

TUGAS AKHIR

**PERENCANAAN ULANG PONDASI TIANG BOR
DENGAN VARIASI DIMENSI MENGGUNAKAN
METODE RESEE&WRIGHT(1977),
AOKI&VELLOSO(1975) DAN PRICE&WARDLE(1982)
PADA TANAH LEMPUNG
(*REDESIGN BORED PILE FOUNDATION WITH
DIMENSIONAL VARIATION USING
RESEE&WRIGHT(1977), AOKI&VELLOSO(1975) AND
PRICE&WARDLE(1982) METHOD*)**

(Studi Kasus Gedung RSUD dr. Murdjani, Sampit, Kalimantan Tengah)

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



**Yulia Kartika Dewi
17511036**

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
2021**

TUGAS AKHIR

PERENCANAAN ULANG PONDASI TIANG BOR DENGAN VARIASI DIMENSI MENGGUNAKAN METODE RESEE&WRIGHT(1977), AOKI&VELLOSO(1975) DAN PRICE&WARDLE(1982) PADA TANAH LEMPUNG (*REDESIGN BORED PILE FOUNDATION WITH DIMENTIONAL VARIATION USING RESEE&WRIGHT(1977), AOKI&VELLOSO(1975) AND PRICE&WARDLE(1982) METHOD*)

Disusun oleh



Yulia Kartika Dewi
17511036

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

Diuji pada tanggal 02 November 2021

Oleh Dewan Penguji

Pembimbing

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

Penguji 1

Edy Purwanto, Dr. Ir. CES., DEA
NIK: 855110101

Penguji 2

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



Mengesahkan,
Keua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Ir. Sri Amiri Yuni Astuti, M.T.
NIK: 885110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan seyakini-yakinnya bahwa laporan Tugas Akhir yang telah saya susun sebagai syarat untuk penyelesaian program jenjang Sarjana di Program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu pada 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, November 2021

Yang membuat pernyataan,



Yulia Kartika Dewi
(17511036)

KATA PENGANTAR

Puji syukur penulis panjatkan kepada Tuhan Yang Maha Esa karena atas berkat dan limpahan rahmatnya penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir yang berjudul *Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Bor Dengan Variasi Dimensi Menggunakan Metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) Dan Price&Wardle(1982) Pada Tanah Lempung* dengan baik. Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat akademik dalam menyelesaikan studi tingkat sarjana di Prodi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Penyusunan Tugas Akhir ini tentunya tidak luput dari segala hambatan yang telah dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik serta dorongan dari berbagai pihak, Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam-dalamnya kepada:

1. Bapak Akhmad Marzuko, Ir., M.T., selaku dosen pembimbing yang senantiasa membimbing penulis dalam penyelesaian Tugas Akhir.
2. Ibu Edy Purwanto, Dr.Ir.,CES.,DEA selaku dosen penguji 1 dan Bapak M. Rifqi Abdurrozak, S.T., M.Eng selaku dosen penguji 2 Tugas Akhir.
3. Ibu Dr. Ir. Sri Amini Yuni Astuti, M.T., selaku Ketua Program Studi Sarjana Teknik Sipil,
4. Bapak Alan, selaku pegawai Dinas PU Sampit, yang telah membantu penulis dalam mengumpulkan data yang dibutuhkan.
5. Orang tua dan kakak tercinta yang selalu memberikan doa, semangat dan nasihat sehingga Tugas Akhir dapat diselesaikan dengan baik.

Penulis berharap agar Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi berbagai pihak yang membutuhkannya.

Yogyakarta, November 2021
Penulis

Yulia Kartika Dewi
17511036

DAFTAR ISI

Halaman Judul	i
Halaman Pengesahan	ii
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	vi
DAFTAR GAMBAR	vii
DAFTAR LAMPIRAN	viii
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN	ix
ABSTRAK	x
ABSTRACT	xi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penelitian	2
1.4 Batasan Penelitian	3
1.5 Manfaat Penelitian	4
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	5
2.1 Pondasi Tiang Pancang	5
2.2 Pondasi Tiang Bor (<i>Bored Pile Foundation</i>)	7
2.3 Penurunan Pondasi Tiang Bor	9
2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian Yang Akan Dilakukan	10
BAB III LANDASAN TEORI	13
3.1 Tanah	13
3.2 Penyelidikan Tanah	14
3.2.1 Standard Penetration Test (SPT)	14
3.2.2 Cone Penetration Test (CPT)	15
3.3 Pondasi Tiang Bor	15

3.4	Distribusi Beban Gempa	15
3.5	Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor	21
3.6	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data SPT	23
3.6.1	Kapasitas Dukung Tiang Metode Reese&Wright(1977)	23
3.7	Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Sondir (CPT)	26
3.7.1	Kapasitas Dukung Tiang Metode Aoki&Velloso(1975)	26
3.7.2	Kapasitas Dukung Tiang Metode Price & Wardle(1982)	28
3.8	Kapasitas Dukung Tiang Kelompok	29
3.8.1	Jumlah Tiang	29
3.8.2	Jarak dan Susunan Tiang	30
3.8.3	Persamaan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	31
3.9	Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor	34
3.10	Penurunan Pondasi Tiang Bor (Settlement)	35
3.10.1	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	35
3.10.2	Penurunan Pondasi Kelompok Tiang	35
3.11	SAP2000	42
BAB IV METODE PENELITIAN		43
4.1	Metode Penelitian	43
4.2	Pengumpulan Data	43
4.3	Analisis Data	44
4.3.1	Analisis Pembebanan	44
4.3.2	Analisis Pondasi Tiang Bor	45
4.4	Bagan Alir Penelitian	45
BAB V ANALISIS PONDASI TIANG BOR		49
5.1	Data Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murjani	49
5.1.1	Data Umum	50
5.1.2	Spesifikasi Material	50
5.1.3	Denah Konstruksi	50
5.1.4	Data Struktur	52
5.2	Pembebanan Struktur	54
5.2.1	Peraturan Pembebanan	55
5.2.2	Kombinasi Pembebanan	55

5.2.3	Pembebanan	56
5.3	Input dan Output Program SAP2000	61
5.4	Data Karakteristik Tanah	63
5.5	Desain Pondasi Tiang Bor	63
5.5.1	Kapasitas Dukung Tiang Bor	64
5.5.2	Kapasitas Dukung Tiang Pancang	104
5.5.3	Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor	107
5.5.4	Analisis Kekuatan Tiang Bor	109
5.5.5	Penurunan Pondasi Tiang	110
5.6	Pembahasan	135
5.6.1	Hasil Analisis Struktur Program SAP2000	135
5.6.2	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal	136
5.6.3	Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	137
5.6.4	Hasil Analisis Penurunan Tiang	138
5.6.5	Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor	140
BAB VI SIMPULAN DAN SARAN		141
6.1	Simpulan	141
6.2	Saran	142
DAFTAR PUSTAKA		143
LAMPIRAN		132

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan	10
Tabel 3.1	Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x	16
Tabel 3.2	Koefisien C_u	17
Tabel 3.3	Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung	18
Tabel 3.4	Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan	19
Tabel 3.5	Korelasi N-SPT dengan C_u Pada Tanah Lempung	24
Tabel 3.6	Bearing Capacity Factor, k_b (Aoki&Velloso)	27
Tabel 3.7	Empirical Factor, F_s	27
Tabel 3.8	Pile Types Factor, α_s	28
Tabel 3.9	Bearing Capacity Factor, k_b (Price&Wardle)	29
Tabel 3.10	Skin Friction Factor, k_s	29
Tabel 3.11	Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah	37
Tabel 3.12	Nilai Indeks Kompresi, C_c	41
Tabel 3.13	Nilai Angka Pori, e	41
Tabel 5.1	Tipe dan Dimensi Kolom Gedung IBS	53
Tabel 5.2	Tipe dan Dimensi Balok Gedung IBS	54
Tabel 5.3	Tipe dan Dimensi Pelat Gedung IBS	54
Tabel 5.4	Analisis Beban Mati pada Lantai	56
Tabel 5.5	Analisis Beban Mati pada Atap	57
Tabel 5.6	Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	59
Tabel 5.7	Parameter Percepatan Spektrum Desain	59
Tabel 5.8	Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik	60
Tabel 5.9	<i>Output</i> Analisis Program SAP2000 Pada Frame 1347	63
Tabel 5.10	Distribusi Beban Pada Tiang Bor	109
Tabel 5.11	Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang	136
Tabel 5.12	Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	138
Tabel 5.13	Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang	139

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada Perioda Pendek	19
Gambar 3.2	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar pada 1 Detik (S1)	20
Gambar 3.3	Tiang Dukung Ujung (End Bearing Pile)	22
Gambar 3.4	Tiang Gesek (Friction Pile)	23
Gambar 3.5	Korelasi N-SPT dengan Kohesi Pada Tanah Lempung	24
Gambar 3.6	Jarak Antar Tiang	30
Gambar 3.7	Susunan Tiang Dalam Tiang Kelompok	31
Gambar 3.8	Beban Sentris dan Momen Pada Kelompok Tiang	34
Gambar 3.9	Grafik Faktor Koreksi μ_i dan μ_o	37
Gambar 3.10	Penurunan Tiang dengan Metode Penyebaran 2:1	39
Gambar 3.11	Korelasi Nilai Indeks Kompresi dengan Kadar Air	40
Gambar 4.1	Bagan Alir Pembebanan Struktur dengan SAP2000	46
Gambar 4.2	Bagan Alir Metode Penelitian	47
Gambar 5.1	Denah Lokasi Gedung Instalasi Bedah Sentral	49
Gambar 5.2	Denah Lantai 1	51
Gambar 5.3	Denah Lantai 2	51
Gambar 5.4	Denah Lantai 3	52
Gambar 5.5	Denah Lantai 4	52
Gambar 5.6	Hasil <i>Output</i> Nilai T_c	59
Gambar 5.7	Hasil Respon Spektrum	60
Gambar 5.8	Portal 3D	61
Gambar 5.9	Model Desain Pondasi Tiang Bor	63
Gambar 5.10	Grafik NSPT D=0,3 m	64
Gambar 5.11	N-SPT	65
Gambar 5.12	Konfigurasi Tiang dengan D=0,3 m (Reese&Wright)	69
Gambar 5.13	Grafik Faktor N^*c Tiang D =0,3 m	70
Gambar 5.14	Grafik NSPT D=0,4 m	71
Gambar 5.15	Konfigurasi Tiang dengan D=0,4 m (Reese&Wright)	75

Gambar 5.16	Grafik Faktor N^*c Tiang $D = 0,4$ m	76
Gambar 5.17	Grafik NSPT $D=0,5$ m	77
Gambar 5.18	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,5$ m (Reese&Wright)	81
Gambar 5.19	Grafik Faktor N^*c Tiang $D = 0,5$ m	82
Gambar 5.20	Grafik Sondir $D=0,3$ m	83
Gambar 5.21	Nilai q_c	84
Gambar 5.22	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,3$ m (Aoki&Velloso)	86
Gambar 5.23	Grafik Sondir $D=0,4$ m	88
Gambar 5.24	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,4$ m (Aoki&Velloso)	91
Gambar 5.25	Grafik Sondir $D=0,5$ m	92
Gambar 5.26	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,5$ m (Aoki&Velloso)	95
Gambar 5.27	Nilai f_s	97
Gambar 5.28	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,3$ m (Price&Wardle)	99
Gambar 5.29	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,4$ m (Price&Wardle)	101
Gambar 5.30	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,5$ m (Price&Wardle)	104
Gambar 5.31	Konfigurasi Tiang dengan $D=0,4$ m (Existing)	106
Gambar 5.32	Desain Tiang Bor Diameter $0,5$ m	108
Gambar 5.33	Distribusi Beban pada Kelompok Tiang	112
Gambar 5.34	Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Tunggal	137
Gambar 5.35	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	138
Gambar 5.36	Perbandingan Penurunan Kelompok Tiang	139

DAFTAR LAMPIRAN

- Lampiran 1 Data Uji SPT
- Lampiran 2 Data Uji Sondir
- Lampiran 3 Data Hasil Uji Laboratorium
- Lampiran 4 Denah Tiang Pancang Eksisting
- Lampiran 5 Denah Lantai hingga Atap
- Lampiran 6 Sketsa Nilai SPT Beserta Lapisan Tanah
- Lampiran 7 Sketsa Nilai qc Beserta Lapisan Tanah
- Lampiran 8 Sketsa Nilai fs Beserta Lapisan Tanah

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

Ab	= Luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
Ap	= Luas penampang tiang (m^2)
As	= Luas selimut tiang (m^2)
B	= Lebar pondasi (m)
Bg	= Lebar kelompok tiang (m)
Lg	= Panjang kelompok tiang (m)
CPT	= Cone Penetration Test
Cp	= Koefisien empiris
Cs	= Konstanta Empiris
cu	= Kohesi tanah (kN/m^2)
d	= Diameter tiang (m)
e	= Angka pori
Eg	= Efisiensi kelompok tiang
fs	= Gesekan selimut tiang per satuan luas (kN/m^2)
H	= Tebal lapisan (m)
kb	= Koefisien permeabilitas arah horizontal
ks	= Koefisien permeabilitas arah vertical
JHP	= Jumlah hambatan pelekak (kN/m)
L	= Panjang tiang <i>bored pile</i> (m)
Mx	= Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x (kNm)
My	= Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y (kNm)
N-SPT	= Nilai N-SPT
P	= Keliling tiang (m)
P	= Beban aksial (kN)
Pt	= Beban total (kN)
S	= Jarak antar tiang (m)
S	= Penurunan tiang tunggal (m)
Sg	= Penurunan kelompok tiang (m)

SPT	= Standard Penetration Test
Qa	= Kapasitas dukung ijin tiang (kN/m ²)
q _{c(tip)}	= Nilai tahanan di ujung tiang (kN/m ²)
Qg	= Kapasitas dukung kelompok tiang (kN/m ²)
Qp	= Kapasitas dukung ujung tiang (kN/m ²)
qp	= Tahanan ujung per satuan luas (kN/m ²)
Qs	= Kapasitas gesek dinding ultimit (kN/m ²)
qs	= Tahanan selimut per satuan luas (kN/m ²)
Qu	= Kapasitas dukung ultimit (kN/m ²)
Wp	= Berat tiang (kN)
Wpc	= Berat <i>pile cap</i> (kN)
μ	= Faktor koreksi
α	= Koefisien adhesi antara tanah dan tiang
φ	= Berat isi tanah

ABSTRAK

Gedung Instalasi Bedah Sentral pada RSUD dr. Murjani Sampit dibangun dengan tujuan untuk meningkatkan sarana dan prasarana kesehatan kepada masyarakat dan mendukung percepatan pembangunan kota Sampit. Pembangunan sebuah gedung memerlukan pondasi kokoh yang mampu menompang beban bangunan yang berada di atasnya. Pondasi eksisting gedung menggunakan tiang pancang berdiameter 0,4 m sepanjang 19 m di bawah muka tanah. Peneliti ingin menganalisis pondasi menggunakan tiang bor dengan variasi dimensi sehingga diharapkan menghasilkan desain pondasi yang efektif, aman serta ekonomis.

Perhitungan kapasitas dukung pondasi menggunakan diameter 0,3 m, 0,4 m, dan 0,5 m dengan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982). Perhitungan analisis mengetahui perbandingan nilai kapasitas dukung pondasi tiang bor dan tiang pancang eksisting.

Hasil kapasitas dukung kelompok tiang (Q_g) metode Reese&Wright diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 7030,225 kN, 7339,829 kN, 6363,924 kN lebih besar dari nilai $P = 2894,162$ kN, metode Aoki&Velloso diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 2929,261 kN, 2897,228 kN, 3811,172 kN lebih besar dari P , serta metode Price&Wardle diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 3026,892 kN, 2971,110 kN dan 2945,906 kN lebih besar dari nilai P . Tiang bor (desain) berdiameter 0,5 m dengan metode Aoki&Velloso(1982) memiliki nilai $Q_g > P$ yaitu sebesar 3811,172 kN $>$ 2894,162 kN dan $Q_g > P_t$ yaitu sebesar 3811,172 kN $>$ 3353,833 kN sehingga pondasi aman digunakan karena beban mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

Kata kunci : Pondasi Tiang, Kapasitas Dukung, Diameter

ABSTRACT

Installation Central Surgery Building at regional hospital dr. Murjani Sampit, built for upgrading the medical facilities to citizens and supporting the the city building. Building a construction needs a good foundation to hold up all of loads upper the construction. The existng pile foundation was using diameter 0,4 m with depth 19 m below the ground level. The researcher will analysis bored pile foundation with variation of diameters and expects that foundation will be effective, safely and economics.

The bearing pile capacity use the diameter of 0,3 m, 0,4 m and 0,5 m with Reese&Wright(1977)'s method, Aoki&Velloso(1975)'s method and Price&Wardle(1982)'s method. The purpose of this research is to know the comparison of bearing capacity value of bored pile foundation with existing pile foundation.

The result of the analysis of the capacity of support group of Reese&Wright's method of diameter 0,3 m, 0,4 m 0,5 m obtained 7030,225 kN, 7339,829 kN, 6363,924 kN bigger than value $P = 2894,162$ kN, Aoki&Velloso's method of diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m obtained respectively 2929,261 kN, 2897,228 kN, 3811,172 kN bigger than value P , Price&Wardle's method of diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m obtained respectively 3026,892 kN, 2971,110 kN dan 2945,906 kN bigger than value P , so the bored pile foundation are safely to use in the development of Installation Central Surgery Building. The design alternative was using Price&Wardle's method of diameter 0,5 m has the pile group bearing capacity (Q_g) is greater than the axial load (P) and the total axial load (P_t), they are $3811,1723$ kN > $2894,162$ kN dan $3811,172$ kN > $3353,833$ kN, so bored pile foundation is safety to use in building construction cause of the loads can be supported by a group pile foundation

Key words : Pile Foundation, Bearing Capacity, Diameter

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Konstruksi bangunan dapat dibagi menjadi dua bagian utama yakni struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas meliputi bagian bangunan yang berada di atas permukaan tanah seperti kolom, balok dan pelat, sedangkan struktur bawah yaitu struktur yang berada di bawah permukaan tanah yang disebut dengan pondasi. Pondasi merupakan struktur bagian bawah bangunan yang meneruskan beban yang ditopang oleh pondasi dan beratnya sendiri untuk disalurkan ke dalam tanah dan batuan yang terletak dibawahnya (Bowles, 1997).

Berdasarkan uraian di atas, maka pondasi harus menjamin kestabilan struktur akibat beban-beban yang bekerja. Penurunan pondasi secara setempat maupun merata tidak boleh terjadi melebihi batas tertentu. Retak struktur hingga keruntuhan bangunan akan terjadi jika pondasi mengalami penurunan yang melebihi batas.

Perencanaan pondasi pada suatu struktur bangunan perlu mempertimbangkan sifat fisik tanah seperti tekstur tanah, struktur tanah dan konsistensi tanah. Hal ini berkaitan dengan kemampuan daya dukung tanah dalam memikul beban yang bekerja diatasnya.

Adapun jenis pondasi dibagi menjadi dua macam yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal digunakan ketika lapisan tanah keras yang mampu mendukung beban di atasnya berada dekat dengan permukaan tanah, sedangkan lapisan tanah keras pondasi dalam berada pada kedalaman yang jauh dari permukaan tanah. Penggunaan pondasi dalam meliputi pembangunan gedung bertingkat, jembatan hingga struktur lepas pantai (*offshore platform*).

Pondasi dalam yang sering digunakan pada bangunan bertingkat ialah pondasi tiang pancang dan pondasi tiang bor. Perbedaan mendasar dari kedua jenis pondasi ini terletak pada pelaksanaan dilapangan. Pondasi tiang pancang merupakan pondasi beton *precast*, sehingga pemancangan pondasi langsung dipancang hingga menemukan tanah keras, dengan menggunakan alat berat *driven*

pile. Pada pondasi tiang bor, pelaksanaan diawali dengan melakukan pengeboran tanah terlebih dahulu, kemudian diisi tulangan yang telah dirangkai yang dilanjutkan dengan pengecoran tiang bor.

Konstruksi pada Gedung Pelayanan Terpadu dan Instalasi Bedah Sentral pada RSUD dr. Murjani Sampit ini, direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Pada penelitian ini dilakukan perencanaan kembali pada pondasi tiang bor dengan menggunakan variasi dimensi, kemudian peneliti akan membandingkan kapasitas dukung pondasi *existing* dengan pondasi tiang bor menggunakan metode Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle. Pemilihan metode tersebut didasarkan dengan data tanah yang digunakan. Umumnya penyelidikan tanah dilapangan terdiri dari uji sondir, uji N-SPT dan uji bor log.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah dalam penelitian ini sebagai berikut.

1. Berapa nilai kapasitas dukung ultimit pondasi tiang bor (desain) menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982)?
2. Berapa nilai kapasitas dukung kelompok pondasi tiang bor menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982)?
3. Berapa nilai penurunan kelompok tiang yang terjadi pada pondasi menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982)?
4. Berapa jumlah tiang bor (desain) dalam tiang kelompok menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982)?

