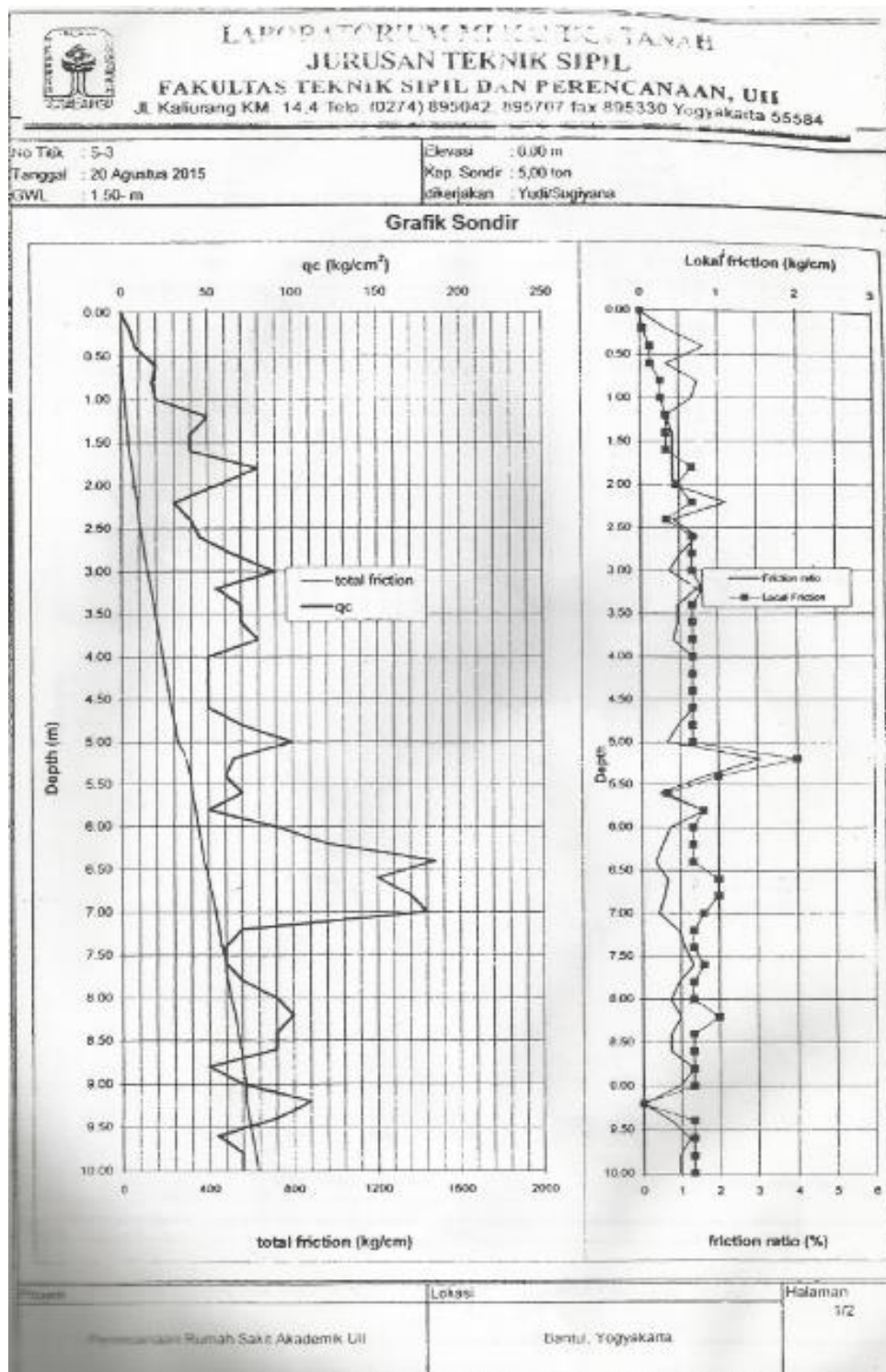
Gambar L-1.1 Grafik Sondir S-1

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



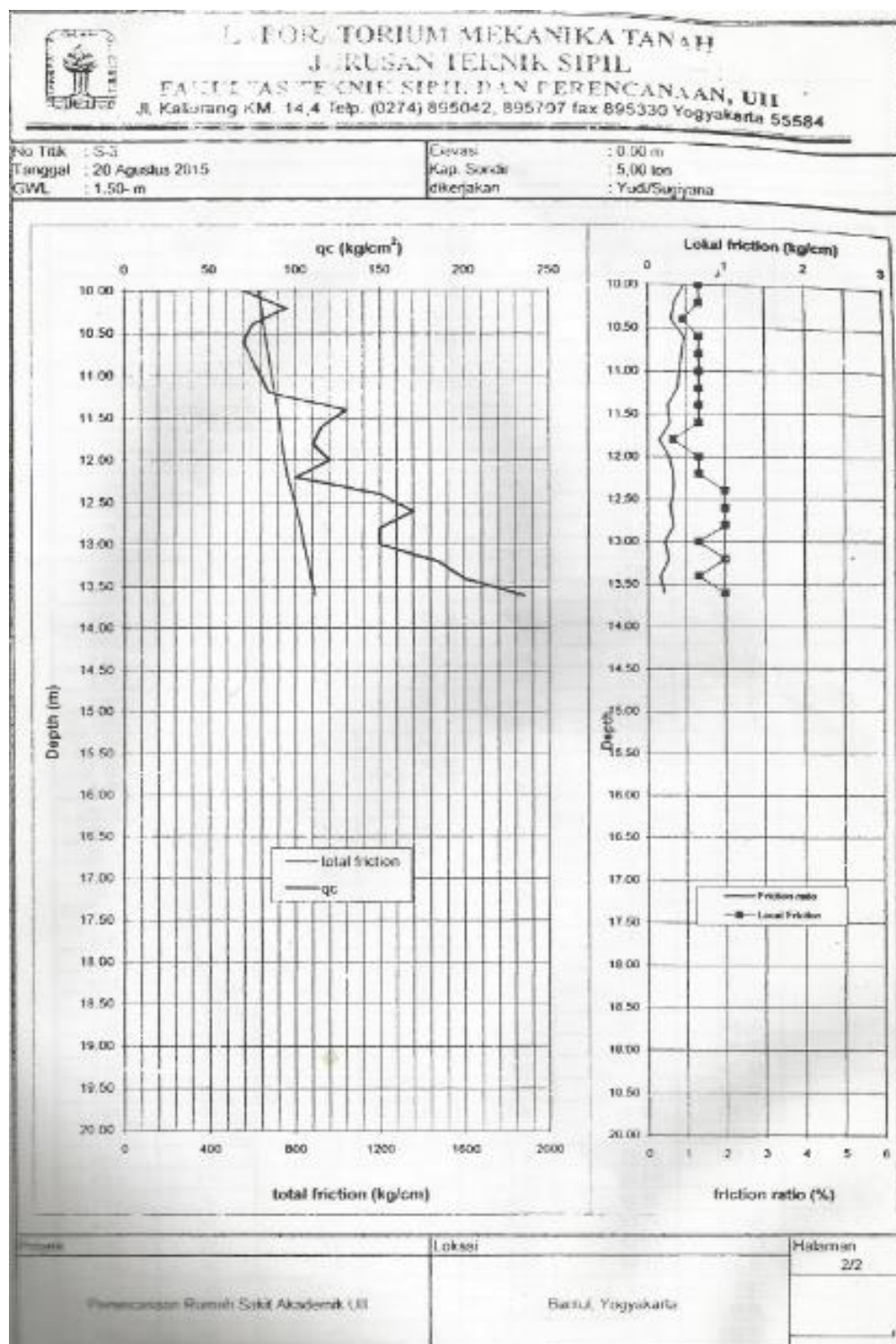
Gambar L-1.2 Grafik Sondir S-1

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



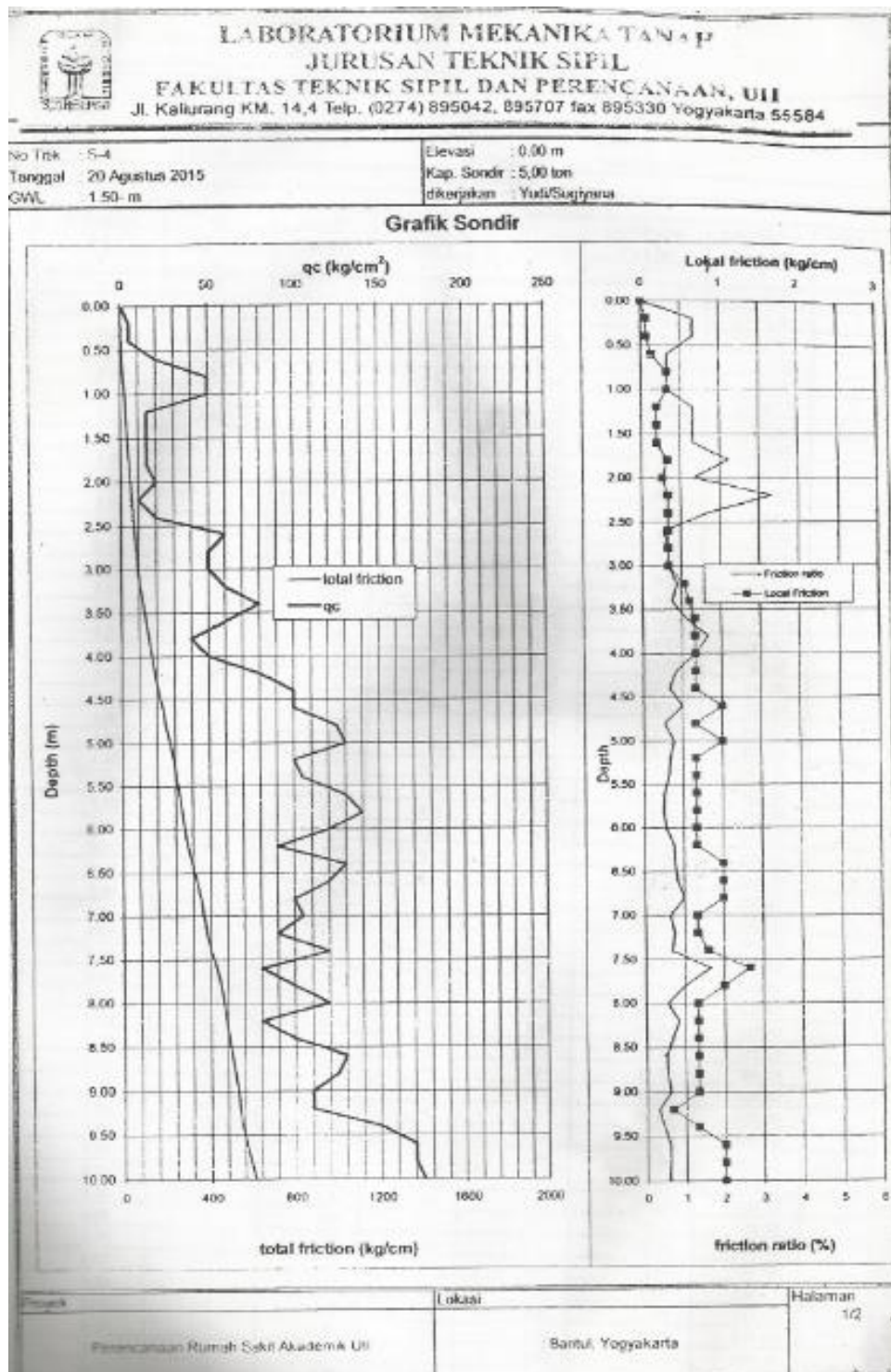
Gambar L-1.3 Grafik Sondir S-3