1.3 Tujuan Penelitian

Tujuan penelitian yang dilakukan dapat dijabarkan sebagai berikut.

1. Mengetahui kapasitas dukung ultimit pondasi tiang bor pada proyek pembangunan gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murdjani menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982).
2. Mengetahui kapasitas dukung kelompok tiang bor (desain) menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982).

3. Mengetahui penurunan kelompok tiang bor (desain) menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982).
4. Mengetahui jumlah tiang bor (desain) pada tiang kelompok menggunakan metode Reese&Wright(1977), Aoki&Velloso(1975) dan Price&Wardle(1982)?

1.4 Batasan Penelitian

Mengingat luasnya permasalahan tentang pondasi tiang maka penulis memberi batasan-batasan di dalam penelitian yang dilakukan. Adapun batasan-batasan tersebut dapat dijabarkan sebagai berikut.

1. Data geoteknik yang digunakan pada penelitian adalah hasil dari penyelidikan tanah yang diperoleh dari Proyek Pembangunan Gedung Pelayanan Terpadu dan Instalasi Bedah Sentral pada RSUD dr. Murjani Sampit.
2. Data hasil penyelidikan tanah yang digunakan dalam analisis perhitungan berdasarkan data SPT dan data Sondir.
3. Penelitian dilakukan hanya pada Gedung 1, yaitu Instalasi Bedah Sentral.
4. Beban gempa yang diperhitungkan pada wilayah Kalimantan Tengah.
5. Peraturan yang digunakan pada pembebanan sesuai dengan peraturan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung dan SNI 03-1727-2013 tentang Beban Minimum untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur Lain.
6. Perhitungan struktur bangunan gedung sesuai dengan peraturan SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung.
7. Peraturan ketahanan gempa menggunakan aturan SNI 03-1726-2012 dan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung dan Non Gedung.
8. Dimensi pondasi tiang pancang (eksisting) menggunakan diameter 0,4 m.
9. Dimensi pondasi tiang bor (desain) menggunakan diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m.
10. Analisis pembebanan menggunakan aplikasi SAP2000.
11. Tidak melakukan analisis biaya.

1.5 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian yang dilakukan adalah mengetahui perbandingan pada masing-masing metode yang dihitung, konsep dasar atau teori, parameter *input* serta prosedur pengerjaannya. Selain itu, dapat memberikan informasi kepada pihak-pihak yang membutuhkan informasi mengenai perencanaan ulang struktur bawah beserta daya dukungnya.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Pondasi Tiang Pancang

Pondasi tiang merupakan konstruksi pondasi yang dapat menahan gaya orthogonal menuju arah sumbu tiang dengan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat menjadi suatu kesatuan yang monolit dengan menggabungkan ujung tiang pancang yang terletak di bawah konstruksi dengan tumpuan pondasi (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000).

Penelitian yang dilakukan oleh Rahman (2014) adalah tentang evaluasi daya dukung terhadap beban pada *precast concrete piles*. Penelitian ini dilakukan pada daerah Siddhirganj, Bangladesh. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui metode perhitungan daya dukung ultimit menggunakan 8 metode berdasarkan data CPT dan membandingkan hasil analisis tersebut terhadap daya dukung berdasarkan SPT. Metode yang digunakan ialah Schmertmann, de Ruitter&Beringen, LCPC, Tumay&Fakhroo, Aoki de Alencar, Price&Wardle, Philipponant, dan metode Penpile. Berdasarkan hasil penelitian tersebut, kapasitas dukung ultimit tiang pada kedalaman 17 meter menggunakan 8 metode berturut-turut sebesar 416 kN, 567 kN, 709 kN, 1126 kN, 316 kN, 176 kN, 424 kN, 199 Kn dengan daya dukung SPT sebesar 481 kN, pada kedalaman 20 meter menggunakan 8 metode berturut-turut sebesar 931 kN, 1097 kN, 1511 kN, 1451 kN, 629 kN, 541 kN, 951 kN, 495 kN dengan daya dukung SPT sebesar 1176 kN serta pada kedalaman 22 meter menggunakan 8 metode berturut-turut sebesar 654 kN, 756 kN, 902 kN, 1219 kN, 499 kN, 301 kN, 618 kN, dan 246 kN dengan daya dukung SPT sebesar 1303 kN.

Penelitian yang dilakukan oleh Lestari dkk. (2014) adalah tentang evaluasi formula penentuan daya dukung aksial tiang pancang tunggal menggunakan data CPT berdasarkan metode langsung. Penelitian ini dilakukan terhadap lima lokasi proyek yang berbeda di DKI Jakarta. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menghitung nilai Q_u pada masing-masing metode terhadap nilai aktual (*loading*

test). Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh hasil daya dukung ultimit (Q_u) tiang pancang dengan panjang 17,5 m dan dimensi 50x50 cm menggunakan metode Meyerhoff, Nottingham&Schmertman, Begemann, Philipponant, Aoki&Velloso, Price&Wardle dan Penpile berturut-turut sebesar 530 Ton, 495 Ton, 469 Ton, 480 Ton, 345 Ton, 247 Ton dan 169 Ton dengan nilai aktual sebesar 500 Ton pada lokasi Proyek A.

Penelitian yang dilakukan oleh Dirgantara (2018) adalah tentang perencanaan ulang pondasi tiang pancang pada Gedung Rumah Sakit Universitas Islam Indonesia. Pondasi tiang pancang direncanakan dengan variasi diameter yang berbeda-beda yaitu 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m. Perhitungan kapasitas dukung pondasi menggunakan metode Meyerhoff, Aoki De Alencar dan Luciano Decourt. Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u) *existing* (tiang bor) dengan diameter 0,8 m 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 sebesar 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 sebesar 442,318 Ton, 658,114 Ton, 908,089 Ton.

Penelitian yang dilakukan oleh Faruha dan Ridwan (2018) adalah tentang analisa daya dukung dan penurunan pondasi tiang pancang. Penelitian ini dilakukan pada Gedung Perpustakaan Sekolah Tinggi Agama Islam Negeri Kediri. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk mengetahui metode perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang berdasarkan data Sondir yang mendekati daya dukung *Hydraulic Jacking System* dan daya dukung uji PDA (*Pile Driving Analyzer Test*). Metode yang digunakan dalam perhitungan daya dukung pondasi ialah metode Schertmann, Van Der Ween, Philipponant, Tumay&Fakhroo dan metode Andina. Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh hasil daya dukung ultimit pada kedalaman tiang sebesar 4 meter menggunakan metode Schertmann, Van Der Ween, Philipponant, Tumai Fakhroo dan metode Andina berturut-turut ialah sebesar 108,58 Ton, 41,68 Ton, 56,80 Ton, 140,55 Ton dan 89,52 Ton. Adapun

daya dukung berdasarkan *Hydraulic Jacking System* dan data PDA pada kedalaman 4 meter sebesar 72,57 Ton dan 93 Ton.

Penelitian yang dilakukan oleh Setyonengrum dan Agustin (2018) adalah tentang perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan data sondir pada proyek pembangunan Gedung BPJS Jakarta Pusat. Tujuan penelitian adalah untuk mengetahui kapasitas daya dukung aksial tiang tunggal dan grup, penurunan elastis serta perencanaan tulangan *pilecap* dan *sloof*. Perhitungan daya dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode Schmertmann. Berdasarkan perhitungan dalam penelitian tersebut diperoleh daya dukung aksial tunggal dengan diameter tiang 40 cm sebesar 1006,70 kN, sedangkan daya dukung aksial grup sebesar 2601,62 kN pada titik 3-G. Adapun daya dukung lateral pondasi grup sebesar 5429,57 kN dan tahanan gesek negatif pondasi sebesar 20,182 Ton.

2.2 Pondasi Tiang Bor (*Bored Pile Foundation*)

Pondasi tiang bor merupakan jenis pondasi dalam yang berbentuk seperti tabung berfungsi meneruskan beban struktur bangunan di atasnya dari permukaan tanah hingga lapisan tanah keras di bawahnya. Pondasi tiang bor memiliki fungsi yang sama dengan pondasi tiang pancang atau pondasi dalam lainnya. Ikatan antara pondasi tiang bor dengan tanah harus mampu menghasilkan kapasitas dukung yang menahan beban struktur di atasnya. Penggunaan pondasi dalam sebagai pondasi bangunan apabila tanah memiliki kapasitas dukung yang mampu untuk menahan berat bangunan dan semua beban yang bekerja berada pada lapisan tanah yang jauh dari permukaan tanah dengan kedalaman lebih besar dari 8 meter (Bowles, 1997).

Penelitian yang dilakukan oleh Wibarini dan Zakiah (2016) adalah tentang perencanaan pondasi *bored pile* pada Gedung Parkir Politeknik Negeri Bandung. Analisis daya dukung pondasi *bored pile* menggunakan metode Meyerhoff dan Terzaghi. Penelitian ini menggunakan 5 tipe pondasi yang masing-masing pondasi menggunakan diameter 0,6 m. Namun peneliti juga melakukan variasi dimensi pondasi *bored pile* dengan diameter 0,5 m, 0,6 m dan 0,8 m berdasarkan data SPT. Analisis daya dukung pondasi menggunakan metode Meyerhoff dan Terzaghi.

Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh daya dukung ultimit pondasi (Q_u) metode Meyerhoff diameter 0,5 m, 0,6 m dan 0,8 m, diperoleh masing-masing sebesar 242,68 Ton, 336,02 Ton, dan 567,5 Ton, serta metode Terzaghi dengan diameter 0,5 m, 0,6 m dan 0,8 m, diperoleh masing-masing sebesar 242,74 Ton, 336,11 Ton dan 567,67 Ton.

Penelitian yang dilakukan oleh Siregar (2017) adalah tentang analisa perencanaan daya dukung pondasi *bored pile* pada pembangunan Rusun Sukarama Kota Medan. Tujuan penelitian adalah menganalisis perhitungan daya dukung pondasi *bored pile* berdasarkan data sondir dan data SPT. Metode Aoki de Alencar digunakan pada data sondir, sedangkan pada data SPT menggunakan metode Reese&Wright. Berdasarkan penelitian tersebut nilai daya dukung ultimit terbesar berdasarkan data sondir terletak pada titik S-9 sebesar 398,2 Ton dengan kedalaman 15,8 meter, sedangkan nilai daya dukung ultimit terbesar berdasarkan data sondir terletak pada titik BH-2 sebesar 2503,1 Ton dengan kedalaman 50,5 meter.

Penelitian yang dilakukan oleh Mz (2018) adalah tentang perencanaan ulang struktur bawah dengan pondasi *bored pile* pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta. Pondasi *bored pile* direncanakan dengan variasi diameter yang berbeda-beda yaitu 60 cm, 70 cm dan 80 cm Perhitungan daya dukung pondasi berdasarkan data CPT dengan menggunakan metode Schmertmann&Nottingham, Meyerhoff, dan Reese&Wright. Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u) *existing* (tiang pancang) dengan diameter 60 cm sebesar 3043,868 kN. Kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor metode Meyerhoff diameter 60 cm, 70 cm, 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 7344,490 kN, 9627,267 kN, dan 12157,019 kN, metode Reese&Wright diameter 60 cm, 70 cm, 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 4490,117 kN, 5423,082 kN, dan 6408,793 kN, serta metode Schmertmann&Nottingham diameter 60 cm, 70 cm, 80 cm, diperoleh masing-masing sebesar 5546,154 kN, 7094,132 kN, dan 8657,126 kN.

Penelitian yang dilakukan oleh Haq (2018) adalah tentang pengaruh variasi dimensi terhadap kapasitas dukung pondasi tiang bor kelompok. Penelitian ini dilakukan terhadap Gedung *Kuliah Twin Building* Universitas Muhammadiyah

Yogyakarta. Perhitungan kapasitas dukung pondasi menggunakan metode Meyerhoff dan Reese & Wright. Diameter pondasi yang digunakan yaitu 70 cm, 80 cm dan 90 cm. Dalam penelitian tersebut peneliti mendapatkan hasil kapasitas dukung kelompok tiang bor metode Meyerhoff (laboratorium) diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh masing-masing sebesar 4309,211 kN, 5040,323 kN, dan 5800,312 kN lebih besar dari nilai $P = 2523,56$ kN, metode Meyerhoff (lapangan) diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil 4854,89 kN, 5984,08 kN, dan 6519,33 kN lebih besar dari nilai $P = 2523,56$ kN, serta metode Reese & Wright diameter 70 cm, 80 cm, dan 90 cm, diperoleh hasil masing-masing sebesar 3333,08 kN, 4006,47 kN, dan 4632,09 kN.

Penelitian yang dilakukan oleh Rivaldi (2019) adalah tentang analisis efisiensi penggunaan pondasi tiang pancang dengan tiang bor. Penelitian ini dilakukan terhadap Gedung Tins Retail (Transmart) Kota Pangkalpinang. Analisis daya dukung tiang berdasarkan data sondir menggunakan metode Aoki de Alencar dan Price & Wardle, sedangkan daya dukung tiang berdasarkan data SPT menggunakan metode Meyerhoff. Berdasarkan hasil penelitian tersebut diperoleh nilai daya dukung tiang tunggal terbesar berdasarkan data sondir dengan metode Price & Wardle untuk tiang pancang dan tiang bor sebesar 341,472 Ton dan 249,015 Ton. Penurunan tiang terkecil dari tiang pancang sebesar 11 mm, dan tiang bor sebesar 7 mm namun kedua pondasi masih dibawah batas ijin.

2.3 Penurunan Pondasi Tiang Bor

Penurunan pondasi tiang dibedakan menjadi dua jenis, yaitu penurunan tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok. Besar penurunan dipengaruhi oleh karakteristik tanah dan penyebaran tekanan pondasi ke tanah di bawahnya (Pamungkas dan Harianti, 2013).

Penelitian yang dilakukan oleh Zain dkk. (2021) adalah tentang analisis daya dukung dan penurunan pondasi tiang bor. Penelitian ini dilakukan terhadap Gedung Universitas Muhammadiyah Purwokerto. Analisis daya dukung tiang berdasarkan SPT menggunakan metode Meyerhoff dan Reese & Wright. Diameter pondasi menggunakan 40 cm dan 60 cm. Penurunan tiang dihitung dengan rumus empiris.

Analisis beban menggunakan bantuan program ETABS v.19 dengan berdasar pada gambar rencana. Berdasarkan hasil penelitian tersebut diperoleh nilai daya dukung ultimit terbesar menggunakan metode Meyerhoff dengan diameter 60cm sebesar 902,674 Ton dan memiliki nilai penurunan tiang tunggal sebesar 2,23 cm. Penurunan pondasi yang terjadi pada tiap metode dikategorikan aman karena penurunan tidak lebih besar dari penurunan maksimum yang diijinkan yaitu 2,54 cm untuk bangunan umum.

2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu Terhadap Penelitian Yang Akan Dilakukan

Sebelum melakukan suatu penelitian perlu dilakukan perbandingan antara penelitian terdahulu dengan penelitian yang sedang dilakukan, hal ini dimaksudkan agar mencegah tidak adanya plagiasi dari penelitian yang telah dilakukan sebelumnya. Serta menjaga orisinalitas dari penelitian yang sedang dilakukan. Adapun perbedaan penelitian terdahulu dan penelitian yang sedang dilakukan dapat dilihat pada Tabel 2.1 berikut.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
Peneliti	Wibarini dan Zakiah (2016)	Dirgananta (2018)	Haq (2018)	Mz (2018)	Rivaldi (2019)	Dewi (2021)
Judul Penelitian	Perencanaan Pondasi <i>Bored Pile</i> Pada Gedung Parkir Politeknik Negeri Bandung	Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki&De Alencar Dan Luciano Decourt	Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Elemen Hingga	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi <i>Bored Pile</i> Pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta	Analisis Efisiensi Penggunaan Pondasi Tiang Pancang dan Tiang Bor	Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Bor Dengan Variasi Dimensi Menggunakan Metode Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle
Tujuan Penelitian	Merencanakan struktur bawah menggunakan pondasi <i>bored pile</i> pada perencanaan pembangunan gedung parkir di Politeknik Negeri Bandung.	Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang pancang dengan kapasitas dukung pondasi <i>existing (bored pile)</i> dan penurunan yang terjadi pada pondasi tiang pancang.	Mengetahui besarnya pengaruh variasi diameter tiang terhadap kapasitas dukung pondasi tiang bor serta penurunannya.	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung pondasi dengan tiga metode, diameter dan jumlah tiang dengan <i>safety factor</i> 3.	Mengetahui kapasitas daya dukung tiang kelompok serta efisiensi pondasi tiang pancang (<i>existing</i>) dengan pondasi tiang bor	Mengetahui kapasitas dukung pondasi <i>bored pile</i> dengan kapasitas dukung pondasi <i>existing</i> (tiang pancang) dan penurunan yang terjadi pada pondasi <i>bored pile</i> .

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu dengan Penelitian yang Akan Dilakukan

Aspek	Penelitian Terdahulu					Penelitian Sekarang
	Wibarini dan Zakiah (2016)	Dirgananta (2018)	Haq (2018)	Mz (2018)	Rivaldi (2019)	Dewi (2021)
Metode Penelitian	Meyerhoff dan Terzaghi	Meyerhoff, Aoki De Alencar dan Luciano Decourt	Meyerhoff, Reese & Wright dan Software Plaxis 2D	Meyerhoff, Schmertmann & Nottingham, dan Reese&Wright	Meyerhoff, Aoki De Alencar dan Price&Wardle	Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle
Hasil Penelitian	Menggunakan diameter tiang 0,5 m, 0,6 m dan 0,8 m. P yang diterima pondasi sebesar 260,62 Ton. Qu pada pondasi sebesar 567,670 Ton dengan diameter 0,8 m.	Menggunakan diameter tiang 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m. P pada pondasi sebesar 903,296 Ton. Qu pondasi <i>existing</i> sebesar 1096,16 Ton dengan dimensi 0,8 m, sedangkan Qu desain pondasi tiang pancang sebesar 938,246 Ton dengan dimensi 0,5 m.	Menggunakan diameter tiang 70 cm, 80 cm dan 90 cm. P yang diterima pondasi sebesar 2523,56 kN, sedangkan Qg pada pondasi sebesar 6519,33 kN dengan diameter 90 cm.	Menggunakan diameter tiang 60 cm, 70 cm dan 80 cm. P yang diterima pondasi sebesar 2881,653 kN, sedangkan Qg pada pondasi sebesar 4947,828 kN dengan diameter 60 cm metode Meyerhoff.	Daya dukung tiang tunggal terbesar diperoleh dari data sondir dengan metode Price&Wardle, untuk tiang pancang dan tiang bor sebesar 341,472 Ton dan 249,015 Ton.	Menggunakan diameter tiang 30 cm, 40 cm dan 50 cm. Pt yang diterima pondasi sebesar 3353,833 kN, sedangkan Qg pada pondasi sebesar 3811,172 kN dengan diameter 50 cm menggunakan metode Aoki&Velloso.

Sumber : Wibarini&Zakiah (2016), Dirgananta (2018), Haq (2018), Mz (2018) dan Rivaldi (2019)

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Ilmu teknik sipil memandang tanah sebagai gabungan mineral, material organik serta endapan lepas (*loose*), yang berada di atas batuan dasar (*bedrock*). Interaksi antara butiran yang relatif lemah dapat dikarenakan oleh karbonat, zat organik atau senyawa oksida yang mengendap di antara partikel. Tempat di antara partikel dapat berisi air, udara ataupun keduanya (Hardiyatmo, 2010).

Proses penghancuran pada pembentukan tanah dari batuan terjadi secara fisis ataupun kimawi. Proses fisis berupa erosi akibat *wind blow*, pengkisan oleh air dan *glacier* atau pemecahan yang dikarenakan pembekuan dan pencairan es dalam batuan, sedangkan proses kimiawi memberikan perubahan pada asal susunan mineral batuan. Salah satu penyebab hal tersebut dapat terjadi adalah air yang mengandung asam alkali, oksigen dan karbondioksida (Wesley, 1997).

Menurut Bowles (1994), tanah merupakan campuran partikel-partikel yang terdiri dari salah satu atau seluruh jenis berikut :

1. berangkal (*boulders*) adalah pecahan batuan yang besar, ukurannya lebih besar dari 250 hingga 300 mm dan kerakal (*cobbles/pebbles*) adalah fragmen batuan yang berukuran 150 mm hingga 250 mm,
2. kerikil (*gravel*) adalah partikel batuan yang berukuran 5 mm hingga 150 mm,
3. pasir (*sand*) merupakan partikel batuan yang memiliki ukuran 0,074 mm hingga 5 mm, yang berkisar dari kasar dengan ukuran 3 mm hingga 5 mm hingga bahan halus yang berukuran <1 mm,
4. lanau (*silt*) yakni partikel batuan yang memiliki dimensi lebih 0,002 mm hingga 0,0074 mm,
5. lempung (*clay*) yakni partikel mineral yang berdimensi lebih kecil dari 0,002 mm yang merupakan sumber utama dari kohesi pada tanah kohesif,

6. koloid (*colloids*) yaitu partikel mineral yang diam dan memiliki ukuran lebih kecil dari 0,001 mm.

3.2 Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah merupakan kegiatan yang dilakukan dalam upaya untuk mengetahui karakteristik, sifat serta daya dukung tanah. Hasil penyelidikan tanah yang dilakukan akan menjadi dasar dalam merencanakan kedalaman, dimensi, serta jenis pondasi yang akan digunakan sehingga tanah dapat mendukung pondasi dalam meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah.

Penyelidikan tanah memiliki 2 jenis penyelidikan, yaitu penyelidikan di lapangan dan penyelidikan di laboratorium. Penyelidikan di lapangan dapat berupa uji SPT, pengeboran (*hand boring* maupun *machine boring*), CPT (sondir), *sand cone test* dan *dynamic cone penetrometer*, sedangkan penyelidikan di laboratorium terdiri dari uji indeks *properties* tanah (*Atterberg limit*, *water content*, *specific gravity* dan *sieve analysis*) dan uji *engineering properties* tanah (*direct shear test*, *triaxial test*, *consolidation test*, *permeability test* dan CBR).

3.2.1 Standard Penetration Test (SPT)

Uji SPT merupakan salah satu jenis penyelidikan tanah yang berasal dari Amerika Serikat dan dikembangkan pada tahun 1927. Pengujian SPT banyak digunakan untuk mendapatkan daya dukung tanah secara langsung di lapangan. Pengujian SPT dilakukan pada tiap interval kedalaman pemboran pada 1-2 meter atau setiap perubahan lapisan tanah. Pengujian ini dilakukan dengan memukul tabung ke dalam tanah sedalam 45 cm, kemudian pada setiap kedalaman 15 cm dicatat jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk memasukkannya. Sehingga angka SPT dapat diperoleh dengan menjumlahkan 2 angka pukulan terakhir pada setiap interval pengujian, kemudian hasil tersebut dicatat pada lembaran *drilling log*. Setelah pengujian selesai, sampel tanah akan dimasukkan ke dalam kantong plastic untuk di analisis di laboratorium. Pengujian SPT memiliki tujuan untuk mengetahui kepadatan tanah dengan N-SPT, dapat mengetahui jenis tanah serta sudut geser lapisan tanah.

3.2.2 Cone Penetration Test (CPT)

Penelitian yang dilakukan oleh Prayogo dan Saptowati (2016) adalah tentang uji sondir (CPT) dilakukan untuk mengetahui elevasi lapisan tanah keras dan homogenitas tanah dalam arah lateral. Pengujian ini dilaksanakan hingga mencapai lapisan tanah keras dimana alat sondir dilengkapi dengan *adhesion jacket cone type bagemann* yang dapat mengukur nilai perlawanan konus (*cone resistance*) dan hambatan lekat (*local friction*) secara langsung di lapangan. Hasil pengujian sondir akan disajikan dalam bentuk diagram sondir yang memperlihatkan hubungan antara *depth* sondir di bawah muka tanah dan nilai perlawanan konus (q_c) serta jumlah hambatan pekat, kemudian hasil tersebut dapat digunakan dalam analisis daya dukung pondasi.

3.3 Pondasi Tiang Bor

Pondasi tiang bor atau *bored pile foundation* merupakan salah satu jenis pondasi dalam seperti tabung yang banyak digunakan pada struktur konstruksi. Fungsi yang dimiliki oleh pondasi tiang bor sama dengan fungsi pondasi secara umum, yaitu meneruskan beban bangunan ke tanah atau lapisan batuan yang lebih keras. Perbedaan pondasi tiang bor dengan pondasi tiang pancang yakni pada pelaksanaan dilapangan. Pondasi tiang bor merupakan pondasi tiang yang awal pemasangannya dilakukan dengan mengebor tanah terlebih dahulu (Hardiyatmo, 2015).

Pemilihan pondasi tiang bor dianggap efektif dalam mengatasi masalah pembangunan gedung bertingkat pada lokasi padat penduduk. Pondasi ini tidak menghasilkan bunyi yang bising saat proses pemancangan. Meskipun saat pemasangan menimbulkan getaran tanah, namun tidak akan mengakibatkan kerusakan pada bangunan yang berada di sekitarnya. Selain itu, proses pemasangan pada tanah lempung tidak akan membuat tiang bergeser ke samping dan tidak akan membuat tanah bergelombang.

3.4 Distribusi Beban Gempa

Tahapan pada analisis distribusi beban gempa dapat dijelaskan sebagai berikut.

1. Periode struktur bangunan (T)

Periode getar struktur merupakan salah satu nilai yang penting dalam merancang bangunan tahan gempa. Periode getar struktur akan menentukan besarnya beban gempa yang akan mempengaruhi perancangan struktur bangunan. Berdasarkan SNI-03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, periode struktur bangunan ditentukan dengan perhitungan sebagai berikut.

a. Periode (T_a)

Periode fundamental pendekatan (T_a) dipengaruhi oleh tinggi bangunan (h_n), nilai parameter C_t dan x . Perhitungan T_a dapat dilihat pada Persamaan 3.1 berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.1)$$

Adapun nilai parameter periode pendekatan C_t dan x dapat dilihat pada Tabel 3.1 berikut.

Tabel 3.1 Nilai Parameter Periode Pendekatan C_t dan x

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

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

b. Periodea *computed* (T_c)

Periodea *computed* dihitung dengan menggunakan aplikasi SAP2000 yang berfungsi untuk membandingkan nilai periodea fundamental (T) yang akan digunakan pada analisis beban dengan 3 syarat batasan sebagai berikut,

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

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 bagian 7.8.2 persamaan periodea fundamental (T) menggunakan pendekatan nilai koefisien batas atas (C_u) yang dihitung dengan menggunakan Tabel 3.2 berikut.

Tabel 3.2 Koefisien C_u

Parameter Percepatan Respons Spektral Desain pada 1 Detik, S_{D1}	Koefisien C_u
$\geq 0,4$	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
$\leq 0,1$	1,7

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

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

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung bagian 4.1.2, nilai faktor keutamaan (I) dan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada Tabel 3.3 dan Tabel 3.4.

Tabel 3.3 Kategori Risiko Bangunan Gedung dan Nongedung

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

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

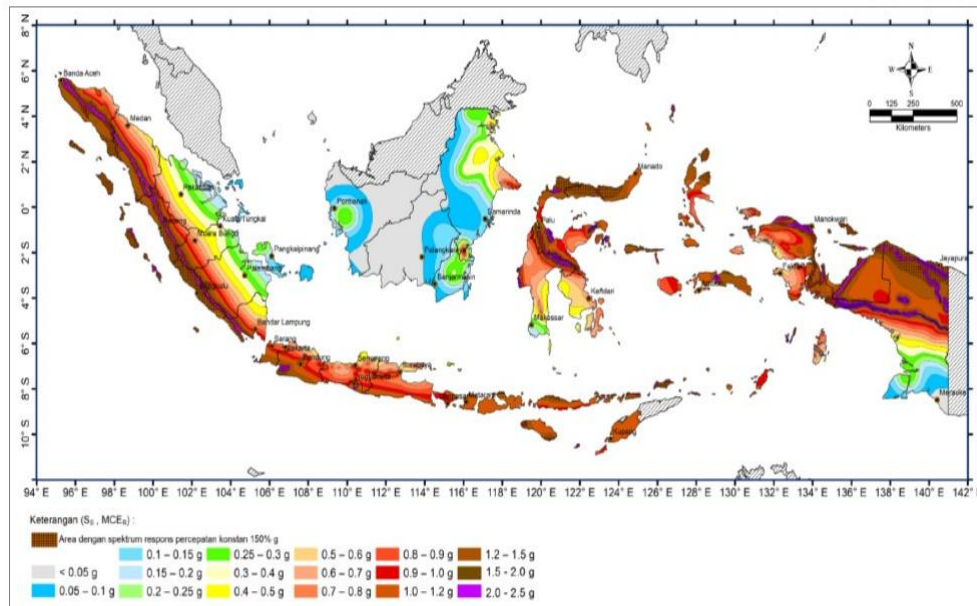
Tabel 3.4 Faktor Keutamaan (I) untuk Berbagai Kategori Bangunan

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

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

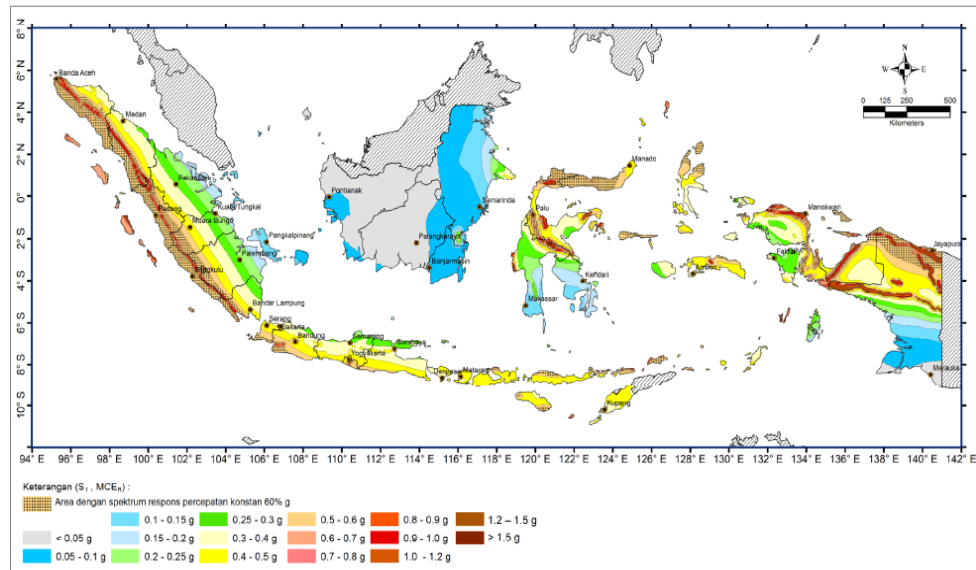
3. Nilai spektrum respon gempa

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, agar menghasilkan nilai respons spektrum gempa, maka perlu diketahui terlebih dahulu parameter percepatan terpetakan, yang meliputi percepatan batuan dasar pada perioda pendek (S_s) dan percepatan batuan dasar pada perioda 1 detik (S_1). Adapun penentuan parameter S_s dan S_1 dapat dilihat pada Gambar 3.1 dan Gambar 3.2.



Gambar 3.1 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada Perioda Pendek (S_s)

(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI 1726-2019)



Gambar 3.2 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Pada 1 Detik (S1)
(Sumber : Badan Standarisasi Nasional SNI 1726-2019)

Adapun untuk nilai F_a , F_v , S_s dan S_1 dapat dilihat pada SNI 03-1726-2019 dalam pasal berikut.

- a. Koefisien situs untuk perioda pendek pada perioda 0,2 detik (F_a) dapat dilihat pada pasal 6.2 tabel 6.
 - b. Koefisien situs untuk perioda panjang (F_v) dapat dilihat pada pasal 6.2 tabel 7.
 - c. Parameter percepatan respon spectral MCE dari peta gempa pada perioda pendek, redaman 5% (S_s) dapat dilihat pada pasal 6.1.2
 - d. Parameter percepatan respon spektral MCE dari peta gempa pada perioda 1 detik, redaman 5% (S_1) dapat dilihat pada pasal 6.1.2
4. Beban geser nominal (V)

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung, perhitungan beban geser nominal dapat dirumuskan menggunakan Persamaan 3.2.

$$V = C_s \times W_t \quad (3.2)$$

dengan :

C_s = koefisien gempa

W_t = berat total bangunan

5. Distribusi gaya geser

Distribusi gaya geser horizontal merupakan jumlah dari gaya horizontal akibat gaya gempa yang bekerja pada tingkat bangunan. Gaya geser horizontal diperoleh dari Persamaan 3.3.

$$F_i = \frac{W_i \times H_i}{\sum W_i \times H_i} \times V \quad (3.3)$$

dengan :

F_i = Gaya horizontal tingkat ke -i

W_i = Berat lantai ke-i

H_i = Tinggi lantai ke-i

V = Gaya geser

Faktor lain yang juga berpengaruh pada perhitungan distribusi gaya geser horiozantal yaitu nilai eksponen. Eksponen yang terkait dengan perioda struktur sebagai berikut.

- a. Untuk struktur dengan $T \leq 0,5$ detik, $k = 1$
- b. Untuk struktur dengan $T \geq 2,5$ detik, $k = 2$
- c. Untuk struktur dengan nilai $0,5 < T < 2,5$ detik, k ditentukan dengan interpolasi

3.5 Kapasitas Dukung Pondasi Tiang Bor

Kapasitas dukung tiang adalah kemampuan atau kapasitas tiang dalam mendukung beban. Ditinjau dari cara mendukung beban, tiang pancang dibagi menjadi dua macam (Hardiyatmo, 2002), yaitu :

1. Tiang dukung ujung (*end bearing pile*)

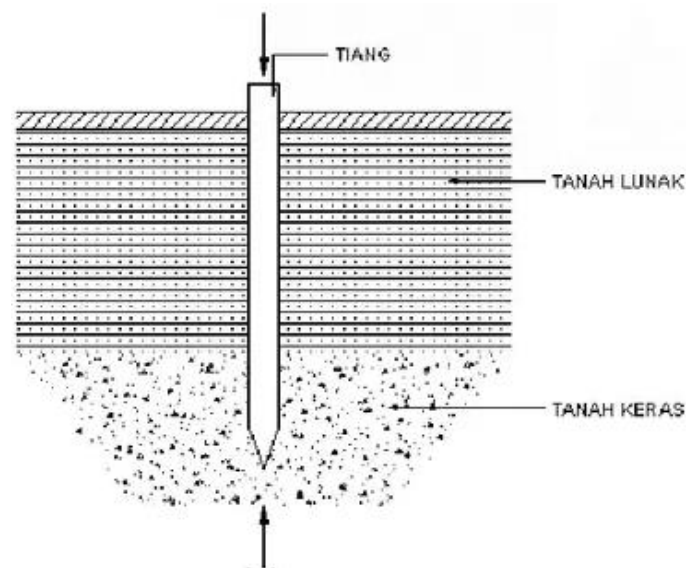
Tiang dukung ujung (*end bearing pile*) adalah tiang yang kapasitas dukungnya ditentukan oleh tahanan ujung tiang. Tiang dukung ujung secara umum berada

pada zona tanah lunak yang berada di atas tanah keras. Tiang dipancang hingga mencapai batuan dasar atau lapisan keras yang dapat mendukung beban yang diperkirakan tidak mengakibatkan angka penurunan yang besar. Kapasitas tiang ditentukan dari tahanan dukung lapisan keras yang terletak di bawah ujung tiang.

2. Tiang gesek (*friction pile*)

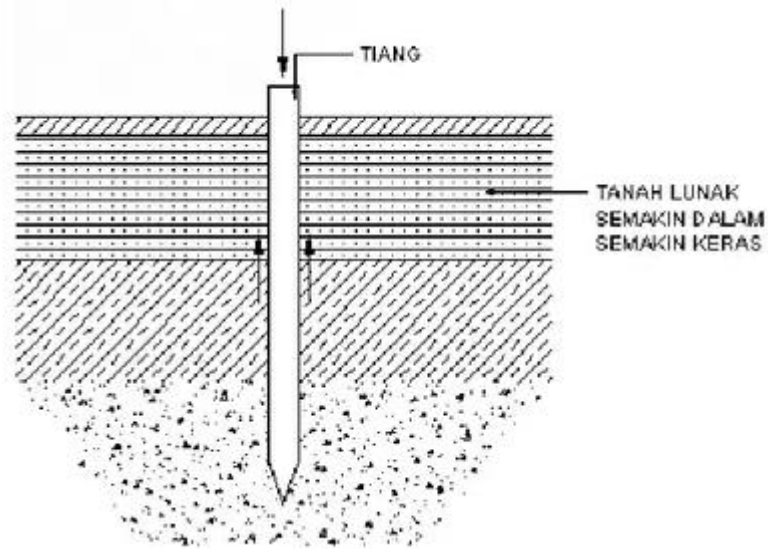
Tiang gesek (*friction pile*) yaitu tiang yang memiliki kapasitas dukung yang lebih ditentukan oleh perlawanan gesek antara dinding tiang dan tanah sekitarnya. Tahanan gesek dan pengaruh konsolidasi pada lapisan tanah di bawahnya akan diperhitungkan pada hitungan kapasitas tiang.

Adapun tiang dukung ujung dan tiang gesek dapat dilihat pada Gambar 3.3 dan Gambar 3.4.



Gambar 3.3 Tiang Dukung Ujung (*End Bearing Pile*)

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)



Gambar 3.4 Tiang Gesek (*Friction Pile*)

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

3.6 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data SPT

Standard Penetration Test (SPT) merupakan uji penetrasi secara dinamis yang bertujuan untuk mengetahui daya dukung tanah. Daya dukung tanah dapat dianalisis menggunakan nilai N-SPT.

3.6.1 Kapasitas Dukung Tiang Metode Reese&Wright(1977)

Perhitungan kapasitas dukung metode Reese&Wright dapat menggunakan dua persamaan, yaitu pada tanah kohesif dan tanah non kohesif. Tanah pada penelitian ini termasuk dalam jenis tanah lempung (*clay soil*) sehingga kapasitas ujung tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.1.

$$Q_p = 9 \cdot C_u \cdot A_b \quad (3.1)$$

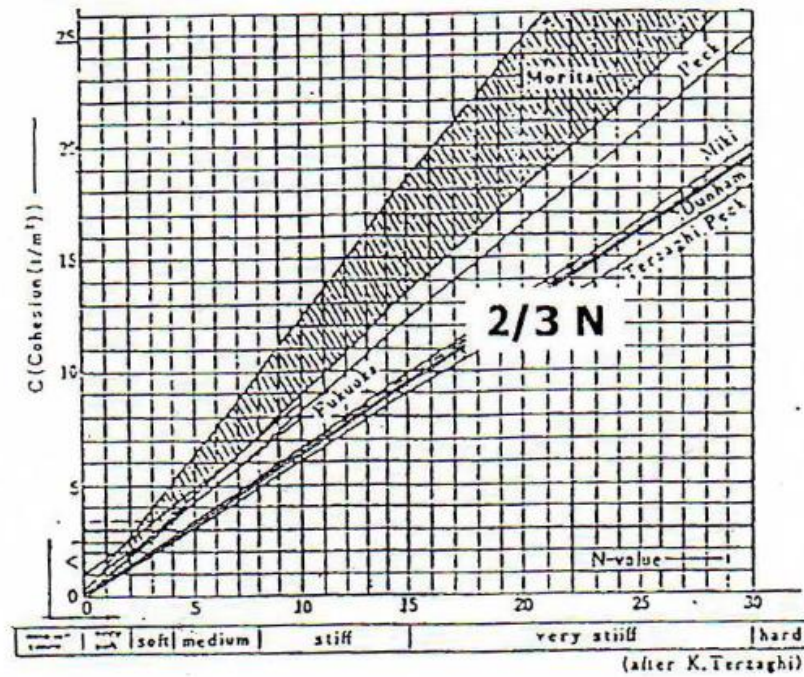
dengan :

Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)

c_u = nilai kohesi tanah di bawah dasar tiang (kN/m²)

A_b = luas penampang tiang bor (m²)

Terzaghi dan Peck (1967) menemukan korelasi nilai rata-rata kohesi tanah (C_u) dengan nilai N-SPT pada tanah lempung yang dapat dilihat pada Gambar 3.5.



Gambar 3.5 Korelasi N-SPT dengan Kohesi Pada Tanah Lempung

(Sumber : Terzaghi dan Peck, 1967)

Berdasarkan grafik korelasi N-SPT dengan kohesi tanah pada Gambar 3.3, maka persamaan nilai C_u dapat dihitung dengan Persamaan 3.2.

$$C_u = N \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \quad (3.2)$$

dengan :

C_u = nilai kohesi tanah (kN/m^2)

N = nilai N-SPT

Selain itu, Terzaghi dan Peck (1967) juga memberikan tabel korelasi C_u dengan nilai N-SPT yang dapat dilihat pada Tabel 3.5.

Tabel 3.5 Korelasi N-SPT dengan Cu Pada Tanah Lempung

Konsistensi	N	Cu (kN/m ²)
Sangat lunak	0 – 2	<12
Lunak	2 – 4	12 – 25
Sedang	4 – 8	25 – 50
Kaku	8 – 15	50 – 100
Sangat kaku	15 – 30	100 – 200
Keras	>30	>200

Sumber : Terzaghi dan Peck (1967)

Selanjutnya untuk tahanan selimut atau *skin friction* pada tanah kohesif dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.3

$$Q_s = \alpha \cdot C_u \cdot A_s \cdot L \quad (3.3)$$

dengan :

α = koefisien adhesi antara tanah dan tiang (0,55)

C_u = nilai kohesi *undrained* (kN/m²)

A_s = keliling tiang (m)

L = panjang lapisan tanah (m)

Q_s = daya dukung selimut tiang (kN)

Setelah memperoleh nilai tahanan ujung dan tahanan selimut, maka daya dukung ultimit pondasi tiang dapat diketahui melalui Persamaan 3.4.