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



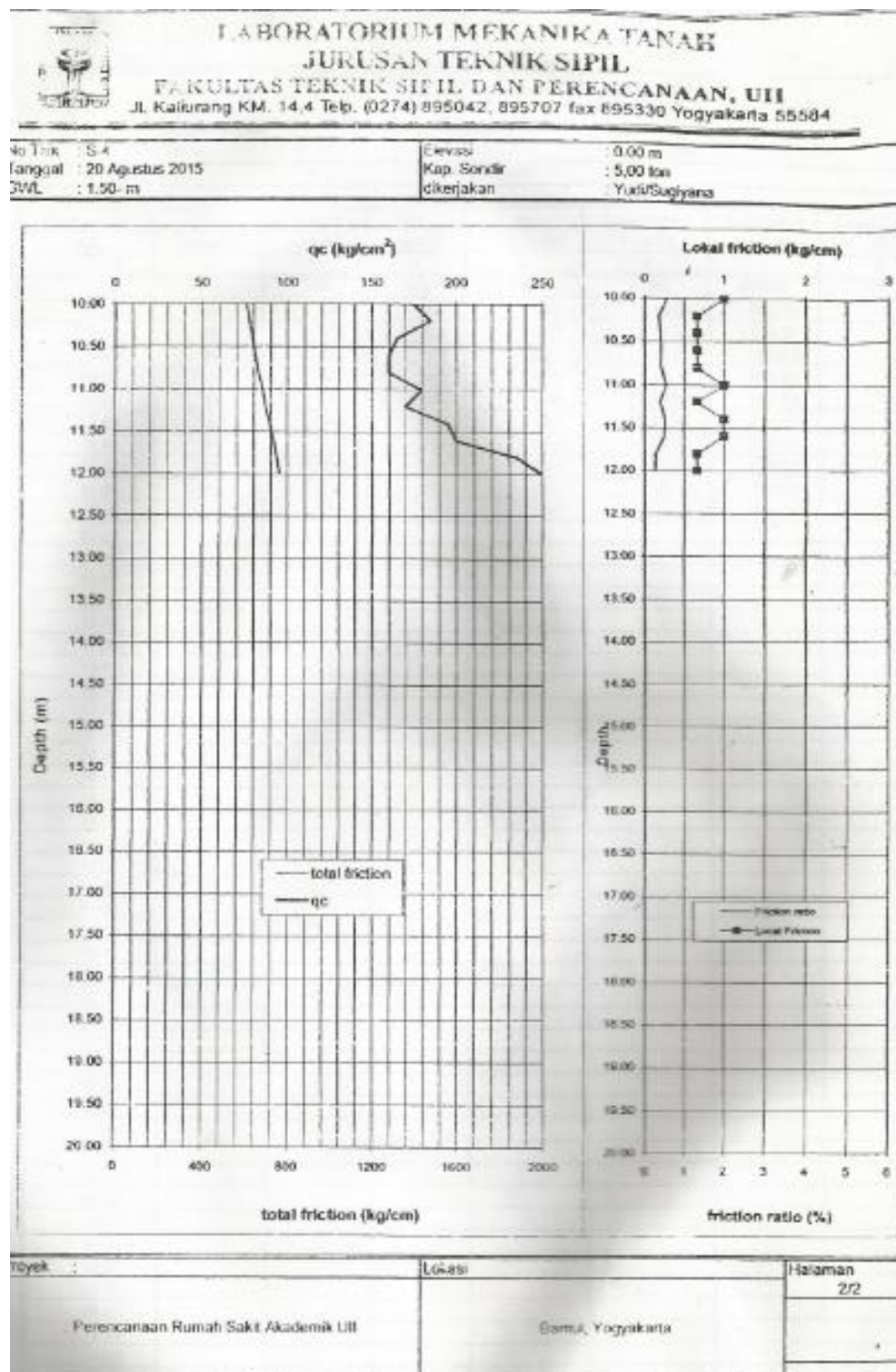
Gambar L-1.4 Grafik Sondir S-3

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



Gambar L-1.4 Grafik Sondir S-4

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



Gambar L-1.5 Grafik Sondir S-4

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN, UII
Jl. Sekeloa Kidul KM. 14 A Telp. (0274) 493342, 493307 Fax. 493330 Yogyakarta 55584

Proyek : Perencanaan Rumah Sakti Akademik UII
No. Titik : S-1
Tanggal : 20 Agustus 2015
GWL : 1.50 - m

Lokasi : Bantul Yogyakarta
Elevasi : 0.00 m
Kap. Sondir : 5,00 ton
Diperhatikan : Yudi Sugiyana