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s \quad (3.4)$$

dengan :

Q_p = daya dukung ujung tiang (kN)

Q_s = daya dukung selimut tiang (kN)

3.7 Kapasitas Dukung Tiang Tunggal Berdasarkan Data Sondir (CPT)

Dalam perencanaan pondasi tiang, data tanah sangat diperlukan dalam mengetahui kapasitas daya dukung (*bearing capacity*) dari tiang itu sendiri. Berbeda dengan uji SPT, CPT akan menghasilkan nilai-nilai tahanan konus (q_c) yang dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas dukung tanah dan penurunan pondasi dangkal dan pondasi tiang. Kapasitas daya dukung aksial ultimit tiang umumnya dapat ditentukan dengan Persamaan 3.5 berikut.

$$Q_{ult} = Q_b + Q_s = q_b \cdot A_b + f \cdot A_s \quad (3.5)$$

dengan :

- Q_{ult} = kapasitas dukung ultimit tiang
- Q_b = kapasitas dukung ujung tiang
- Q_s = kapasitas dukung selimut tiang
- q_b = tahanan ujung tiang persatuan luas
- A_b = luas ujung tiang bor
- f = tahanan selimut persatuan luas
- A_s = luas selimut tiang

3.7.1 Kapasitas Dukung Tiang Metode Aoki&Velloso(1975)

Aoki&Velloso (1975) mencoba untuk mengusulkan sebuah metode sederhana berdasarkan data CPT dalam mengestimasi kapasitas dukung tiang berdasarkan jenis tiang dan jenis tanah. Untuk tahanan ujung tiang, Aoki&Velloso merumuskan seperti pada Persamaan 3.6.

$$q_b = \frac{q_c}{F_b} \leq 15 \text{Mpa} \quad (3.6)$$

dengan :

- q_b = tahanan ujung tiang persatuan luas
- F_b = koefisien faktor berdasarkan jenis tiang
- q_c = $(q_{c1} + q_{c2})/2$

q_{c1} = q_c rata-rata 8D di atas ujung tiang (Schmertmann-Nottingham,1975)

q_{c2} = q_c rata-rata 0,7D-4D di bawah ujung tiang (Schmertmann-Nottingham,1975)

Untuk tahanan satuan *skin friction*, Aoki&Velloso berpendapat bahwa f akan dipengaruhi oleh nilai F_s dan α_s . Sehingga, perhitungan dapat dihitung seperti Persamaan 3.7.

$$f = \frac{\alpha_s}{F_s} q_{cs} \quad (3.7)$$

dengan :

f = tahanan selimut persatuan luas

q_{cs} = nilai rata-rata tahanan ujung sepanjang tiang

F_s = *empirical factor* berdasarkan jenis tiang

α_s = koefisien faktor berdasarkan jenis tanah

Adapun nilai F_b , F_s dan α_s dapat dilihat pada Tabel 3.6, Tabel 3.7 dan Tabel 3.8 berikut.

Tabel 3.6 Koefisien Faktor, F_b

<i>Pile Type</i>	F_b
<i>Drilled shaft</i> / tiang bor	3,5
<i>Driven cast-in-situ</i> / tiang pancang	2,5
<i>Steel and PCC</i> / tiang baja dan PCC	1,75

Sumber : Lim, Aswin (2014)

Tabel 3.7 Empirical Factor, F_s

<i>Pile Type</i>	F_s
<i>Drilled shaft</i> / tiang bor	7
<i>Driven cast-in-situ</i> / tiang pancang	5
<i>Steel and PCC</i> / tiang baja dan PCC	3,5

Sumber : Lim, Aswin (2014)

Tabel 3.8 Pile Types Factor, α_s

<i>Soil Type</i>	α_s (%)
<i>Sand</i>	1,4
<i>Silty sand</i>	2,0
<i>Sandy silt</i>	2,2
<i>Silty sand with clay or sandy clay</i>	2,4
<i>Clay sand silt mix</i>	2,8 – 3,0
<i>Clayey silt</i>	3,4
<i>Silty clay</i>	4,0
<i>Clay</i>	6,0

Sumber : Lim, Aswin (2014)

3.7.2 Kapasitas Dukung Tiang Metode Price & Wardle(1982)

Price & Wardle (1982), mengusulkan alternatif lain dalam menentukan daya dukung tiang berdasarkan *dutch cone penetration test* (CPT). Perhitungan tahanan ujung tiang dinyatakan pada Persamaan 3.8.

$$q_b = k_b \times q_c \quad (3.8)$$

dengan :

q_b = tahanan ujung tiang persatuan luas

k_b = faktor koefisien berdasarkan jenis tiang

q_c = $(q_{c1} + q_{c2})/2$

q_{c1} = q_c rata-rata 8D di atas ujung tiang (Schmertmann-Nottingham,1975)

q_{c2} = q_c rata-rata 0,7D-4D di bawah ujung tiang (Schmertmann-Nottingham,1975)

Untuk tahanan selimut (*skin friction*), Price&Wardle berpendapat bahwa f akan dipengaruhi oleh nilai k_s dan f_s . Sehingga, perhitungan dapat dihitung seperti Persamaan 3.9.

$$f = k_s \times f_s \quad (3.9)$$

dengan :

- f = tahanan selimut persatuan luas
 ks = koefisien *skin friction* berdasarkan jenis tiang
 fs = nilai rata-rata hambatan setempat sepanjang tiang

Adapun nilai kb dan ks dapat dilihat pada Tabel 3.9 dan Tabel 3.10 berikut.

Tabel 3.9 Bearing Capacity Factor, kb

<i>Pile Type</i>	<i>kb</i>
<i>Driven piles</i> / tiang pancang, tiang bor	0.35
<i>Jacked piles</i> / pemancangan dengan dongkrak hidrolis	0.30

Sumber : Titi dan Farsakh (1999)

Tabel 3.10 Skin Friction Factor, ks

<i>Pile Type</i>	<i>ks</i>
<i>Driven piles</i> / tiang pancang	0.53
<i>Jacked piles</i> / pemancangan dengan dongkrak hidrolis	0.62
<i>Bored piles</i> / tiang bor	0.49

Sumber : Titi dan Farsakh (1999)

3.8 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Pengertian dari kelompok tiang yaitu kumpulan tiang yang dipasang dengan jarak yang relatif berdekatan dan umumnya diikat menjadi satu bagian dengan menggunakan *pile cap*. Dalam menentukan kapasitas dukung kelompok tiang, terdapat empat faktor yang perlu diperhatikan. Keempat faktor tersebut yaitu jumlah tiang dalam satu kelompok, jarak antar tiang, susunan tiang serta efisiensi kelompok tiang.

3.8.1 Jumlah Tiang

Dalam menentukan jumlah tiang pada satu *pile cap*, perlu didasari pada beban yang dipikul oleh pondasi dan kapasitas dukung ijin (Q_a). Persamaan yang dapat digunakan dalam perhitungan jumlah tiang dapat dilihat pada Persamaan 3.10.

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

dengan :

n = jumlah tiang (buah)

P = beban yang bekerja pada pondasi

Q_a = kapasitas dukung ijin

3.8.2 Jarak dan Susunan Tiang

Suryolelono (1994) menyatakan bahwa pada dasarnya, jarak tiang (S) makin rapat, maka dimensi *pile cap* makin kecil dan biaya yang dikeluarkan menjadi terjangkau. Berdasarkan Dirjen Bina Marga Departemen P.U.T.L, persyaratan jarak antar tiang dapat ditentukan dengan syarat berikut (Persamaan 3.11).

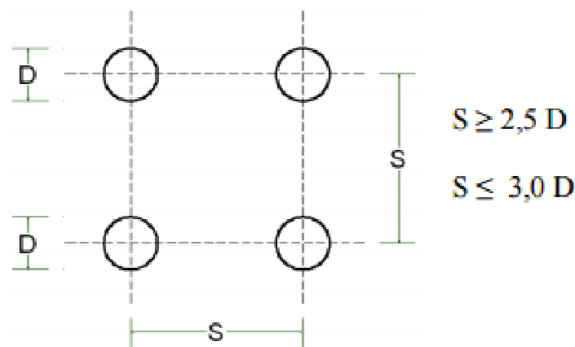
$$S \geq 2,5D \text{ atau } S \leq 3D \quad (3.11)$$

dengan :

S = jarak pusat tiang satu ke tiang lainnya

D = diameter tiang

Untuk lebih jelasnya, jarak antar tiang dilihat pada Gambar 3.6.



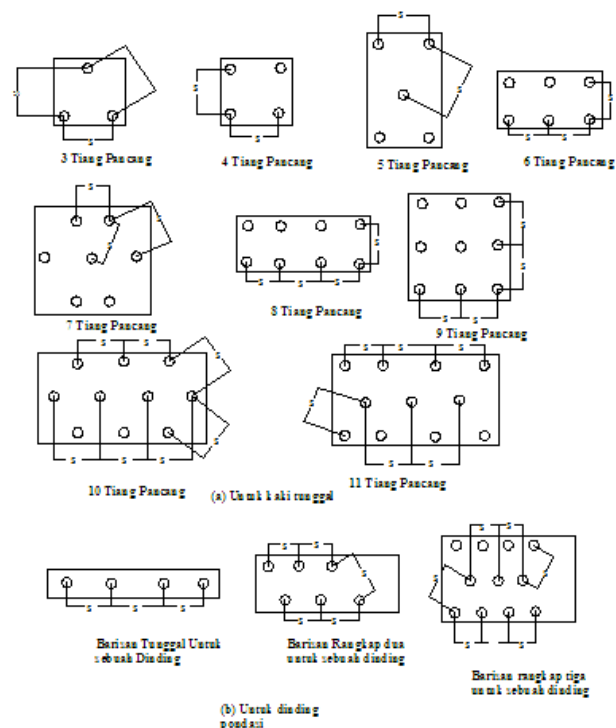
Gambar 3.6 Jarak Antar Tiang

(Sumber : Sardjono, 1988)

Jarak antara dua tiang dalam satu kelompok tiang memiliki ketentuan jarak minimum 0,60 m dan maksimum 2,00 m. Ketentuan tersebut didasarkan pada pertimbangan apabila $S < 2,5D$ maka kemungkinan tanah di dekat kelompok tiang akan naik berlebihan karena terdesak oleh tiang-tiang yang dipancang terlalu berdekatan. Selain itu, terangkatnya tiang-tiang di dekatnya yang telah dipancang

lebih dahulu. Adapun jika $S > 3D$ hanya akan membuat biaya menjadi boros, karena dimensi *pile cap* akan semakin besar.

Menurut Suryolelono (1994), susunan tiang akan berpengaruh pada luas denah *pile cap*, sehingga otomatis sangat bergantung kepada jarak tiang. Luas *pile cap* akan menjadi besar jika jarak tiang kurang teratur atau terlalu lebar, lalu berakibat terhadap volume beton yang juga akan membesar. Gambar 3.7 sebagai contoh susunan pondasi tiang dalam kelompok tiang.



Gambar 3.7 Susunan Tiang Dalam Tiang Kelompok

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

3.8.3 Persamaan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas dukung batas kelompok tiang pada tanah lempung didasarkan pada aksi blok yaitu kelompok tiang berperan sebagai blok. Persamaan kapasitas dukung kelompok blok tiang dapat dihitung menggunakan Persamaan 3.12 dan Persamaan 3.13.

1. Ditentukan jumlah kapasitas kelompok tiang

$$Q_g = m \cdot n (9 \cdot C_u \cdot A_p + \alpha \cdot C_u \cdot p \cdot \Delta L) \quad (3.12)$$

dengan :

m = jumlah tiang per baris

n = jumlah tiang per kolom

cu = nilai kohesi

A_p = luas penampang tiang

α = koefisien adhesi

p = keliling penampang tiang

ΔL = panjang tiang

2. Ditentukan kapasitas dukung blok berukuran L_g x B_g x ΔL

$$Q_g = L_g \cdot B_g \cdot C_u \cdot N_c^* + 2 (L_g + B_g) \cdot C_u \cdot \Delta L \quad (3.13)$$

dengan :

L_g = panjang blok kelompok pondasi

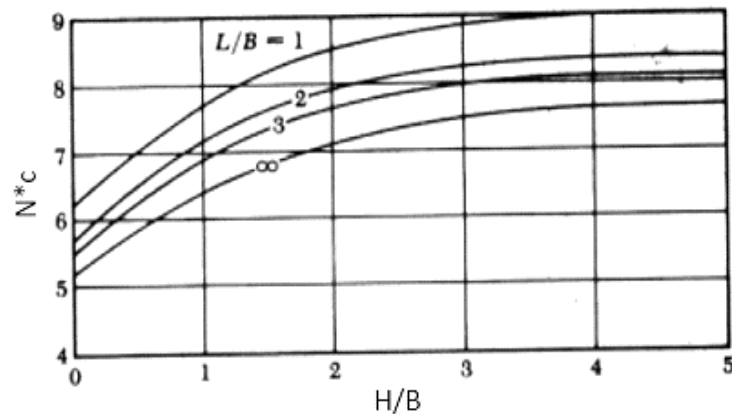
B_g = lebar blok kelompok pondasi

C_u = nilai kohesi

N_c* = faktor kapasitas dukung fondasi tiang

ΔL = panjang tiang

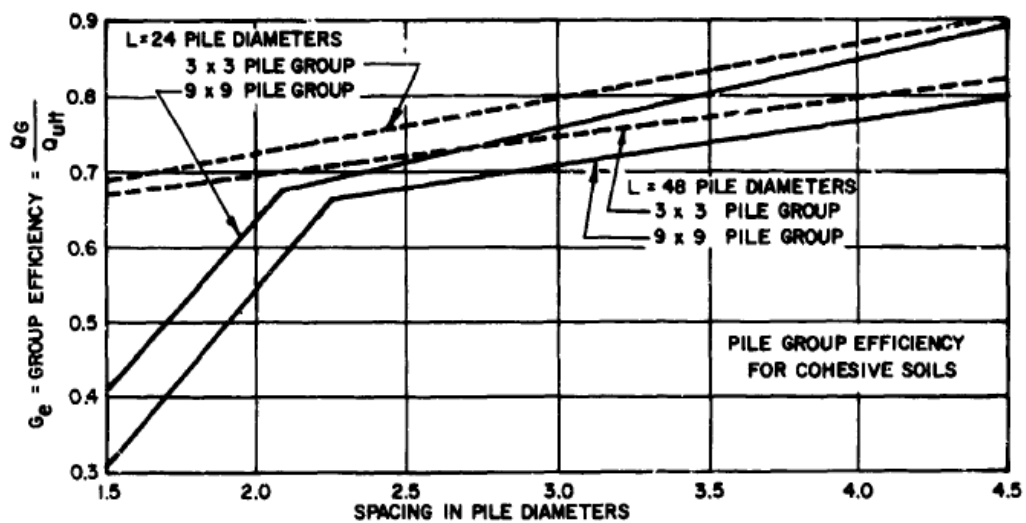
Adapun untuk nilai faktor N_c* dapat menggunakan grafik hubungan H/B dengan N_c* yang terdapat pada Gambar 3.7.



Gambar 3.7 Grafik Faktor N^*c Pada Tiang

(Sumber : Hardiyatmo, 2002)

Selain itu, perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang dapat menggunakan nilai efisiensi grup tiang. Adapun Efisiensi grup tiang pada tanah kohesif dapat dilihat pada Gambar 3.7 berikut.



Gambar 3.7 Efisiensi Grup Tiang Pada Tanah Kohesif

(Sumber : NAVFAC DM, 1982)

Berdasarkan Gambar 3.7 maka kapasitas dukung kelompok tiang menggunakan nilai efisiensi tiang grup dapat dinyatakan dengan Persamaan 3.15.

$$Q_g = E_g \cdot n \cdot Q_a \quad (3.15)$$

dengan :

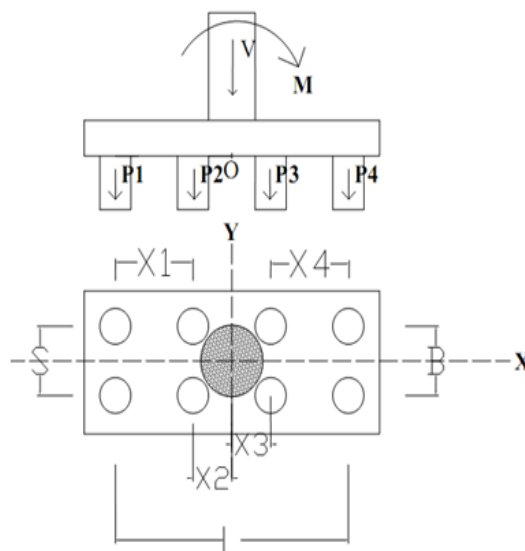
E_g = efisiensi kelompok tiang

n = jumlah tiang dalam kelompok

Q_a = kapasitas dukung ijin tiang

3.9 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Beban aksial, momen (x dan y) dan kapasitas dukung dapat mempengaruhi kerja dari kelompok tiang yang dapat dilihat pada Gambar 3.8 berikut.



Gambar 3.8 Beban Sentris dan Momen Pada Kelompok Tiang

(Sumber : Rizaldy, 2012)

Adapun perhitungan beban aksial pada setiap tiang menggunakan Persamaan 3.16.

$$P_i = \frac{\sum P_t}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_i}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_i}{\sum y^2} \quad (3.1)$$

dengan :

P_i = beban aksial pada tiang ke-i

M_x = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x

M_y = momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y

- n = jumlah tiang bor pada satu kelompok tiang
 x_i, y_i = jarak ke titik berat kelompok tiang ke tiang nomor- i
 Σx^2 = jumlah kuadrat absis-absis tiang bor.
 Σy^2 = jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor.

Pada perencanaan pondasi tiang bor, apabila kontrol daya dukung tidak memenuhi maka penambahan daya dukung pondasi dapat dilakukan dengan menyesuaikan kedalaman dan diameter tiang.

3.10 Penurunan Pondasi Tiang Bor (Settlement)

Penurunan pondasi terjadi di dalam tanah yang disebabkan oleh berubahnya susunan tanah ataupun akibat pengurangan rongga pori atau air di dalam tanah. Penurunan pondasi tiang dapat dibedakan menjadi dua yakni penurunan tiang tunggal dan kelompok.

3.10.1 Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Shamsher dan Sharma (1990) menyebutkan perhitungan penurunan pondasi tiang tunggal metode empiris dapat dilihat seperti pada Persamaan 3.17.

$$S = \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \quad (3.17)$$

dengan :

- S = penurunan total di kepala tiang (m)
 D = diameter tiang (m)
 Q = beban yang bekerja (kN)
 A_p = luas penampang tiang (m^2)
 L = panjang tiang (m)
 E_p = modulus elastisitas tiang (kN/m^2)

3.10.2 Penurunan Pondasi Kelompok Tiang

Penurunan pondasi kelompok tiang akan menghasilkan nilai penurunan yang lebih besar dibanding dengan penurunan tiang tunggal. Hal tersebut disebabkan oleh adanya pengaruh tegangan di daerah cakupan yang luas dan dalam.

Penurunan (*settlement*) pada tanah dikarenakan pembebanan dapat dibagi dua yaitu penurunan segera (*imeediate settlement*) dan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*). Penurunan segera merupakan akibat dari deformasi elastis tanah kering, basah dan jenuh air tanpa adanya perubahan kadar air, sedangkan penurunan konsolidasi merupakan hasil dari perubahan volume tanah jenuh air sebagai akibat keluarnya air yang menempati pori-pori tanah (Mochtar, 1985).

Jumlah penurunan elastis atau penurunan yang terjadi dalam jangka waktu dekat (*immediate settlement* atau *elastic settlement*) S_i , dan penurunan yang terjadi dalam jangka waktu yang panjang (*long term consolidation settlement*) S_c , disebut penurunan pada kelompok tiang (Pamungkas dan Harianti, 2013).

Penurunan total adalah penjumlahan dari kedua jenis penurunan tersebut. Persamaan dalam penjumlahan jenis penurunan dapat dilihat pada Persamaan 3.18.

$$S = S_i + S_c \quad (3.18)$$

dengan :

S_i = penurunan segera

S_c = penurunan konsolidasi

1. Penurunan segera (*immediate settlement*)

Penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume yang konstan merupakan penurunan segera. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan halus tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera setelah terjadi penerapan beban. Janbu dkk. (1956) memberikan persamaan untuk penurunan segera yang dapat dilihat pada Persamaan 3.19.

$$S_i = \frac{\mu_i \mu_o q_n B}{E} \quad (3.19)$$

dengan :

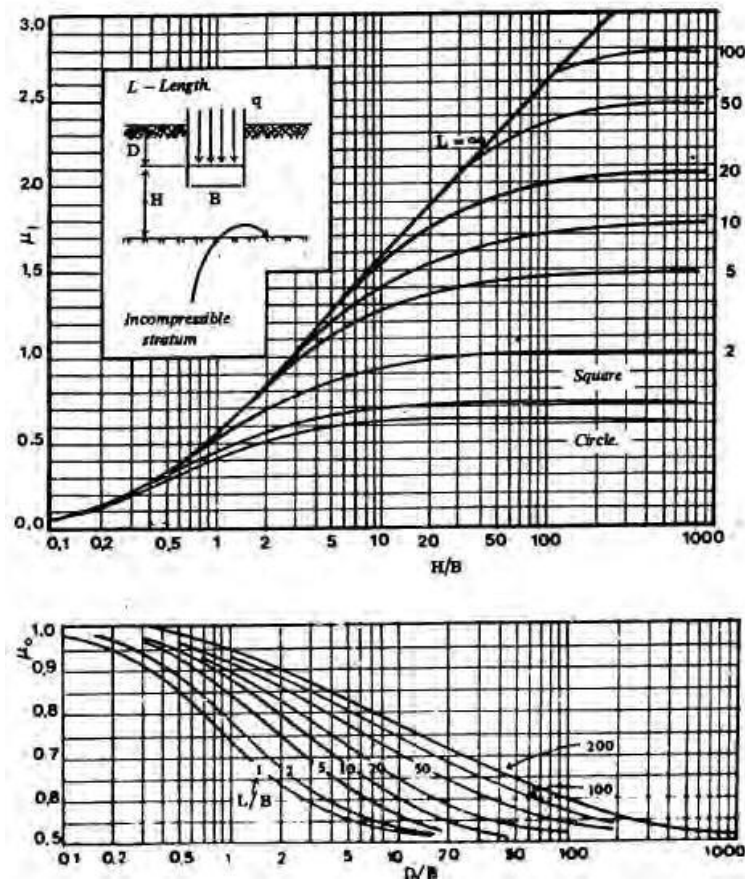
μ_i = faktor koreksi untuk lapisan tanah dengan tebal terbatas H (Gambar 3.9)

μ_o = faktor koreksi untuk kedalaman pondasi D_f (Gambar 3.9)

B = lebar luasan kelompok tiang (m)

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

E = modulus elastis tanah



Gambar 3.9 Grafik Faktor Koreksi μ_i Dan μ_o

(Sumber : Janbu dkk ,1956)

Nilai modulus elastis tanah merupakan sifat-sifat elastis pada tanah yang digunakan untuk menghitung perkiraan penurunan pondasi. Nilai perkiraan modulus elastis tanah dapat ditentukan dengan menggunakan Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

Tanah	E (kg/cm²)
LEMPUNG	3 – 30
Sangat lunak	3 – 30
Lunak	20 – 40

Sumber : Bowles (1997)

Lanjutan Tabel 3.11 Perkiraan Nilai Modulus Elastisitas Tanah

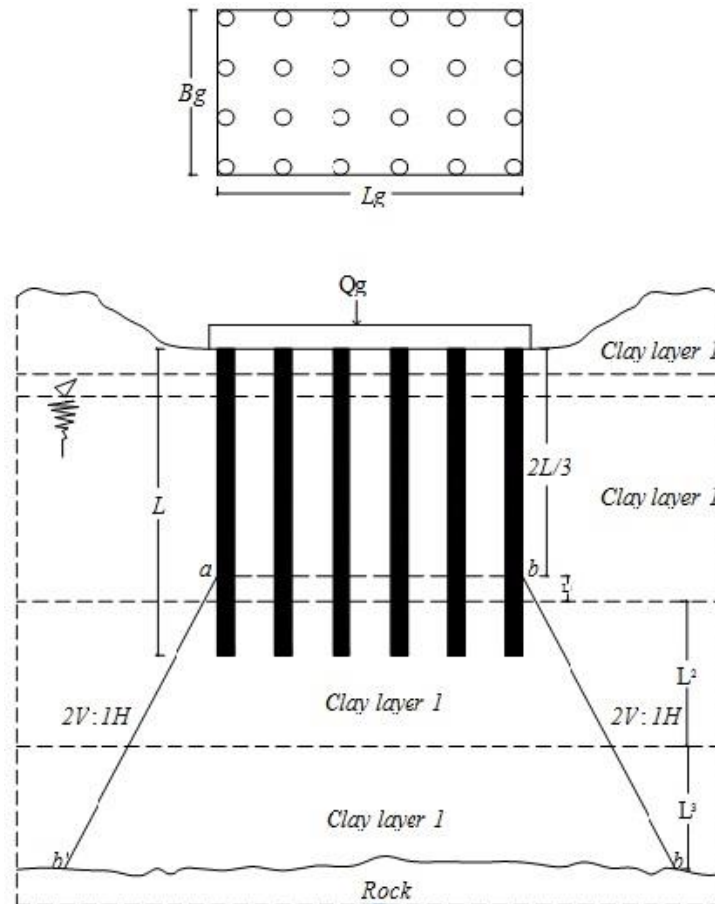
Tanah	E (kg/cm²)
Sedang	45 – 90
Berpasir	300 – 425
PASIR	
Berlanau	50 – 200
Tidak padat	100 – 250
Padat	500 – 1000
PASIR DAN KERIKIL	
Padat	800 – 2000
Tidak padat	500 – 1400
LANAU	20 – 200
LOOSE	150 – 600
CADAS	1400 – 14000

Sumber : Bowles (1997)

2. Penurunan jangka panjang (*consolidation settlement*)

Umumnya penurunan konsolidasi terjadi pada lapisan tanah kohesif (lempung/*clay*). Penurunan konsolidasi terjadi akibat pengurangan kelebihan tekanan air pori yang meninggalkan rongga pori pada lapisan tanah yang tertekan (Sosrodarsono dan Nakazawa, 2000). Berdasarkan Terzaghi dan Peck (1967), menyatakan pendapat bahwa pada bagian 2/3 panjang tiang bagian atas,

kadar air tanah lempung tidak berubah akibat beban struktur sedangkan di bagian bawahnya, kadar air berubah dikarenakan oleh adanya konsolidasi.



Gambar 3.10 Penurunan Tiang dengan Metode Penyebaran 2:1

(Sumber : Tomlinson, 1986)

Perkiraan penurunan tiang kelompok pada tanah kohesif dapat diperkirakan dengan menggunakan Gambar 3.10 dengan tahapan sebagai berikut

(Rahardjo, 2017) :

- tentukan tegangan yang bekerja,
- beban kerja Q_g yang berada di atas kelompok tiang dipindah pada kedalaman tanah $2/3.L$ di bawah *pile cap*. Penurunan tanah di atas kelompok tiang tersebut amat kecil dan dapat diabaikan,
- beban kerja tersebut disebarakan ke bawah pondasi tiang dengan asumsi pola penyebaran 2 : 1 = vertical : horizontal,
- pada tiap lapis tanah, tentukan angka pori dan indeks kompresi,

e. perhitungan tiap lapisan kemudian dijumlahkan.

Untuk menghitung penurunan pada masing-masing lapisan tanah, maka dapat digunakan rumus pada Persamaan 3.20.

$$S_c = \sum \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \quad (3.20)$$

dengan :

Q_g = beban yang bekerja

B_g = lebar kelompok tiang

L_g = panjang kelompok tiang

C_c = indeks kompresi

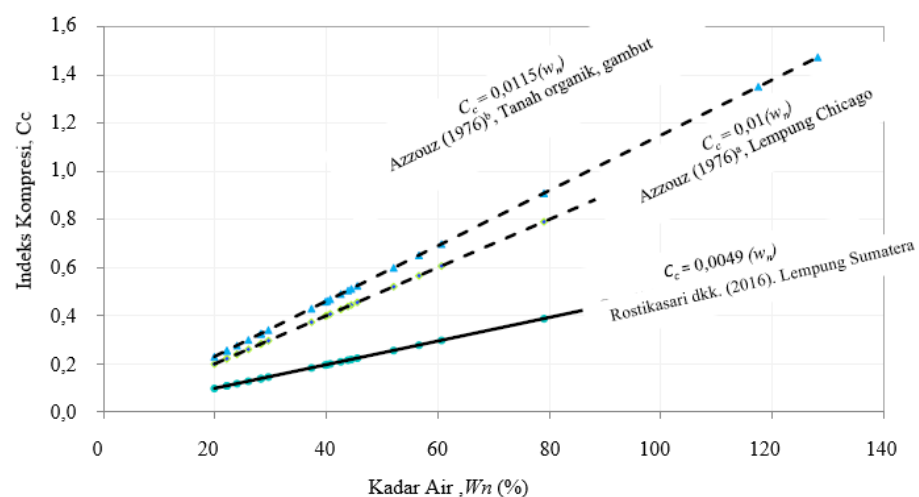
ΔH = tinggi lapisan (m)

e_0 = angka poril (lihat Tabel 3.9)

P_o' = tegangan efektif tanah (kN/m^2)

ΔP = tegangan efektif tanah pada lapisan ke-I (kN/m^2)

Rostikasari dkk. (2016) menemukan korelasi nilai indeks kompresi dengan kadar air (w_n) pada tanah lempung Sumatera yang dilihat pada Gambar 3.11.



Gambar 3.11 Korelasi Nilai Indeks Kompresi dengan Kadar Air

(Sumber : Rostikasari dkk., 2016)

Pada penelitian ini, nilai indeks kompresi menggunakan persamaan yang diperoleh oleh Rostikasari dkk., yaitu pada tanah lempung Sumatera. Pemilihan persamaan tersebut dikarenakan penelitian dilakukan pada wilayah Indonesia, dan karakteristik tanah Sumatera yang cenderung sama dengan tanah Kalimantan yaitu memiliki kadar air dan plastisitas yang tinggi.

Selain itu, Soedarmo dan Purnomo (1993) memberikan tabel korelasi jenis tanah dengan nilai Cc yang dapat dilihat pada Tabel 3.12.

Tabel 3.12 Nilai Indeks Kompresi, Cc

Jenis Tanah	Nilai Cc
Gambut	1,00 – 4,50
Lempung 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

Hardiyatmo (2010) juga memberikan tabel korelasi jenis tanah dengan angka pori yang dapat dilihat pada Tabel 3.13.

Tabel 3.13 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

3.11 SAP2000

SAP2000 dikembangkan sekitar tahun 1975 oleh Prof. Edward L. Wilson, guru besar University of California. Prinsip utama dalam program ini adalah pemodelan struktur, eksekusi analisis dan pemeriksaan atau optimasi desain. *Output* yang dihasilkan dapat berupa model struktur, grafik serta *spreadsheet*. Analisis yang digunakan pada SAP2000 merupakan *finite element method* sehingga dapat digunakan untuk analisis statis maupun dinamis.

Tahapan dalam pemodelan dan analisis struktur pada SAP2000 dapat dijabarkan sebagai berikut.

1. Menentukan *grid system* sebagai batas pemodelan struktur.
Pembuatan dilakukan dengan memasukkan jumlah baris struktur beserta jaraknya sesuai arah x, y dan z. sehingga titik-titik struktur termodelkan dengan tepat.
2. Menentukan nilai dan material struktur.
Penentuan material struktur meliputi mutu beton (f'_c), modulus elastisitas, tegangan leleh (f_y) dan tegangan putus (f_u).
3. Menentukan dimensi penampang struktur (*frame sections*) berupa balok, kolom, dan pelat.
4. Menentukan pembebanan dan kombinasi beban yang bekerja pada struktur, meliputi beban mati (DL), beban hidup (LL) dan beban gempa (E_x , E_y)
5. Melakukan analisis sesuai yang dibutuhkan.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Metode Penelitian

Metode penelitian merupakan sebuah cara ilmiah untuk mendapatkan data dengan tujuan kegunaan tertentu. Cara ilmiah yang dimaksud yaitu kegiatan penelitian tersebut didasarkan pada ciri-ciri keilmuan yang rasional, empiris, dan sistematis (Darmadi, 2013). Metode penelitian bertujuan mengembangkan data untuk dipahami dan menemukan solusi yang tepat untuk proses penelitian. Tahapan sistematis dalam metode penelitian yaitu peneliti melakukan proses identifikasi masalah dan merumuskan masalah utama yang akan menjadi fokus penelitian, kemudian penyusunan kerangka berpikir, mulai dari penjabaran masalah, metode yang digunakan hingga tahapan dalam menggunakan metode tersebut. Langkah terakhir dalam penelitian yaitu memberikan kesimpulan dan saran atas penelitian yang dikerjakan. Suatu penelitian akan bermanfaat untuk satu sama lain, karena penelitian yang dilakukan sekarang dapat digunakan untuk penelitian selanjutnya dengan metode yang hampir sama, bahkan akan lebih baik bila menggunakan metode pemecahan yang berbeda, agar lebih bervariasi dalam menyelesaikan permasalahan tersebut.

4.2 Pengumpulan Data

Pada penelitian ini, pengumpulan data berasal dari proyek Pembangunan Gedung Pelayanan Terpadu dan Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murdjani. Adapun data yang diperoleh sebagai berikut.

1. Data geoteknik

Data tanah yang digunakan merupakan hasil penyelidikan tanah pada Gedung Pelayanan Terpadu dan Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murdjani yang dikerjakan oleh CV. Borneo Geotec Engineering, Palangka Raya, Kalimantan Tengah. Uji penyelidikan tanah yang dilakukan meliputi pekerjaan lapangan dan laboratorium.

- a. Pekerjaan lapangan

Pekerjaan lapangan yang dimaksud ialah pemboran tanah dan pekerjaan sondir. Pengeboran tanah dilakukan pada 2 titik yaitu BH-01 dan BH-02 dengan kedalaman 25 meter dari permukaan tanah. Pengujian SPT dilakukan pada saat pengeboran berlangsung setiap interval 2 meter. Pengambilan sampel tak terganggu dilakukan pada 1 titik kedalaman untuk masing-masing titik bor. Untuk pekerjaan sondir, dilakukan pada 4 titik sampai kedalaman dimana tekanan konus $> 150 \text{ kg/cm}^2$. Pelaksanaan pekerjaan sondir berdasarkan standar ASTM D3341-75T.

b. Laboratorium

Kegiatan laboratorium yang dilakukan meliputi kadar air alami, berat volume, berat jenis, analisis saringan, *Atterberg Limit*, *Unconfined compression strength test*, *direct shear* dan *consolidation test*

2. Data teknis bangunan

Data teknis bangunan yang diperoleh meliputi gambar denah bangunan dan gambar detail struktur (detail balok, kolom, pelat dan tulangan)

4.3 Analisis Data

Analisis data merupakan metode yang digunakan dalam menyederhanakan dan mempermudah pemahaman data yang telah diperoleh. Data tersebut selanjutnya dianalisis berdasarkan tahap pengerjaannya atau perhitungannya. Pada penelitian ini, tahapan pengerjaannya sebagai berikut.

4.3.1 Analisis Pembebanan

Nilai beban yang bekerja pada pondasi perlu diketahui sehingga dilakukan analisis pembebanannya. Dalam penelitian ini analisis pembebanan menggunakan bantuan aplikasi SAP2000 dan *Microsoft Excel 2016*. Analisis dimulai dengan memasukkan data struktur bangunan gedung meliputi data balok, kolom, pelat, dan beban yang bekerja berupa beban mati, beban hidup serta beban gempa. Data-data tersebut akan menghasilkan gaya yang berkerja pada kolom seperti gaya aksial, gaya geser dan momen yang akan digunakan pada analisis kapasitas dukung pondasi.

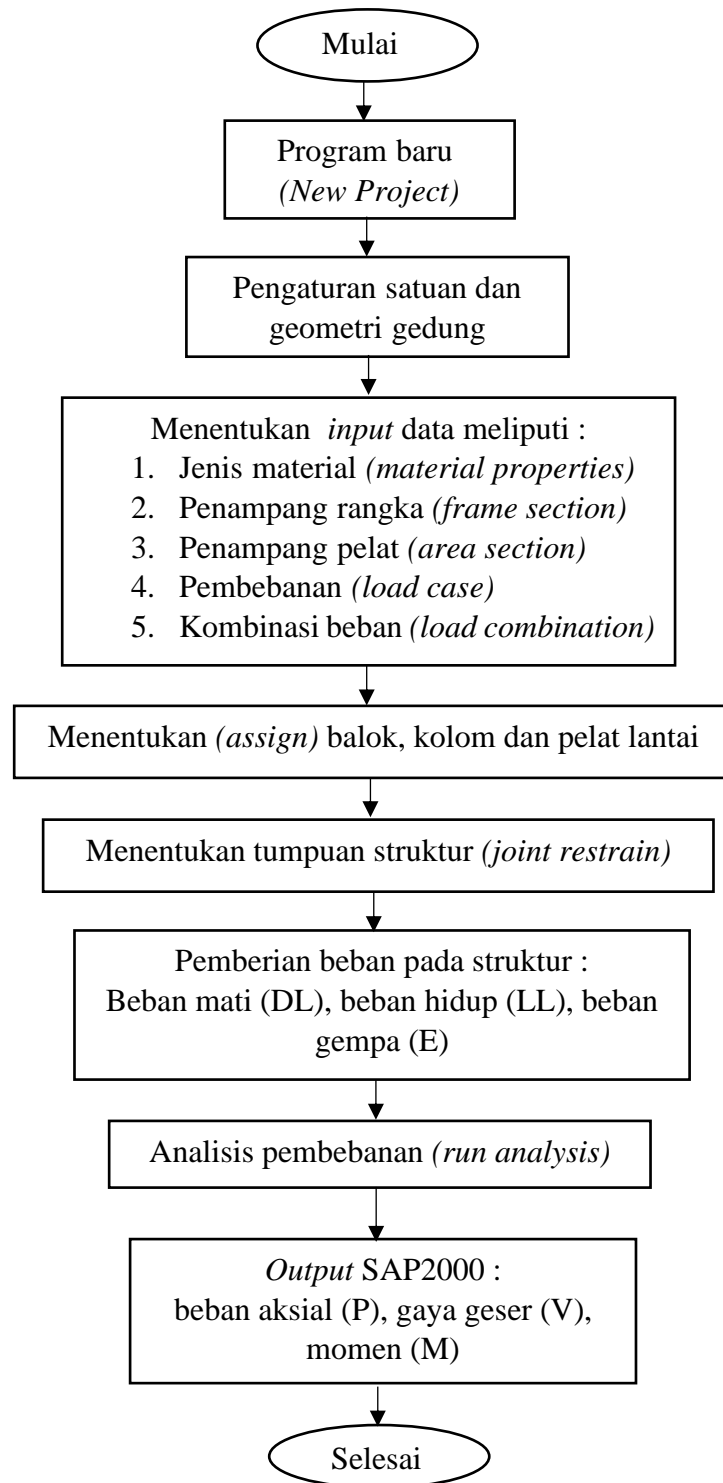
4.3.2 Analisis Pondasi Tiang Bor

Hasil *output* analisis SAP2000 digunakan dalam menganalisis kapasitas dukung pondasi tiang bor dengan diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m. Analisis pondasi tiang bor dapat dijabarkan sebagai berikut.

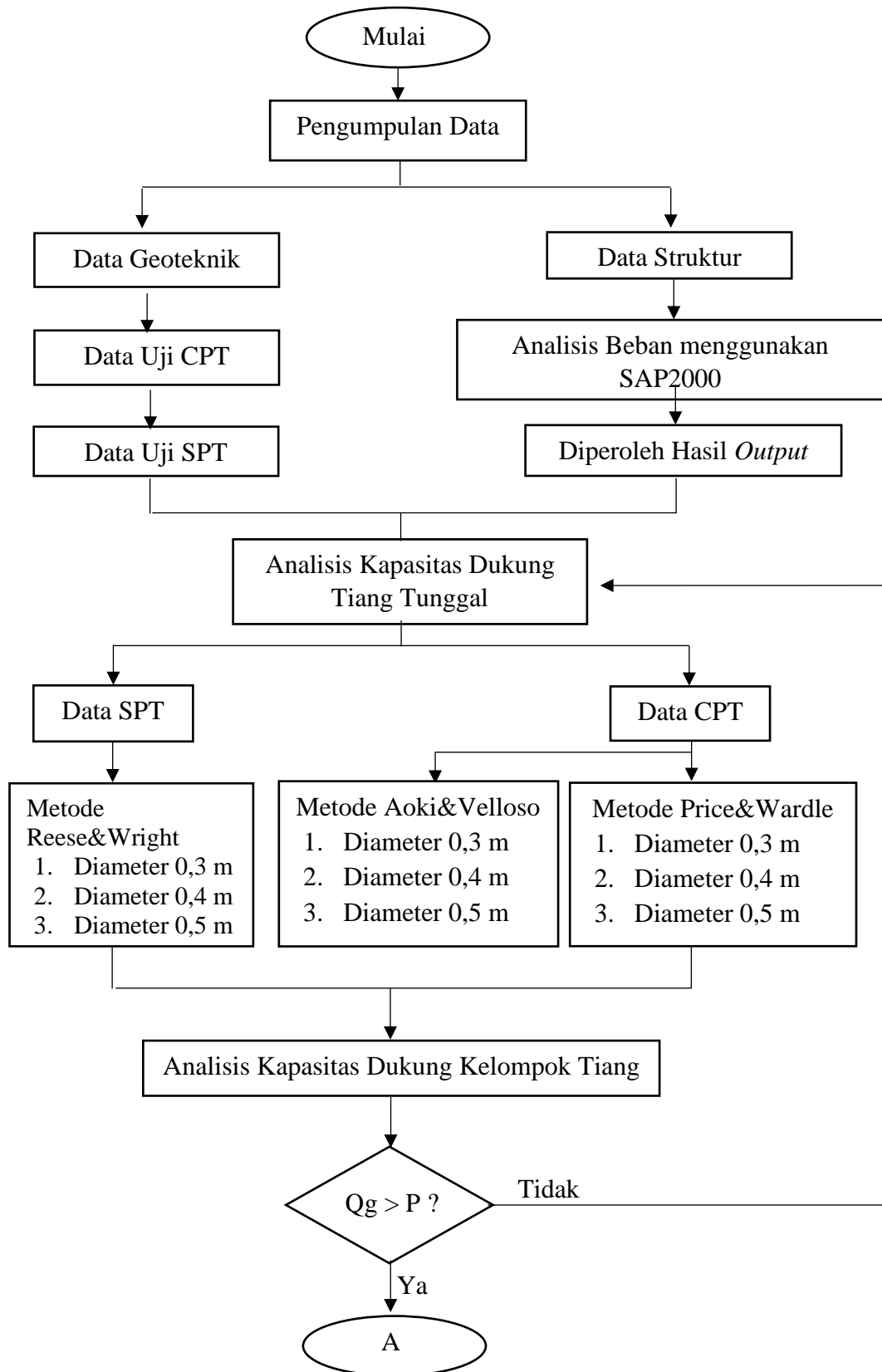
1. Perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal metode Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle.
2. Perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok.
3. Perhitungan penurunan pondasi tiang bor.
4. Perhitungan efisiensi dan jumlah tiang.