Data Sondir

Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - 2) * Ac/Ao	local friction Fs x 20	total friction (total (t))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	10	12	10	0.13	2.67	2.67	1.33
0.40	30	33	30	0.20	4.00	6.67	0.67
0.60	25	28	25	0.20	4.00	10.67	0.80
0.80	50	55	50	0.33	6.67	17.33	0.67
1.00	40	45	40	0.33	6.67	24.00	0.83
1.20	10	13	10	0.20	4.00	28.00	2.00
1.40	5	6	5	0.07	1.33	29.33	1.33
1.60	5	6	5	0.07	1.33	30.67	1.33
1.80	5	6	5	0.07	1.33	32.00	1.33
2.00	5	6	5	0.07	1.33	33.33	1.33
2.20	10	13	10	0.20	4.00	37.33	2.00
2.40	10	14	10	0.27	5.33	42.67	2.67
2.60	12	15	12	0.20	4.00	46.67	1.67
2.80	10	13	10	0.20	4.00	50.67	2.00
3.00	40	45	40	0.33	6.67	57.33	0.83
3.20	50	55	50	0.33	6.67	64.00	0.67
3.40	60	65	60	0.33	6.67	70.67	0.56
3.60	50	54	50	0.27	5.33	76.00	0.53
3.80	60	65	60	0.33	6.67	82.67	0.50
4.00	30	33	30	0.20	4.00	86.67	0.67
4.20	30	33	30	0.20	4.00	90.67	0.77
4.40	75	83	75	0.53	10.67	101.33	0.71
4.60	110	122	110	0.80	16.00	117.33	0.73
4.80	110	120	110	0.67	13.33	130.67	0.67
5.00	115	125	115	0.67	13.33	144.00	0.67
5.20	105	115	105	0.67	13.33	157.33	0.67
5.40	105	115	105	0.67	13.33	170.67	0.67
5.60	115	125	115	0.67	13.33	184.00	0.67
5.80	140	155	140	1.00	20.00	204.00	0.71
6.00	125	135	125	0.67	13.33	217.33	0.67
6.20	145	155	145	0.67	13.33	230.67	0.67
6.40	125	135	125	0.67	13.33	244.00	0.53
6.60	115	124	115	0.60	12.00	256.00	0.52
6.80	65	72	65	0.47	9.33	265.33	0.72
7.00	60	65	60	0.33	6.67	272.00	0.56
7.20	70	80	70	0.67	13.33	285.33	0.96
7.40	100	110	100	0.67	13.33	298.67	0.67
7.60	125	135	125	0.67	13.33	312.00	0.53
7.80	90	105	90	1.00	20.00	332.00	1.11
8.00	90	100	90	0.67	13.33	345.33	0.74
8.20	100	115	100	1.00	20.00	365.33	1.00
8.40	140	155	140	1.00	20.00	385.33	0.71
8.60	120	132	120	0.80	16.00	401.33	0.67
8.80	60	68	60	0.53	10.67	412.00	0.89
9.00	90	100	90	0.67	13.33	425.33	0.74
9.20	130	145	130	1.00	20.00	445.33	0.77
9.40	130	145	130	1.00	20.00	465.33	0.67
9.60	130	145	130	1.00	20.00	485.33	0.61
9.80	130	145	130	1.00	20.00	505.33	0.58
10.00	130	145	130	0.57	11.33	516.67	0.34

Gambar L-1.6 Data Sondir S-1

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH							
AGILITAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN, UII							
Jalan Raya Sekeloa Selatan 1, Yogyakarta 55146							
Proyek	Perencanaan Rumah Sakit Akademik UII			Lokasi	Bantul Yogyakarta		
No. Urut	S-1			Elevasi	0.00 m		
Tanggal	20 Agustus 2015			Kap. Sondir	5.00 ton		
GWL	1.50 m			Dikerjakan	Yudi Sugiyana		
Data Sondir							
Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - 2) * A _{cr} /A _s	local friction Fs x 20	total friction s (total (G))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
10.00	195	205	185	0.67	13.33	518.67	0.34
10.20	175	190	175	1.00	20.00	538.67	0.57
10.40	162	185	162	1.53	30.67	569.33	0.95
10.60	160	175	160	1.00	20.00	589.33	0.63
10.80	175	195	175	1.33	26.67	616.00	0.76
11.00	175	195	175	1.33	26.67	642.67	0.76
11.20	180	200	180	1.33	26.67	669.33	0.74
11.40	170	190	170	1.33	26.67	696.00	0.78
11.60	195	205	195	0.67	13.33	709.33	0.34
11.80	220	235	220	1.00	20.00	729.33	0.45
12.00	250	260	250	0.67	13.33	742.67	0.27
12.20							
12.40							
12.60							
12.80							
13.00							
13.20							
13.40							
13.60							
13.80							
14.00							
14.20							
14.40							
14.60							
14.80							
15.00							
15.20							
15.40							
15.60							
15.80							
16.00							
16.20							
16.40							
16.60							
16.80							
17.00							
17.20							
17.40							
17.60							
17.80							
18.00							
18.20							
18.40							
18.60							
18.80							
19.00							
19.20							
19.40							
19.60							
19.80							
20.00							

Gambar L-1.7 Data Sondir S-1

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIK TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN, UII
Jl. Sekeloa Utara No. 14.4 Telp. (0274) 895042, 895702 fax 855330 Yogyakarta 55584

Proyek	Perencanaan Rumah Sakit Akademik UII	Lokasi	Bandul, Yogyakarta
No Titik	S-2	Ekstensi	0.00 m
Tanggal	20 Agustus 2015	Kap. Sondir	5.00 ton
GVWL	1.50- m	Dikerjakan	Yudi/Sugiyana