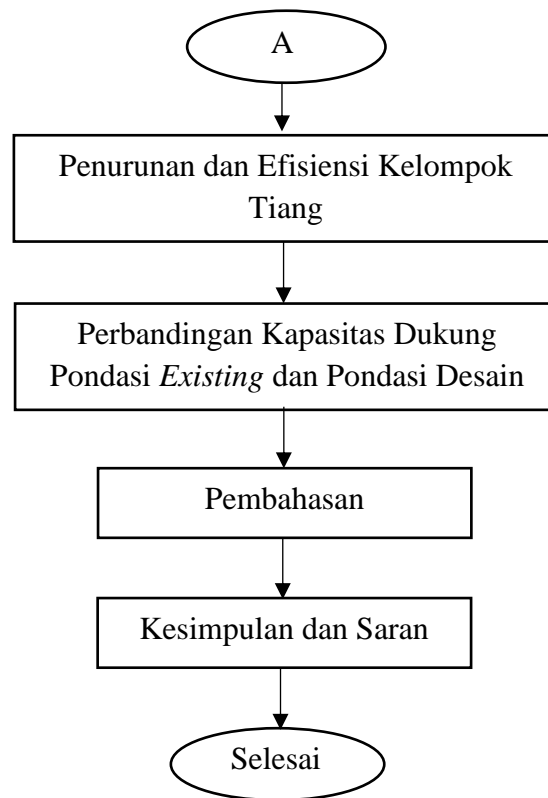
4.4 Bagan Alir Penelitian

Bagan alir penelitian merupakan tahapan-tahapan yang dilakukan selama proses penelitian. Bagan alir membantu peneliti dalam melakukan evaluasi terhadap prosedur penelitian. Adapun bagan alir pembebanan struktur menggunakan SAP2000 dan bagan alir metode penelitian ditunjukkan pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2.



Gambar 4.1 Bagan Alir Pembebanan Struktur Dengan SAP2000





Gambar 4.2 Bagan Alir Metode Penelitian

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG BOR

5.1 Data Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murjani

Gedung Instalasi Bedah Sentral RSUD dr. Murjani terletak di Jalan H.M. Arsyad No. 065, Mentawa Baru Hulu, Mentawa Baru Ketapang, Kotawaringin Timur, Kalimantan Tengah. Gedung ini terdiri dari 4 lantai dengan menggunakan struktur beton bertulang. Pondasi yang digunakan merupakan pondasi tiang pancang pada kedalaman 19 meter. Pada penelitian ini akan direncanakan menggunakan pondasi tiang bor dengan kedalaman sesuai dengan tanah keras. Perhitungan kapasitas daya dukung tiang dengan menggunakan 3 metode analisis yaitu, Reese&Wright, Aoki&Velloso serta Price&Wardle. Lokasi gedung ditunjukkan pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Denah Lokasi Gedung Instalasi Bedah Sentral
(Sumber : Google Earth Pro, 2021)

5.1.1 Data Umum

Data proyek pembangunan gedung Instalasi Bedah Sentral dan Pelayanan Terpadu adalah sebagai berikut.

1. Nama proyek : Pembangunan gedung Instalasi Bedah Sentral dan Pelayanan Terpadu RSUD dr. Murjani Sampit
2. Pemilik proyek : Pemerintah Kabupaten Kotawaringin Timur
3. Kontraktor : PT. Karya Bisa
4. Perencana : PT. Bina Karya
5. Konsultan pengawas : PT. Axis Mundi
6. Lokasi proyek : Jl. H.M. Arsyad No. 065, Sampit
7. Konstruksi bagian atas : Beton bertulang
8. Konstruksi bagian bawah : Tiang pancang
9. Biaya proyek : Rp. 149.882.700.000
10. Waktu penyelesaian : ±600 hari

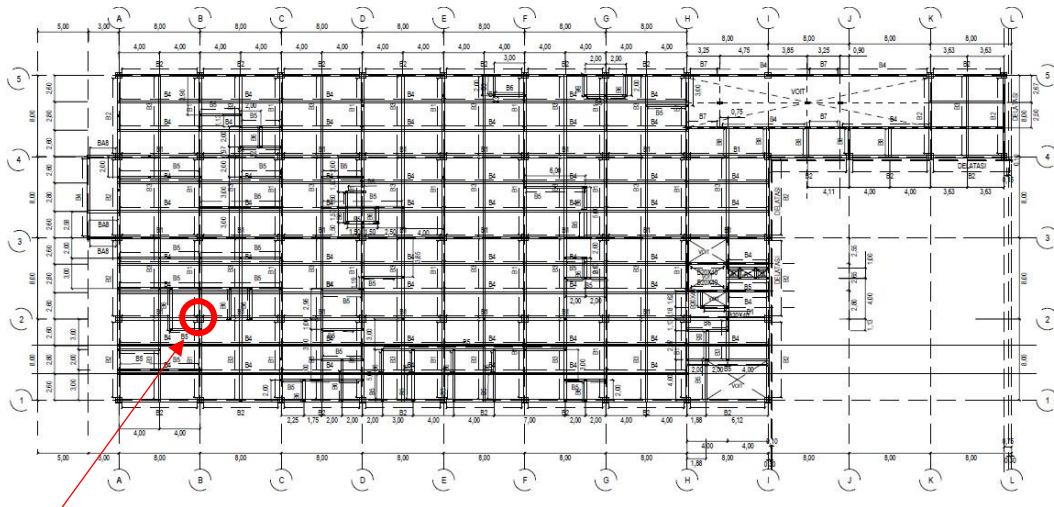
5.1.2 Spesifikasi Material

Material struktur yang digunakan pada pembangunan gedung Instalasi Bedah Sentral dan Pelayanan Terpadu, yakni sebagai berikut.

1. Beton dengan mutu $f'c$ sebesar 25 Mpa
2. Tulangan baja polos dengan mutu (f_y) sebesar 240 Mpa
3. Tulangan baja ulir dengan mutu (f_y) sebesar 380 Mpa

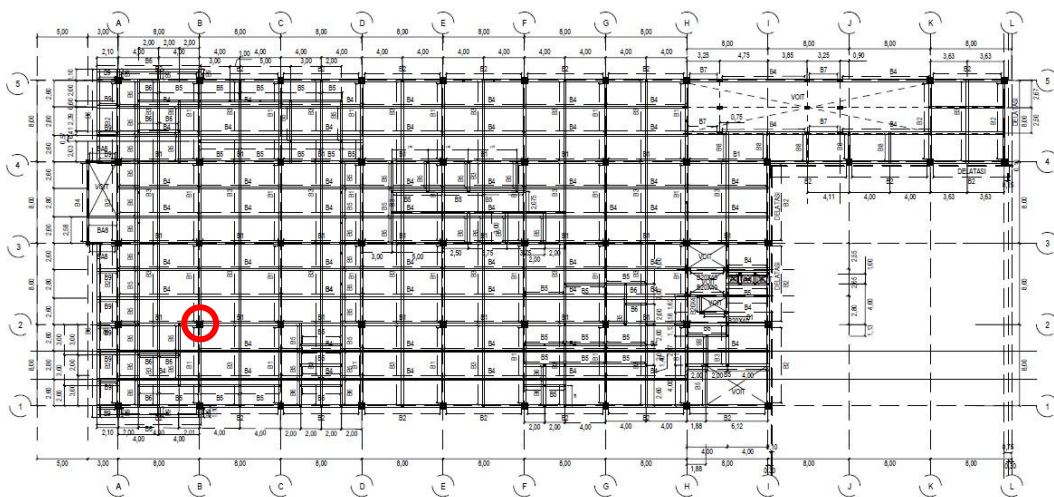
5.1.3 Denah Konstruksi

Denah konstruksi gedung Instalasi Bedah Sentral dapat dilihat pada Gambar 5.2 hingga Gambar 5.5 berikut.

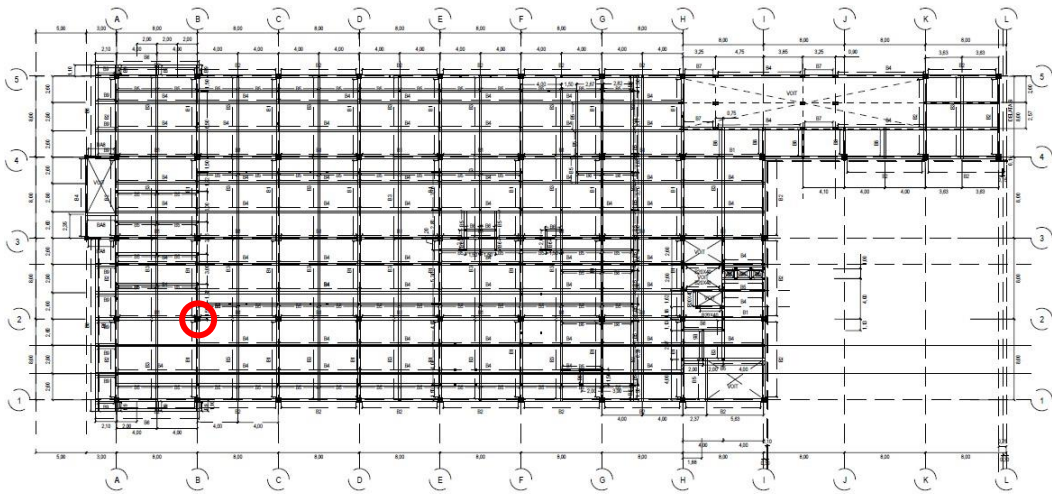


Titik pondasi desain

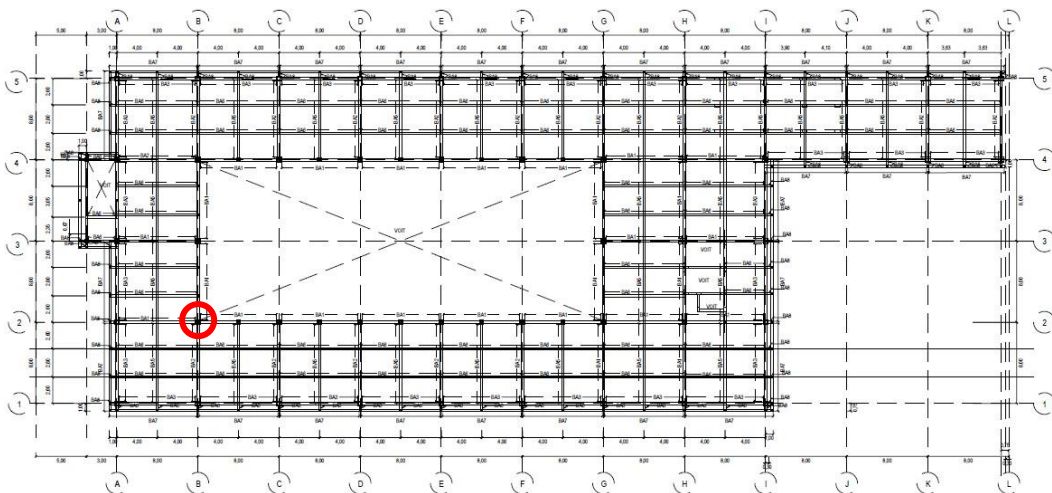
Gambar 5.2 Denah Lantai 1
(Sumber : PT. Karya Bisa, 2018)



Gambar 5.3 Denah Lantai 2
(Sumber : PT. Karya Bisa, 2018)



Gambar 5.4 Denah Lantai 3
(Sumber : PT. Karya Bisa, 2018)



Gambar 5.5 Denah Lantai 4
(Sumber : PT. Karya Bisa, 2018)

5.1.4 Data Struktur

Gedung Instalasi Bedah Sentral (IBS) memiliki struktur utama yang terdiri dari struktur atas berupa beton bertulang dan struktur bawah berupa tiang pancang. Struktur bawah tersebut akan peneliti desain ulang dengan menggunakan pondasi tiang bor yang kemudian akan dihitung kapasitas dukung pada pondasi tersebut. Struktur atas merupakan struktur yang berada tegak lurus di atas pondasi atau

berada di atas muka tanah. Struktur bagian atas pada proyek ini terdiri dari kolom, balok, pelat dan atap.

1. Kolom

Kolom merupakan batang tekan vertikal dari rangka (*frame*) yang memikul beban dari balok serta meneruskan beban dari seluruh bangunan untuk sampai ke tanah melalui pondasi. Proyek pembangunan gedung IBS menggunakan kolom beton betulang dengan mutu $f'c$ sebesar 25 Mpa. Adapun tipe dan dimensi kolom yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut.

Tabel 5.1 Tipe dan Dimensi Kolom Gedung IBS

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan	Sengkang	
			Tumpuan	Lapangan
K1	600 x 600	16D19	Ø8 - 100	Ø8 - 150
K2	500 x 500	12D19	Ø8 - 100	Ø8 - 150
K3	400 x 400	12D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
K4	350 x 350	8D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
K5	500 x 250	14D19	Ø8 - 100	Ø8 - 150
K6	400 x 200	8D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
KL	2 x 500 x 200	12D16	Ø10 - 150	Ø10 - 150
KT	2 x 200 3 x 300	16D16	Ø10 - 150	Ø10 - 150
K9	200 x 300	6D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150

Sumber : PT. Bina Karya (2018)

2. Balok

Balok adalah struktur melintang yang menopang beban horizontal. Balok pada bangunan sangat penting untuk menjaga stabilitas terhadap gaya samping. Selain itu, balok merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban ke kolom. Proyek pembangunan gedung IBS menggunakan balok beton betulang dengan mutu $f'c$ sebesar 25 Mpa. Adapun tipe dan dimensi balok yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut.

Tabel 5.2 Tipe dan Dimensi Balok Gedung IBS

Tipe	Dimensi (mm)	Tulangan				Sengkang	
		Tumpuan		Lapangan			
		Atas	Bawah	Atas	Bawah	Tumpuan	Lapangan
B1	250 x 700	12D19	4D19	2D19	8D19	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B2	250 x 700	8D19	4D19	2D19	6D19	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B3	200 x 600	8D16	3D13	3D16	6D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B4	200 x 600	6D16	3D16	2D16	6D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B5	200 x 300	3D13	2D16	2D16	3D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B6	200 x 300	2D16	2D16	2D16	2D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B7	200 x 300	3D16	2D16	2D16	2D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B8	200 x 300	2D16	2D16	2D16	2D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B9	250 x 500	4D19	2D19	2D16	3D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150
B10	200 x 400	3D16	2D16	2D16	3D16	Ø8 - 100	Ø8 - 150

Sumber : PT. Bina Karya (2018)

3. Pelat

Pelat adalah bagian dari elemen gedung yang berfungsi sebagai pendukung beban vertikal dan tiap sisi ditopang oleh balok. Tipe dan tebal pelat yang digunakan dapat dilihat pada Tabel 5.3 berikut.

Tabel 5.3 Tipe dan Dimensi Pelat Gedung IBS

Tipe	Tebal (mm)
PL	150
PA	120

Sumber : PT. Bina Karya (2018)

5.2 Pembebanan Struktur

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

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan pembebanan yang digunakan sebagai acuan dalam perhitungan pembebanan struktur sebagai berikut :

1. SNI 03-2847-2013 tentang Tata Cara Perhitungan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung
2. SNI 03-1726-2019 tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung
3. SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan 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 = $1,2D + 1L + Ex + 0,3Ey$
4. Combo 4 = $1,2D + 1L - Ex + 0,3Ey$
5. Combo 5 = $1,2D + 1L + Ex - 0,3Ey$
6. Combo 6 = $1,2D + 1L - Ex - 0,3Ey$
7. Combo 7 = $1,2D + 1L + 0,3Ex + Ey$
8. Combo 8 = $1,2D + 1L - 0,3Ex + Ey$
9. Combo 9 = $1,2D + 1L + 0,3Ex - Ey$
10. Combo 10 = $1,2D + 1L - 0,3Ex - Ey$
11. Combo 11 = $0,9D + Ex + 0,3Ey$
12. Combo 12 = $0,9D + Ex - 0,3Ey$
13. Combo 13 = $0,9D - Ex + 0,3Ey$
14. Combo 14 = $0,9D - Ex - 0,3Ey$
15. Combo 15 = $0,9D + 0,3Ex + Ey$
16. Combo 16 = $0,9D + 0,3Ex - Ey$
17. Combo 17 = $0,9D - 0,3Ex + Ey$

$$18. \text{Combo } 18 = 0,9D - 0,3E_x - E_y$$

Keterangan :

D = beban mati,

L = beban hidup,

E_x = beban gempa arah x dan

E_y = beban gempa arah y

5.2.3 Pembebanan

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

1. Beban mati

Penentuan beban pada gedung perlu mengetahui fungsi dari gedung itu sendiri. Pembebanan gedung terhadap beban mati meliputi sebagai berikut.

a. Lantai

Analisis beban mati pada lantai dapat dihitung berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 bagian 2.1.1 dengan mengalikan berat volume komponen gedung dengan tebal struktur yang telah direncanakan. Adapun analisis beban mati pada lantai dilihat pada Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Analisis Beban Mati pada Lantai

Komponen	Berat volume		Tebal		Beban	
	Nilai	Satuan	Nilai	Satuan	Nilai	Satuan
Beton bertulang	2400	kg/m ³	0,15	m	360	kg/m ²
Spesi	2100	kg/m ³	0,02	m	64	kg/m ²
Pasir	1600	kg/m ³	0,04	m	42	kg/m ²
Keramik	-	-	-	-	24	kg/m ²
Plafond	-	-	-	-	11	kg/m ²
Penggantung	-	-	-	-	7	kg/m ²
Ducting Ac	-	-	-	-	10	kg/m ²
Qd lantai					158	kg/m ²
					0,158	T/m ²
					1,549	kN/ m ²

b. Atap

Analisis beban mati pada atap dapat dihitung berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 bagian 2.1.1 dengan mengalikan berat volume komponen gedung dengan tebal struktur yang telah direncanakan. Adapun analisis beban mati pada atap dapat dilihat pada Tabel 5.5.

Tabel 5.5 Analisis Beban Mati pada Atap

Komponen	Berat volume		Tebal		Beban	
	Nilai	Satuan	Nilai	Satuan	Nilai	Satuan
Beton bertulang	2400	kg/m ³	0,12	m	288	kg/m ²
Plafond	-	-	-	-	11	kg/m ²
Penggantung	-	-	-	-	7	kg/m ²
<i>Ducting Ac</i>	-	-	-	-	10	kg/m ²
<i>Waterproffing</i>					5	kg/m ²
Qd atap					33	kg/m ²
					0,033	T/m ²
					0,324	kN/ m ²

2. Beban hidup

Berdasarkan SKBI 1.3.53.1987 tentang Pedoman Perencanaan Pembebanan untuk Rumah dan Gedung, beban hidup (Ql) untuk gedung yang difungsikan sebagai gedung rumah sakit yaitu sebesar 2,452 kN/m² untuk lantai dan 0,981 kN/m² untuk atap.

3. Beban gempa

Pembangunan gedung IBS terletak pada provinsi Kalimantan Tengah yang difungsikan sebagai gedung rumah sakit dan tipe tanah termasuk dalam tipe tanah lunak.

a. Periode struktur bangunan (T)

Berdasarkan tipe struktur bangunan, gedung IBS termasuk dalam tipe rangka beton pemikul momen dan memiliki tinggi bangunan sebesar 17,10 m, sehingga perhitungan Ta dapat menggunakan Persamaan 3.1 seperti berikut.

$$T_a = C_t \times h_n^x$$

$$= 0,0466 \times 17,10^{0.9}$$

$$= 0,600 \text{ detik}$$

1) Periode *computed* (Tc)

Periode *computed* dihitung dengan menggunakan aplikasi SAP2000 dan menghasilkan nilai Tc sebesar 0,868 detik. Nilai Tc dapat dilihat pada Gambar 5.6.

OutputCase	StepType Text	StepNum Unitless	Period Sec	Frequency Cyc/sec	CircFreq rad/sec	Eigenvalue rad2/sec2
MODAL	Mode	1	0.868002	1.15207054...	7.23867269...	52.3983823...
MODAL	Mode	2	0.828613	1.20683652...	7.58277753...	57.4985151...
MODAL	Mode	3	0.801151	1.24820476...	7.84270184...	61.5079721...
MODAL	Mode	4	0.308495	3.24154624...	20.3672357...	414.824290...
MODAL	Mode	5	0.289807	3.45056810...	21.6805587...	470.046629...
MODAL	Mode	6	0.285726	3.49985163...	21.9902163...	483.569617...
MODAL	Mode	7	0.270047	3.70306548...	23.2670466...	541.355459...
MODAL	Mode	8	0.258431	3.86950021...	24.3127868...	591.111605...
MODAL	Mode	9	0.185857	5.38048881...	33.8066082...	1142.89676...
MODAL	Mode	10	0.176436	5.66777609...	35.6116874...	1268.19228...
MODAL	Mode	11	0.168365	5.93946449...	37.3187560...	1392.68955...
MODAL	Mode	12	0.134229	7.44995687...	46.8094595...	2191.12550...
MODAL	Mode	13	0.127318	7.85432621...	49.3501870...	2435.44096...
MODAL	Mode	14	0.085981	11.6304903...	73.0765260...	5340.17866...
MODAL	Mode	15	0.063943	15.6390322...	98.2629378...	9655.60495...

Gambar 5.6 Hasil Output Nilai Tc
(Sumber : SAP2000, 2021)

2) Periode (T)

Berdasarkan S_{D1} yang diperoleh pada Tabel 3.2, maka C_u sebesar 1.7, sehingga perhitungan T dapat dilihat sebagai berikut.

$$\begin{aligned} T &= C_u \times T_a \\ &= 1,7 \times 0,600 \\ &= 1,020 \text{ detik} . \end{aligned}$$

Berdasarkan hasil perhitungan, maka hasil $T_a < T_c < C_u \cdot T_a$, yang sesuai dengan batas persyaratan, maka T yang digunakan untuk perhitungan respon spektrum yaitu sebesar 0,868 detik.

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

Berdasarkan Tabel 3.3 dan Tabel 3.4, jenis bangunan merupakan gedung rumah sakit yang berada pada kategori risiko IV dengan faktor keutamaan gempa sebesar 1,5.

c. Nilai spektrum respons gempa (C)

Berdasarkan SNI 03-1726-2019, nilai S_s , F_a , S_{MS} , S_1 , F_v dan S_{M1} diperoleh hasil yang dapat dilihat pada Tabel 5.6, Tabel 5.7 dan gambar kurva respon spektrum dapat dilihat pada Gambar 5.7.

Tabel 5.6 Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek

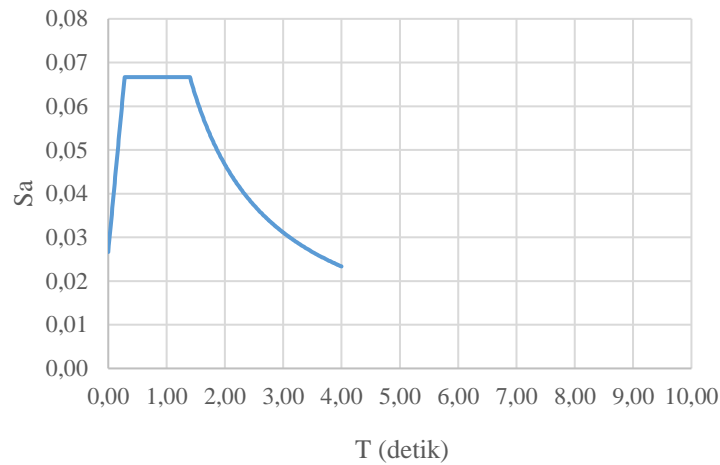
Respon Spektrum Percepatan Periode Pendek	
S_s	0,040
F_a	2,500
S_{MS}	0,100
S_1	0,040
F_v	3,500
S_{M1}	0,140

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)

Tabel 5.7 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spektrum Desain	
S_{DS}	0,067
S_{D1}	0,093

Sumber : SNI 03-1726-2019 (2019)



Gambar 5.7 Hasil Respon Spektrum

d. Beban geser nominal (V)

Berdasarkan Persamaan 3.2, perhitungan beban geser nominal sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 V &= C_s \times W_t \\
 &= 0,067 \times 5193936,504 \\
 &= 346317,320 \text{ kg} \\
 &= 3396,213 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Distribusi gaya geser horizontal

Adapun rekapitulasi distribusi gaya geser horizontal gempa ekuivalen statik tiap tingkat bangunan dapat dilihat pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Distribusi Gaya Geser Horizontal Gempa Ekuivalen Statik

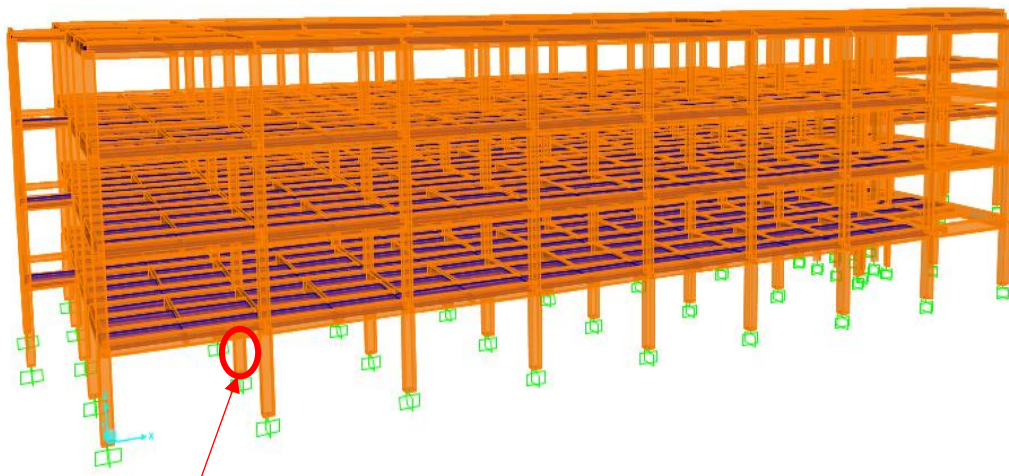
Lantai ke-i	Tinggi (H)	Berat (W)	H ^k	W.H ^k	$CV_x = \frac{W \cdot H^k}{\sum W \cdot H^k}$	F = CV _x .V
Satuan	m	kN	m	kNm		
Atap	17,1	9619	19,705	189547	0,355	1404,850
3	12,6	12202	14,300	174493	0,326	1293,275
2	8,4	12202	9,342	113996	0,213	844,896
1	4,2	12536	4,512	56563	0,106	419,226
Jumlah		46559		534600	1	3962,248

5.3 Input dan Output Program SAP2000

Analisis perhitungan gedung bertingkat pada penggunaan SAP2000 memiliki langkah awal yaitu perhitungan beban tetap dan beban gempa. Adapun prosedur *input* data pada program SAP2000 sebagai berikut.

1. Pengidentifikasian *joint*, *frame*, *restraint* dan *constraint*
2. Pengidentifikasian karakteristik material yang digunakan serta *frame section*
3. Pengidentifikasian beban (*load*) yakni berupa beban mati (D), beban hidup (L), beban gempa (E), serta beban kombinasi (*load combination*)
4. Menjalankan program SAP2000 (*run analysis*)

Pemodelan struktur gedung IBS pada program SAP2000 secara tiga dimensi dapat dilihat pada Gambar 5.8.



Frame 1347 yang ditinjau

Gambar 5.8 Portal 3D

(Sumber : SAP2000)

Analisis struktur dilakukan dengan *software* SAP2000 dengan asumsi perletakan pada joint yaitu jepit-jepit agar tidak terjadi pergeseran pada struktur. Beban mati terdiri dari berat tiap pelat lantai dimulai dari lantai 1 hingga lantai 4 (atap). Beban mati untuk lantai 1-3 sebesar $1,549 \text{ kN/m}^2$ dan lantai atap sebesar $0,324 \text{ kN/m}^2$. Beban hidup tiap lantai sebesar $2,452 \text{ kN/m}^2$ dan lantai atap sebesar $0,981 \text{ kN/m}^2$.

Perhitungan beban gempa diperoleh berdasarkan berat dan ketinggian tiap lantai kemudian dimasukkan pada tiap portal masing-masing lantai. *Input* beban gempa dilakukan terhadap dua arah, yaitu arah melintang (sumbu x) dan arah memanjang (sumbu y). Nilai beban gempa pada arah melintang dan memanjang akan semakin besar seiring makin tingginya lantai struktur.

Berdasarkan *output* SAP2000 diperoleh gaya-gaya yang bekerja akibat kombinasi beban 2 pada frame 1347 sebagai berikut.

Beban aksial (P) = 2894,162 kN

Gaya geser (V) = 5,264 kN

Momen arah x (Mx) = 7,701 kNm

Momen arah y (My) = 6,668 kNm

Gaya-gaya maksimum pada pondasi dapat digunakan sebagai beban rencana pada analisis pondasi tiang bor. Hasil *output* analisis SAP2000 dapat dilihat pada Tabel 5.9 berikut.

Tabel 5.9 Output Analisis Program SAP2000 Pada Frame 1347

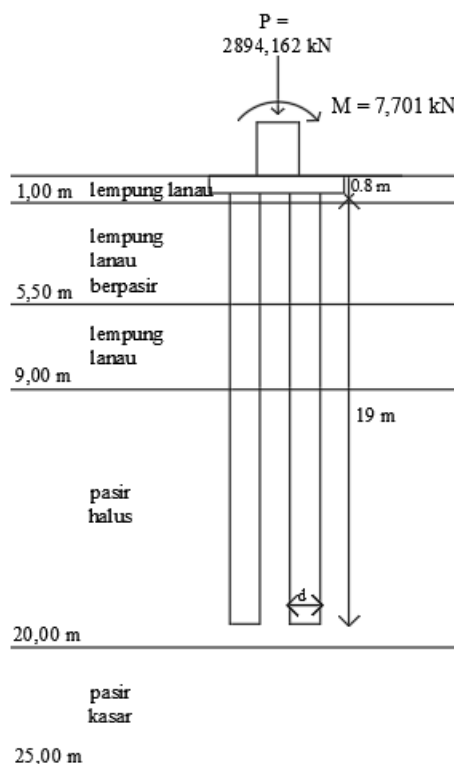
Frame	Station	Output Case	P (kN)	V2 (kN)	M2 (kNm)	M3 (kNm)
1347	0	COMB2	-2894.162	5.264	6.6679	7.7013
1009	0	COMB2	-2890.505	4.695	-7.9329	6.2768
1347	2.1	COMB2	-2872.389	5.264	-4.043	-3.353
1009	2.1	COMB2	-2868.732	4.695	4.0639	3.5828
1347	4.2	COMB2	-2850.616	5.264	-14.7539	14.4073
1009	4.2	COMB2	-2846.959	4.695	16.0606	13.4424
1029	0	COMB2	-2839.373	-2.369	-5.7527	-3.2106
1029	2.1	COMB2	-2817.600	-2.369	5.3453	1.7636
1029	4.2	COMB2	-2795.828	-2.369	16.4433	6.7379
1322	0	COMB2	-2794.338	1.326	11.4426	2.5176
1322	2.1	COMB2	-2772.565	1.326	-4.1498	-0.2667
1322	4.2	COMB2	-2750.793	1.326	-19.7421	-3.051

5.4 Data Karakteristik Tanah

Penyelidikan tanah dilakukan berdasarkan penyelidikan tanah dilapangan dan hasil pengujian laboratorium. Penyelidikan tanah dilapangan dilakukan dengan metode *Standard Penetration Test* dan *Cone Penetration Test*. Pengujian SPT dilakukan pada titik BH-01 dengan interval kedalaman 2 meter sedangkan pengujian CPT dilakukan pada dua titik yaitu S-1 dan S-2 sampai kedalaman dimana tekanan konus mencapai $>150 \text{ kg/cm}^2$. Hasil penyelidikan tanah dengan metode SPT dan CPT dapat dilihat pada Lampiran 1 dan Lampiran 2.

5.5 Desain Pondasi Tiang Bor

Analisis pondasi tiang bor dilakukan dengan menggunakan beban aksial, gaya geser, momen arah x dan momen arah y yang merupakan hasil *output* SAP2000 masing-masing nilai sebesar 2894,162 kN, 5,264 kN, 7,701 kN dan 6,668 kN. Pemodelan desain pondasi tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Model Desain Pondasi Tiang Bor

5.5.1 Kapasitas Dukung Tiang Bor

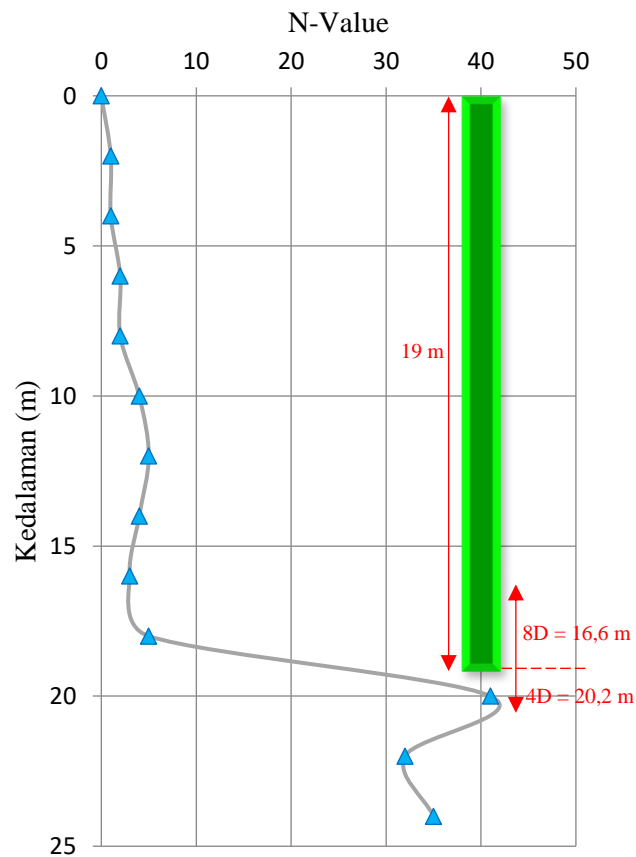
Kapasitas dukung tiang bor yang didesain akan menggunakan data SPT dan sondir dengan tiga metode perhitungan yaitu metode Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle dengan diameter tiang yaitu 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m.

5.5.1.1 Metode Reese&Wright Dengan Data SPT BH-01

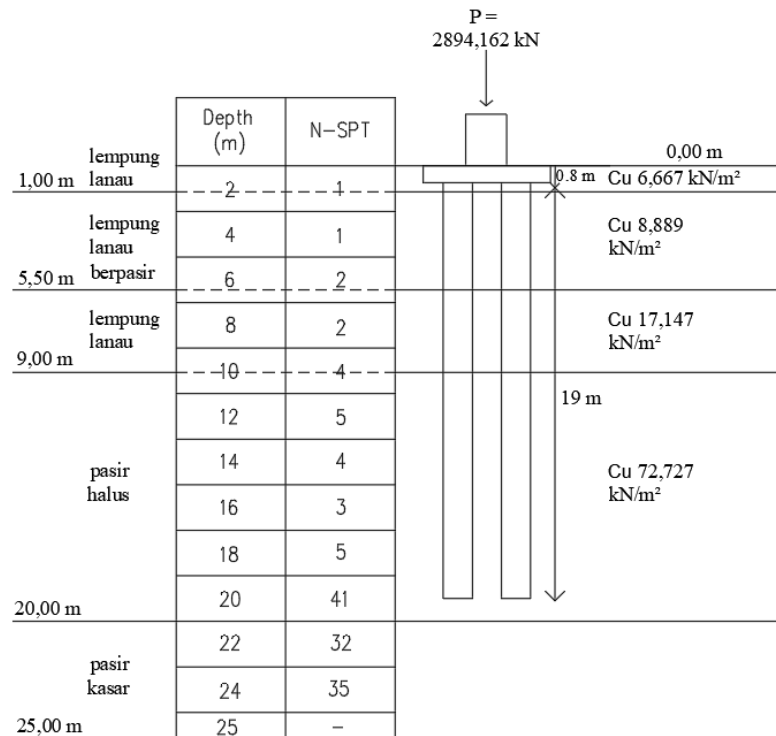
1. Tiang bor diameter 0,3 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai N-SPT pada ujung tiang. Adapun nilai N-SPT yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 5.10 dan Gambar 5.11.



Gambar 5.10 Grafik NSPT D=0,3 m



Gambar 5.11 N-SPT

$$\begin{aligned}
 N1 &= 8D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(5 \cdot 1,4) + (41 \cdot 1)}{2,4}
 \end{aligned}$$

$$= 20$$

$$\begin{aligned}
 N2 &= 4D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(41 \cdot 1) + (32 \cdot 0,2)}{1,2}
 \end{aligned}$$

$$= 39,5$$

$$\begin{aligned}
 \text{NSPT} &= \frac{N1 + N2}{2} \\
 &= \frac{20 + 39,5}{2} \\
 &= 29,750
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 29,750 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 198,333 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \text{Qb} &= 9 \cdot \text{Cu} \cdot \text{Ab} \\ &= 9 \cdot 198,333 \cdot 0,071 \\ &= 126,174 \text{ kN} \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

1) Lapisan lempung lanau (kedalaman 0,00 - 1,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{L} = 0,2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{1 \cdot 1}{1} \\ &= 1 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 6,667 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 0,2 \\ &= 0,188 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Q}_{S1} &= \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As} \\ &= 0,55 \cdot 6,667 \cdot 0,188 \\ &= 0,691 \text{ kN} \end{aligned}$$

2) Lapisan Lempung lanau berpasir (kedalaman 1,00 - 5,50 m)

Tebal lapisan = 4,50 m

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(1. 1) + (1.2) + (2. 1,5)}{1+2+1,5} \\ &= 1,333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 1,333 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 8,889 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 4,5 \\ &= 4,241 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qs}_2 &= \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As} \\ &= 0,55 \cdot 8,889 \cdot 4,241 \\ &= 20,735 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Lapisan lempung lanau (kedalaman 5,50 - 9,00 m)

Tebal lapisan = 3,50 m

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(2. 0,5) + (2. 2) + (4. 1)}{0,5+2+1} \\ &= 2,571 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 2,571 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 17,143 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 3,5 \\ &= 3,299 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Qs}_3 = \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As}$$

$$= 0,55 \cdot 17,143 \cdot 3,299$$

$$= 31,102 \text{ kN}$$

4) Lapisan pasir berbutir halus (kedalaman 9,00 - 20,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 11,00 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(4. 1) + (5. 2) + (4. 2) + (3. 2) + (5. 2) + (41. 1)}{1+2+2+2+2+1} \\ &= 10,909 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 10,909 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 72,727 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,3 \cdot 10,8 \\ &= 10,179 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qs}_4 &= \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As} \\ &= 0,55 \cdot 72,727 \cdot 10,179 \\ &= 407,150 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) \text{ Qs Total} &= \text{Qs}_1 + \text{Qs}_2 + \text{Qs}_3 + \text{Qs}_4 \\ &= 0,691 + 20,735 + 31,102 + 407,150 \\ &= 459,678 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} \text{Qu} &= \text{Qb} + \text{Qs total} \\ &= 126,174 + 459,678 \\ &= 459,678 \text{ kN} \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

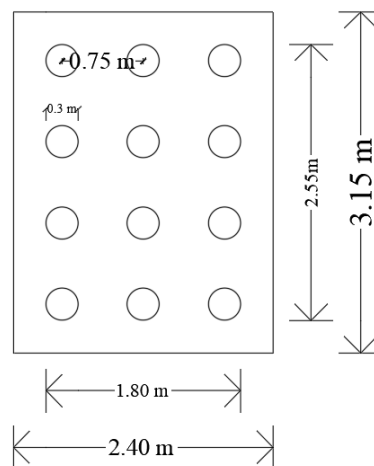
$$\begin{aligned} \text{Qa} &= \frac{\text{Qu}}{\text{SF}} - \text{Wp} \\ &= \frac{\text{Qu}}{\text{SF}} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} \right) \\ &= \frac{459,678}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 19 \cdot 24 \right) \end{aligned}$$

$$= 261,317 \text{ kN}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2894,162}{261,317} \\ &= 11,075 = 12 \text{ buah} \\ s &= 2,5d \\ &= 2,5 \cdot 0,3 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

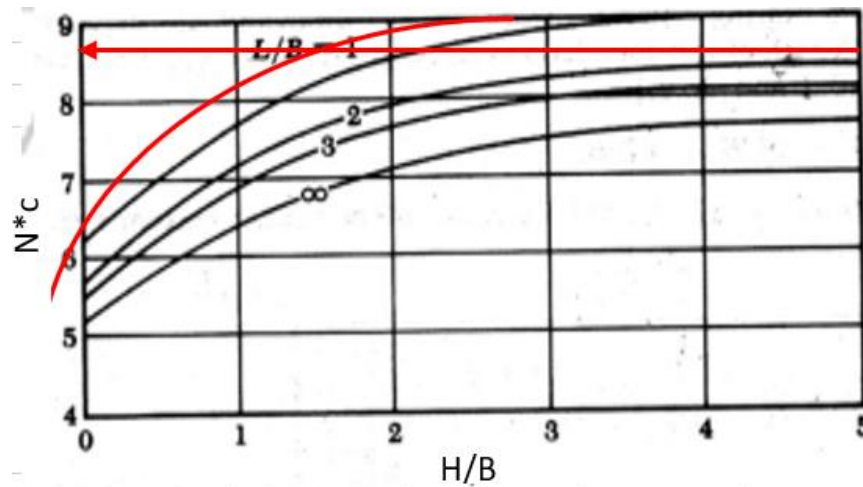
Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.12 berikut.