Data Sondir

Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - Z)*Ac/As	local friction Fs x 20	total friction (tozp (6))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	8	9	8	0.07	1.33	1.33	0.83
0.40	10	12	10	0.13	2.67	4.00	1.33
0.60	10	12	10	0.13	2.67	6.67	1.33
0.80	18	22	18	0.27	5.33	12.00	1.48
1.00	55	60	55	0.33	6.67	18.67	0.61
1.20	20	24	20	0.27	5.33	24.00	1.33
1.40	40	45	40	0.33	6.67	30.67	0.83
1.60	35	38	35	0.20	4.00	34.67	0.57
1.80	30	33	30	0.20	4.00	38.67	0.67
2.00	15	18	15	0.20	4.00	42.67	1.33
2.20	5	6	5	0.07	1.33	44.00	1.33
2.40	5	6	5	0.07	1.33	45.33	1.33
2.60	30	33	30	0.20	4.00	49.33	0.67
2.80	50	55	50	0.33	6.67	56.00	0.67
3.00	60	68	60	0.53	10.67	66.67	0.89
3.20	60	68	60	0.53	10.67	77.33	0.89
3.40	70	80	70	0.67	13.33	90.67	0.95
3.60	90	100	90	0.67	13.33	104.00	0.74
3.80	110	120	110	0.67	13.33	117.33	0.61
4.00	130	143	130	0.87	17.33	134.67	0.67
4.20	60	67	60	0.47	9.33	144.00	0.78
4.40	70	80	70	0.67	13.33	157.33	0.95
4.60	70	80	70	0.67	13.33	170.67	0.95
4.80	80	92	80	0.80	16.00	186.67	1.00
5.00	95	106	95	0.73	14.67	201.33	0.77
5.20	95	108	95	0.87	17.33	218.67	0.91
5.40	50	55	50	0.33	6.67	225.33	0.67
5.60	70	76	70	0.40	8.00	233.33	0.57
5.80	75	82	75	0.47	9.33	242.67	0.62
6.00	75	86	75	0.73	14.67	257.33	0.98
6.20	110	125	110	1.00	20.00	277.33	0.91
6.40	130	140	130	0.57	13.33	290.67	0.51
6.60	140	155	140	1.00	20.00	310.67	0.71
6.80	160	173	160	0.87	17.33	328.00	0.54
7.00	170	190	170	1.33	26.67	354.67	0.78
7.20	40	50	40	0.67	13.33	368.00	1.67
7.40	60	70	60	0.67	13.33	381.33	1.11
7.60	60	70	60	0.67	13.33	394.67	1.11
7.80	100	110	100	0.87	17.33	408.00	0.67
8.00	130	145	130	1.00	20.00	428.00	0.77
8.20	100	120	100	1.33	26.67	454.67	1.33
8.40	80	100	80	1.33	26.67	481.33	1.67
8.60	40	50	40	0.67	13.33	494.67	1.67
8.80	45	57	45	0.80	16.00	510.67	1.78
9.00	45	55	45	0.67	13.33	524.00	1.48
9.20	80	90	80	0.67	13.33	537.33	0.83
9.40	90	100	90	0.67	13.33	550.67	0.74
9.60	70	80	70	0.67	13.33	564.00	0.95
9.80	70	85	70	0.67	13.33	577.33	0.89
10.00	80	90	80	0.67	13.33	590.67	0.74

Gambar L-1.8 Data Sondir S-2

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS KALIDAMARAN, UII

Jl. Sekeloa Utara No. 1, Sekeloa Utara, Yogyakarta 55584

Telp. (0274) 255 114, Fax (0274) 255 115, Email: ftsp@uikd.ac.id

Perencanaan Rumah Cakri Abadensis UII

No. Tisk : S-2

Tanggal : 20 Agustus 2015

GVL : 1.50 m

Lokasi : Bantul, Yogyakarta

Elevasi : 0.00 m

Kap. Sondir : 5.00 ton

Diperjakan : Yudi Sughyana

Data Sondir

Kedalaman	Cr	Cr + Fs	qc	Fs	local friction	total friction	Friction ratio
(m)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(kg/cm ²)	(3 - Z)*Ac/Aa	Fs x 20	(total (6))	(%)
1	2	3	4	5	6	7	8
10.00	90	100	90	0.67	13.33	590.67	0.74
10.20	130	145	130	1.00	20.00	610.67	0.77
10.40	145	160	145	1.00	20.00	630.67	0.66
10.60	150	165	150	1.00	20.00	650.67	0.62
10.80	130	140	130	0.67	13.33	664.00	0.51
11.00	135	150	135	1.00	20.00	684.00	0.74
11.20	165	185	165	1.33	26.67	710.67	0.81
11.40	185	205	185	1.33	26.67	737.33	0.72
11.60	210	225	210	1.00	20.00	757.33	0.40
11.80	200	220	200	1.33	26.67	784.00	0.67
12.00	235	255	235	1.33	26.67	810.67	0.57
12.20	250	260	250	0.67	13.33	824.00	0.27
12.40							
12.60							
12.80							
13.00							
13.20							
13.40							
13.60							
13.80							
14.00							
14.20							
14.40							
14.60							
14.80							
15.00							
15.20							
15.40							
15.60							
15.80							
16.00							
16.20							
16.40							
16.60							
16.80							
17.00							
17.20							
17.40							
17.60							
17.80							
18.00							
18.20							
18.40							
18.60							
18.80							
19.00							
19.20							
19.40							
19.60							
19.80							
20.00							

Gambar L-1.9 Data Sondir S-2

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH JURUSAN TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN, UII							
Proyek :	Peningkatan Rawa Sakot Akademik UII			Lokasi :	Bantul, Yogyakarta		
No. Tek :	S-3			Elevasi :	0.00 m		
Tanggal :	20 Agustus 2015			Kap. Sondir :	5,00 ton		
GWL :	1.50- m			Dikerjakan :	Yudi Sugiyana		
Data Sondir							
Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - Z)*Ac/As	local friction Fs x 20	total friction (total (5))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	5	5.5	5	0.03	0.67	0.67	0.67
0.40	8	10	8	0.13	2.67	3.33	1.67
0.60	20	22	20	0.13	2.67	6.00	0.67
0.80	18	22	18	0.27	5.33	11.33	1.48
1.00	20	24	20	0.27	5.33	16.67	1.33
1.20	50	55	50	0.33	6.67	23.33	0.67
1.40	40	45	40	0.33	6.67	30.00	0.83
1.60	40	45	40	0.33	6.67	36.67	0.83
1.80	80	90	80	0.67	13.33	50.00	0.83
2.00	55	62	55	0.47	9.33	59.33	0.85
2.20	30	40	30	0.67	13.33	72.67	2.22
2.40	40	45	40	0.33	6.67	79.33	0.83
2.60	45	55	45	0.67	13.33	92.67	1.48
2.80	65	75	65	0.67	13.33	106.00	1.03
3.00	90	100	90	0.67	13.33	119.33	0.74
3.20	55	67	55	0.80	16.00	135.33	1.45
3.40	70	80	70	0.67	13.33	148.67	0.95
3.60	70	80	70	0.67	13.33	162.00	0.95
3.80	80	90	80	0.67	13.33	175.33	0.83
4.00	50	60	50	0.67	13.33	188.67	1.33
4.20	50	60	50	0.67	13.33	202.00	1.33
4.40	50	60	50	0.67	13.33	215.33	0.95
4.60	50	60	50	0.67	13.33	228.67	0.95
4.80	70	80	70	0.67	13.33	242.00	0.95
5.00	100	110	100	0.67	13.33	255.33	0.67
5.20	65	95	65	2.00	40.00	295.33	3.00
5.40	60	75	60	1.00	20.00	315.33	0.95
5.60	70	75	70	0.33	6.67	322.00	0.95
5.80	50	62	50	0.80	16.00	338.00	1.60
6.00	90	100	90	0.67	13.33	351.33	0.74
6.20	120	130	120	0.67	13.33	364.67	0.95
6.40	185	195	185	0.67	13.33	378.00	0.95
6.60	150	165	150	1.00	20.00	398.00	0.95
6.80	170	185	170	1.00	20.00	418.00	0.95
7.00	180	192	180	0.80	16.00	434.00	0.44
7.20	70	80	70	0.67	13.33	447.33	0.95
7.40	60	70	60	0.67	13.33	460.67	1.11
7.60	60	72	60	0.80	16.00	476.67	1.33
7.80	70	80	70	0.67	13.33	490.00	0.95
8.00	90	100	90	0.67	13.33	503.33	0.74
8.20	100	115	100	1.00	20.00	523.33	1.00
8.40	90	100	90	0.67	13.33	536.67	0.74
8.60	90	100	90	0.67	13.33	550.00	0.74
8.80	50	60	50	0.67	13.33	563.33	1.33
9.00	70	80	70	0.67	13.33	576.67	0.95
9.20	110	110	110	0.00	0.00	576.67	0.00
9.40	90	100	90	0.67	13.33	590.00	0.74
9.60	55	65	55	0.67	13.33	603.33	1.21
9.80	70	80	70	0.67	13.33	616.67	0.95
10.00	70	80	70	0.67	13.33	630.00	0.95

Gambar L-1.10 Data Sondir S-3

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN, UII

Nama :
Pengukuran Rumah Sani (Kedondok)

No. Titik :
S-3

Tanggal :
20 Agustus 2015

Waktu :
15.00

Lokasi :
Bumi, Yogyakarta

Elevasi :
0.00 m

Kap. Gerdil :
5.00 ton

Diperjikan :
Yudi Supriyana

Gambar L-1.11 Data Sondir S-3

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS PADJADJARAN

Proyek : Perencanaan Rumah Sakit Akademik UI
No Titik : S-4
Tanggal : 20 Agustus 2015
GWL : 1.50 m

Lokasi : Barat, Yogyakarta
Elevasi : 0.00 m
Kap. Sondir : 5,00 ton
Dikerjakan : Yudi Supriana

Data Sondir

Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - Z) * Ac / As	local friction Fs x 20	total friction (total (5))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
0.00	0	0	0	0.00	0.00	0.00	0.00
0.20	5	6	5	0.07	1.33	1.33	1.33
0.40	5	6	5	0.07	1.33	2.67	1.33
0.60	20	22	20	0.13	2.67	5.33	0.67
0.80	50	55	50	0.33	6.67	12.00	0.67
1.00	50	55	50	0.33	6.67	18.67	0.67
1.20	15	18	15	0.20	4.00	22.67	1.33
1.40	15	18	15	0.20	4.00	26.67	1.33
1.60	15	18	15	0.20	4.00	30.67	1.33
1.80	15	20	15	0.33	6.67	37.33	2.22
2.00	20	24	20	0.27	5.33	42.67	1.33
2.20	10	15	10	0.33	6.67	49.33	3.33
2.40	20	25	20	0.33	6.67	56.00	1.87
2.60	60	65	60	0.33	6.67	62.67	0.56
2.80	50	55	50	0.33	6.67	69.33	0.87
3.00	50	55	50	0.33	6.67	76.00	0.87
3.20	60	68	60	0.53	10.67	86.67	0.89
3.40	80	89	80	0.60	12.00	98.67	0.75
3.60	60	70	60	0.57	13.33	112.00	1.11
3.80	40	50	40	0.57	13.33	125.33	1.67
4.00	50	60	50	0.67	13.33	138.67	1.33
4.20	80	90	80	0.67	13.33	152.00	0.83
4.40	100	110	100	0.67	13.33	165.33	0.67
4.60	100	115	100	1.00	20.00	185.33	1.00
4.80	125	135	125	0.67	13.33	198.67	0.63
5.00	130	145	130	1.00	20.00	218.67	0.77
5.20	100	110	100	0.67	13.33	232.00	0.57
5.40	105	115	105	0.67	13.33	245.33	0.63
5.60	130	140	130	0.67	13.33	258.67	0.51
5.80	140	150	140	0.87	13.33	272.00	0.48
6.00	120	130	120	0.87	13.33	285.33	0.58
6.20	90	100	90	0.67	13.33	298.67	0.74
6.40	130	145	130	1.00	20.00	318.67	0.77
6.60	120	135	120	1.00	20.00	338.67	0.83
6.80	100	115	100	1.00	20.00	358.67	1.00
7.00	105	115	105	0.67	13.33	372.00	0.63
7.20	90	100	90	0.67	13.33	385.33	0.74
7.40	120	132	120	0.80	16.00	401.33	0.67
7.60	80	100	80	1.33	26.67	428.00	1.67
7.80	100	115	100	1.00	20.00	448.00	1.00
8.00	120	130	120	0.67	13.33	461.33	0.56
8.20	80	90	80	0.67	13.33	474.67	0.83
8.40	100	110	100	0.57	13.33	488.00	0.87
8.60	130	140	130	0.67	13.33	501.33	0.51
8.80	125	135	125	0.67	13.33	514.67	0.53
9.00	110	120	110	0.67	13.33	528.00	0.61
9.20	110	115	110	0.33	6.67	534.67	0.30
9.40	150	160	150	0.67	13.33	548.00	0.44
9.60	170	185	170	1.00	20.00	568.00	0.59
9.80	170	185	170	1.00	20.00	588.00	0.59
10.00	175	190	175	1.00	20.00	608.00	0.57

Gambar L-1.12 Data Sondir S-4

(Sumber : Laboratorium Mekanika Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
JURUSAN TEKNIK SIPIL

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS SEBELAS MARET
Jl. Sekeloa Timur 1 - SEBELA - SURABAYA 60132
Telp. (031) 843 7311 - 843 7312 Fax. (031) 843 7313 Email: lab.mekanika@uns.ac.id

Proyek	Pencetakan Rupa' Sekeloa dan 3 U1	Lokasi	Samul, Yogyakarta
No Tisk	: S-4	Elevasi	6.00 m
Tanggal	: 29 Agustus 2015	Kap. Sondir	5,00 ton
DWL	: 150 m	Dikerjakan	Yudi Sugiyana

Data Sondir

Kedalaman (m)	Cr (kg/cm ²)	Cr + Fs (kg/cm ²)	qc (kg/cm ²)	Fs (3 - 2)°Ad/As	local friction Fs x 20	total friction (total (6))	Friction ratio (%)
1	2	3	4	5	6	7	8
10.00	175	190	175	1.00	20.00	608.00	0.57
10.20	185	195	185	0.67	13.33	621.33	0.36
10.40	165	175	165	0.67	13.33	634.67	0.40
10.60	160	170	160	0.67	13.33	648.00	0.42
10.80	160	170	160	0.67	13.33	661.33	0.42
11.00	180	195	180	1.00	20.00	681.33	0.56
11.20	170	180	170	0.67	13.33	694.67	0.39
11.40	195	210	195	1.00	20.00	714.67	0.51
11.60	200	215	200	1.00	20.00	734.67	0.50
11.80	235	245	235	0.67	13.33	748.00	0.28
12.00	250	260	250	0.67	13.33	761.33	0.27
12.20							
12.40							
12.60							
12.80							
13.00							
13.20							
13.40							
13.60							
13.80							
14.00							
14.20							
14.40							
14.60							
14.80							
15.00							
15.20							
15.40							
15.60							
15.80							
16.00							
16.20							
16.40							
16.60							
16.80							
17.00							
17.20							
17.40							
17.60							
17.80							
18.00							
18.20							
18.40							
18.60							
18.80							
19.00							
19.20							
19.40							
19.60							
19.80							
20.00							

Gambar L-1.13 Data Sondir S-4

(Sumber : Laboratorium Mekanikah Tanah Jurusan Teknik Sipil FTSP UII)

Tabel L-1.18 Data SPT BM-1 dan BM-2

No	Kedalaman (m)	BM 1		BM 2	
		Penetrasi (cm)	Nilai Nspt	Penetrasi (cm)	Nilai Nspt
1	0.00	0.00	0	0	0
2	2.00	30	27	30	50
3	4.00	30	25	30	14
4	6.00	30	27	30	26
5	8.00	30	43	30	29
6	10.00	30	32	30	33
7	12.00	30	40	30	41
8	14.00	30	12	30	12
9	16.00	30	22	30	13
10	18.00	30	16	30	19
11	20.00	30	82	24	104
12	22.00	27	100	26	107
13	24.00	30	74	23	60
14	26.00	30	57	30	66

(Sumber : Laporan Hasil Penyelidikan Tanah Pada Proyek Pembangunan Gedung RSA Universitas Islam Indonesia)

Tabel L-1.19 Data Hasil Uji Sondir

Titik Sondir	Kedalaman (m)	Nilai Konus (CR) Kg/cm ²	Jumlah hambatan Lekat (TF) Kg/cm
S – 1	12.00	250	742.67
S – 2	12.00	250	824.00
S – 3	13.60	235	892.00
S – 3	12.00	250	761.00

(Sumber : Laporan Hasil Penyelidikan Tanah Pada Proyek Pembangunan Gedung RSA Universitas Islam Indonesia)

Lampiran 2 Hasil SAP2000

Tabel L-2.1 Data Hasil SAP 2000

Frame	Station	Output Case	P	V2	M3	M2
4110	0	COMB7	-730.553	6.2487	21.84889	2.01704
4110	2	COMB7	-728.275	6.2487	9.35148	1.07609
4110	4	COMB7	-725.997	6.2487	-3.14593	0.13515
4110	0	COMB15	-675.053	6.3844	22.02211	1.78669
4110	2	COMB15	-673.803	6.3844	9.25338	1.0723
4110	4	COMB15	-672.553	6.3844	-3.51535	0.35792
4110	0	COMB8	-607.512	5.2113	18.09112	-1.02207
4110	2	COMB8	-605.355	5.2113	7.66851	-0.55036
4110	4	COMB8	-603.198	5.2113	-2.75411	-0.07865
4110	0	COMB16	-561.254	5.3245	18.23454	-1.22767
4110	2	COMB16	-559.883	5.3245	7.58564	-0.54867
4110	4	COMB16	-558.512	5.3245	-3.06326	0.13032
4110	0	COMB3	-471.045	3.2887	12.04756	5.44638
4110	2	COMB3	-468.767	3.2887	5.47019	2.80791
4110	4	COMB3	-466.489	3.2887	-1.10719	0.16945
4110	0	COMB11	-415.545	3.4243	12.22077	5.21603
4110	2	COMB11	-414.295	3.4243	5.37208	2.80412
4110	4	COMB11	-413.045	3.4243	-1.47661	0.39221
4110	0	COMB4	-139.233	-0.1649	0.32396	5.69596
4110	2	COMB4	-137.076	-0.1649	0.6537	2.85323
4110	4	COMB4	-134.918	-0.1649	0.98343	0.01051
4110	0	COMB2	-102.972	-0.2516	-0.32281	0.4065
4110	2	COMB2	-100.956	-0.2516	0.18033	0.01446
4110	4	COMB2	-98.9398	-0.2516	0.68348	-0.37758
4110	0	COMB1	-89.8545	-0.2189	-0.28961	0.24055
4110	2	COMB1	-87.5025	-0.2189	0.14814	0.05322
4110	4	COMB1	-85.1505	-0.2189	0.5859	-0.1341
4110	0	COMB12	-79.3107	-0.1727	0.03207	5.14111
4110	2	COMB12	-77.9399	-0.1727	0.37752	2.66757
4110	4	COMB12	-76.569	-0.1727	0.72296	0.19402
4110	0	DEAD	-64.1818	-0.1563	-0.20687	0.17182
4110	2	DEAD	-62.5018	-0.1563	0.10582	0.03802
4110	0	COMB5	-60.9095	-0.1693	-0.47835	-4.68396
4110	4	DEAD	-60.8218	-0.1563	0.4185	-0.09579
4110	2	COMB5	-59.0347	-0.1693	-0.13973	-2.61359
4110	4	COMB5	-57.1598	-0.1693	0.19888	-0.54322
4110	0	COMB13	-36.2165	-0.1087	-0.40443	-4.83183
4110	2	COMB13	-34.5634	-0.1087	-0.18705	-2.59913
4110	4	COMB13	-32.9103	-0.1087	0.03034	-0.36643
4110	0	live	-16.221	-0.04	-0.04661	0.12519
4110	2	live	-16.221	-0.04	0.03334	-0.01948
4110	4	live	-16.221	-0.04	0.1133	-0.16415
4110	0	COMB6	284.5665	-3.7439	-12.6373	-4.78362
4110	2	COMB6	286.3204	-3.7439	-5.14953	-2.75562
4110	4	COMB6	288.0743	-3.7439	2.33819	-0.72763
4110	0	COMB14	300.0173	-3.7058	-12.5931	-4.90675
4110	2	COMB14	301.7914	-3.7058	-5.18161	-2.73569
4110	4	COMB14	303.5655	-3.7058	2.22992	-0.56463
4110	0	COMB9	421.0338	-5.6665	-18.6808	1.68483
4110	2	COMB9	422.9087	-5.6665	-7.34786	0.60265
4110	4	COMB9	424.7836	-5.6665	3.98511	-0.47953
4110	0	COMB17	445.7269	-5.6059	-18.6069	1.53695
4110	2	COMB17	447.38	-5.6059	-7.39517	0.61711
4110	4	COMB17	449.0331	-5.6059	3.81657	-0.30274
4110	0	COMB10	544.0744	-6.7039	-22.4386	-1.35428
4110	2	COMB10	545.8283	-6.7039	-9.03083	-1.0238
4110	4	COMB10	547.5823	-6.7039	4.37693	-0.69333
4110	0	COMB18	559.5253	-6.6658	-22.3945	-1.47741
4110	2	COMB18	561.2994	-6.6658	-9.06291	-1.00387
4110	4	COMB18	563.0735	-6.6658	4.26865	-0.53033