Gambar 5.12 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,3$ m (Reese&Wright)

f. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned} m &= 4 \\ n &= 3 \\ L_g &= 1,80 \text{ m} \\ B_g &= 2,55 \text{ m} \\ L &= 19 \text{ m} \end{aligned}$$



Gambar 5.13 Grafik Faktor N^*c Tiang $d=0,3$ m

Berdasarkan Gambar 5.13 maka nilai N^*c diperoleh sebesar 8,8

$$N^*c = 8,8$$

$$\begin{aligned} \sum cu &= cu_1 + cu_2 + cu_3 + cu_4 \\ &= 6,667 + 8,889 + 17,143 + 72,727 \\ &= 105,426 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{g1} &= m \cdot n (9 \cdot cu \cdot A_b + \alpha \cdot cu \cdot \pi \cdot d \cdot L) \\ &= 4.3 (Q_b + Q_s) \\ &= 4.3 (126,174 + 459,678) \\ &= 12 \cdot (585,852) \\ &= 7030,225 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{g2} &= L_g \cdot B_g \cdot cu_{ujung} \cdot N^*c + 2(L_g + B_g) \cdot \sum cu \cdot L \\ &= 1,8 \cdot 2,55 \cdot 198,333 \cdot 8,8 + 2(1,8 + 2,55) \cdot 105,426 \cdot 19 \\ &= 25437,946 \text{ kN} \end{aligned}$$

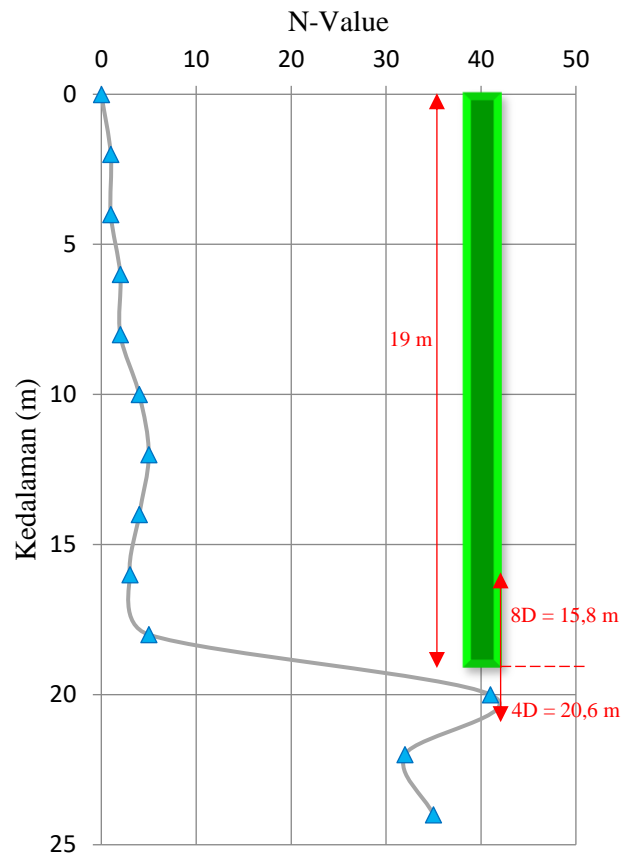
$$Q_{g \text{ pakai}} = 7030,225 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 7030,225 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2. Tiang bor diameter 0,4 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai N-SPT pada ujung tiang. Adapun nilai N-SPT yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.14.



Gambar 5.14 Grafik NSPT D=0,4 m

$$\begin{aligned}
 N1 &= 8D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(3 \cdot 0,2) + (5 \cdot 2) + (41 \cdot 1)}{3,2}
 \end{aligned}$$

$$= 16,125$$

$$\begin{aligned}
 N2 &= 4D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(41 \cdot 1) + (32 \cdot 0,6)}{1,6}
 \end{aligned}$$

$$= 37,625$$

$$\text{NSPT} = \frac{N1+N2}{2}$$

$$= \frac{16,125 + 37,625}{2}$$

$$= 26,875$$

$$\text{Cu} = \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 26,875 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 179,167 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ab} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

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

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

$$\text{Qb} = 9 \cdot \text{Cu} \cdot \text{Ab}$$

$$= 9 \cdot 179,167 \cdot 0,126$$

$$= 202,633 \text{ kN}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

1) Lapisan lempung lanau (kedalaman 0,00 - 1,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{L} = 0,2$$

$$\text{N-SPT} = \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}}$$

$$= \frac{1 \cdot 1}{1}$$

$$= 1$$

$$\text{Cu} = \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 6,667 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\text{As} = \pi \cdot d \cdot L$$

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

$$= 0,251 \text{ m}^2$$

$$\text{QS}_1 = \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As}$$

$$= 0,55 \cdot 6,667 \cdot 0,251$$

$$= 0,922 \text{ kN}$$

2) Lapisan Lempung lanau berpasir (kedalaman 1,00 - 5,50 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 4,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{N \cdot \text{tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(1 \cdot 1) + (1 \cdot 2) + (2 \cdot 1,5)}{1 + 2 + 1,5} \\ &= 1,333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 1,333 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 8,889 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,4 \cdot 4,5 \\ &= 5,655 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qs}_2 &= \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As} \\ &= 0,55 \cdot 8,889 \cdot 5,655 \\ &= 27,646 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Lapisan lempung lanau (kedalaman 5,50 - 9,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 3,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{N \cdot \text{tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(2 \cdot 0,5) + (2 \cdot 2) + (4 \cdot 1)}{0,5 + 2 + 1} \\ &= 2,571 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 2,571 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 17,143 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\text{As} = \pi \cdot d \cdot L$$

$$= \pi \cdot 0,4 \cdot 3,5$$

$$= 4,398 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{S3} &= \alpha \cdot Cu \cdot As \\ &= 0,55 \cdot 17,143 \cdot 4,398 \\ &= 41,469 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Lapisan pasir berbutir halus (kedalaman 9,00 - 20,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 11,00 \text{ m}$$

$$L = 10,80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{N \cdot \text{tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(4 \cdot 1) + (5 \cdot 2) + (4 \cdot 2) + (3 \cdot 2) + (5 \cdot 2) + (41 \cdot 1)}{1+2+2+2+2+1} \\ &= 10,909 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cu &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 10,909 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 72,727 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,4 \cdot 10,8 \\ &= 13,572 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{S4} &= \alpha \cdot Cu \cdot As \\ &= 0,55 \cdot 72,727 \cdot 13,572 \\ &= 542,867 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) \text{ } Q_s \text{ Total} &= Q_{S1} + Q_{S2} + Q_{S3} + Q_{S4} \\ &= 0,922 + 27,646 + 41,469 + 542,867 \\ &= 612,904 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \text{ total} \\ &= 202,633 + 612,904 \\ &= 815,537 \text{ kN} \end{aligned}$$

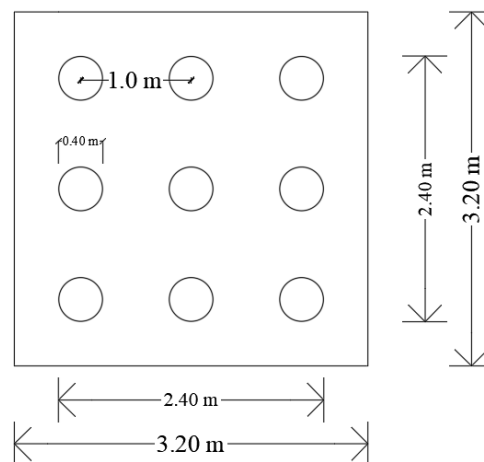
d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}}\right) \\
 &= \frac{815,537}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 19 \cdot 24\right) \\
 &= 351,574 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2894,162}{351,574} \\
 &= 8,232 = 9 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

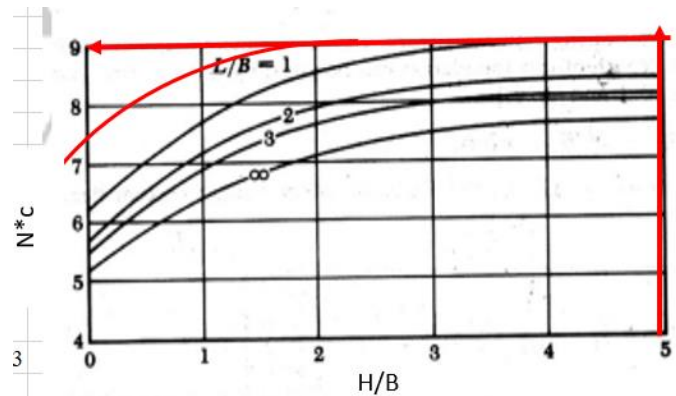
Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.15 berikut.



Gambar 5.15 Konfigurasi Tiang Dengan D=0,4 m (Reese&Wright)

f. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 m &= 3 \\
 n &= 3 \\
 L_g &= 2,40 \text{ m} \\
 B_g &= 2,40 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.16 Grafik Faktor N^*c Tiang $d = 0,4\text{m}$

Berdasarkan Grafik 5.16 maka nilai N^*c diperoleh sebesar 9

$$N^*c = 9$$

$$\begin{aligned}\sum cu &= cu_1 + cu_2 + cu_3 + cu_4 \\ &= 6,667 + 8,889 + 17,143 + 72,727 \\ &= 105,426 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Qg_1 &= m \cdot n (9 \cdot cu \cdot Ab + \alpha \cdot cu \cdot \pi \cdot d \cdot L) \\ &= 3.3 (202,633 + 612,904) \\ &= 9 \cdot (815,537) \\ &= 7339,829 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Qg_2 &= Lg \cdot Bg \cdot cu_{ujung} \cdot N^*c + 2(Lg + Bg) \cdot \sum cu \cdot L \\ &= 2,40 \cdot 2,40 \cdot 179,167 \cdot 9 + 2(2,40 + 2,40) \cdot 105,426 \cdot 19 \\ &= 28517,645 \text{ kN}\end{aligned}$$

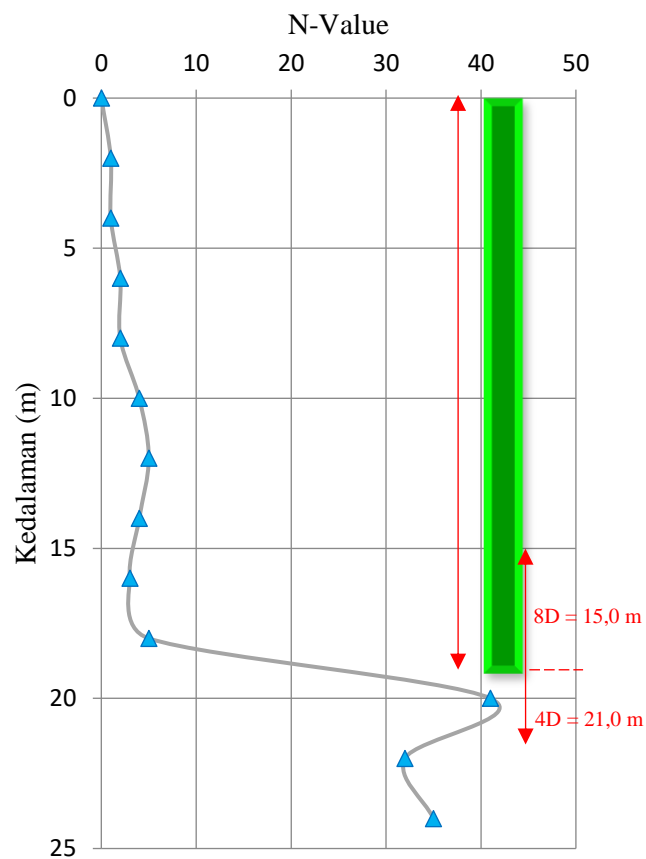
$$Qg \text{ pakai} = 7339,829 \text{ kN}$$

$$Qg > P = 7339,829 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

3. Tiang bor diameter 0,5 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai N-SPT pada ujung tiang. Adapun nilai N-SPT yang diperoleh dapat dilihat pada Gambar 5.11 dan Gambar 5.17.



Gambar 5.17 Grafik NSPT D=0,5 m

$$\begin{aligned}
 N1 &= 8D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(3 \cdot 1) + (5 \cdot 2) + (41 \cdot 1)}{4} \\
 &= 13,5
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 N2 &= 4D \\
 &= \frac{(\text{NSPT. tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(41 \cdot 1) + (32 \cdot 1)}{2} \\
 &= 36,5
 \end{aligned}$$

$$\text{NSPT} = \frac{N1+N2}{2}$$

$$= \frac{13,5 + 36,5}{2}$$

$$= 25$$

$$\text{Cu} = \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 25 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 166,667 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Ab} = \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2$$

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

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

$$\text{Qb} = 9 \cdot \text{Cu} \cdot \text{Ab}$$

$$= 9 \cdot 166,667 \cdot 0,196$$

$$= 294,524 \text{ kN}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

1) Lapisan lempung lanau (kedalaman 0,00 - 1,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 1,00 \text{ m}$$

$$\text{L} = 0,2 \text{ m}$$

$$\text{N-SPT} = \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}}$$

$$= \frac{1 \cdot 1}{1}$$

$$= 1$$

$$\text{Cu} = \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 1 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10$$

$$= 6,667 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\text{As} = \pi \cdot d \cdot L$$

$$= \pi \cdot 0,5 \cdot 0,2$$

$$= 0,314 \text{ m}^2$$

$$\text{Qs1} = \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As}$$

$$= 0,55 \cdot 6,667 \cdot 0,314$$

$$= 1,152 \text{ kN}$$

2) Lapisan Lempung lanau berpasir (kedalaman 1,00 - 5,50 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 4,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(1 \cdot 1) + (1 \cdot 2) + (2 \cdot 1,5)}{1 + 2 + 1,5} \\ &= 1,333 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 1,333 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 8,889 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} \text{As} &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,5 \cdot 4,5 \\ &= 7,069 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Qs}_2 &= \alpha \cdot \text{Cu} \cdot \text{As} \\ &= 0,55 \cdot 8,889 \cdot 7,069 \\ &= 34,558 \text{ kN} \end{aligned}$$

3) Lapisan lempung lanau (kedalaman 5,50 - 9,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 3,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{\text{N. tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(2 \cdot 0,5) + (2 \cdot 2) + (4 \cdot 1)}{0,5 + 2 + 1} \\ &= 2,571 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cu} &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 2,571 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 17,143 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\text{As} = \pi \cdot d \cdot L$$

$$= \pi \cdot 0,5 \cdot 3,5$$

$$= 5,498 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_{s3} &= \alpha \cdot Cu \cdot As \\ &= 0,55 \cdot 17,143 \cdot 5,498 \\ &= 51,836 \text{ kN} \end{aligned}$$

4) Lapisan pasir berbutir halus (kedalaman 9,00 - 20,00 m)

$$\text{Tebal lapisan} = 11,00 \text{ m}$$

$$L = 10,80 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{N-SPT} &= \frac{N \cdot \text{tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}} \\ &= \frac{(4 \cdot 1) + (5 \cdot 2) + (4 \cdot 2) + (3 \cdot 2) + (5 \cdot 2) + (41 \cdot 1)}{1+2+2+2+2+1} \\ &= 10,909 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Cu &= \text{N-SPT} \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 10,909 \cdot \frac{2}{3} \cdot 10 \\ &= 72,727 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\alpha = 0,55$$

$$\begin{aligned} As &= \pi \cdot d \cdot L \\ &= \pi \cdot 0,5 \cdot 10,80 \\ &= 16,965 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{s4} &= \alpha \cdot Cu \cdot As \\ &= 0,55 \cdot 72,727 \cdot 16,965 \\ &= 678,584 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} 5) \text{ } Q_s \text{ Total} &= Q_{s1} + Q_{s2} + Q_{s3} + Q_{s4} \\ &= 1,152 + 34,558 + 51,836 + 678,584 \\ &= 766,130 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \text{ total} \\ &= 294,524 + 766,130 \\ &= 1060,654 \text{ kN} \end{aligned}$$

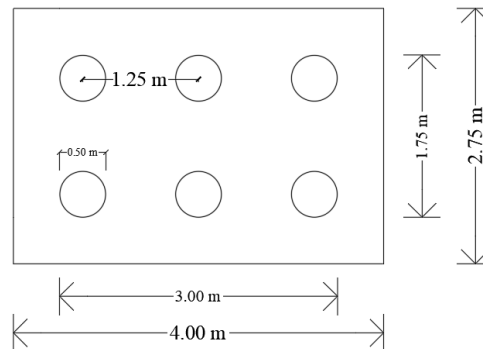
d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}}\right) \\
 &= \frac{1060,654}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 19 \cdot 24\right) \\
 &= 442,523 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2894,162}{442,523} \\
 &= 5,540 = 6 \text{ buah} \\
 s &= 2,5d \\
 &= 2,5 \cdot 0,5 \\
 &= 1,25 \text{ m}
 \end{aligned}$$

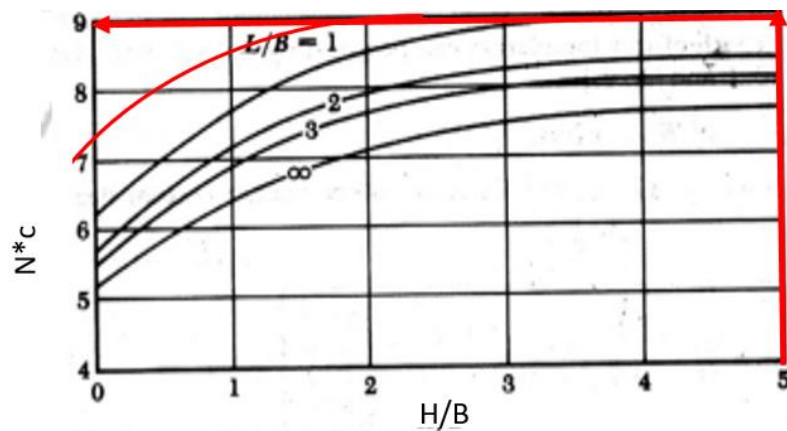
Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.18 berikut.



Gambar 5.18 Konfigurasi Tiang Dengan D=0,5 m (Reese&Wright)

f. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 m &= 2 \\
 n &= 3 \\
 L_g &= 3,00 \text{ m} \\
 B_g &= 1,75 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m}
 \end{aligned}$$



Gambar 5.19 Grafik Faktor N^*c Tiang $d = 0,5m$

Berdasarkan Grafik 5.19 maka nilai N^*c diperoleh sebesar 9

$$N^*c = 9$$

$$\begin{aligned}\sum cu &= cu_1 + cu_2 + cu_3 + cu_4 \\ &= 6,667 + 8,889 + 17,143 + 72,727 \\ &= 105,426 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{g1} &= m \cdot n (9 \cdot cu \cdot A_b + \alpha \cdot cu \cdot \pi \cdot d \cdot L) \\ &= 2.3 (294,524 + 766,130) \\ &= 6 \cdot (1060,654) \\ &= 6363,924 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_{g2} &= L_g \cdot B_g \cdot cu_{ujung} \cdot N^*c + 2(L_g + B_g) \cdot \sum cu \cdot L \\ &= 3 \cdot 1,75 \cdot 166,667 \cdot 9 + 2(3 + 1,75) \cdot 105,426 \cdot 19 \\ &= 26904,336 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$Q_{g \text{ pakai}} = 6363,924 \text{ kN}$$

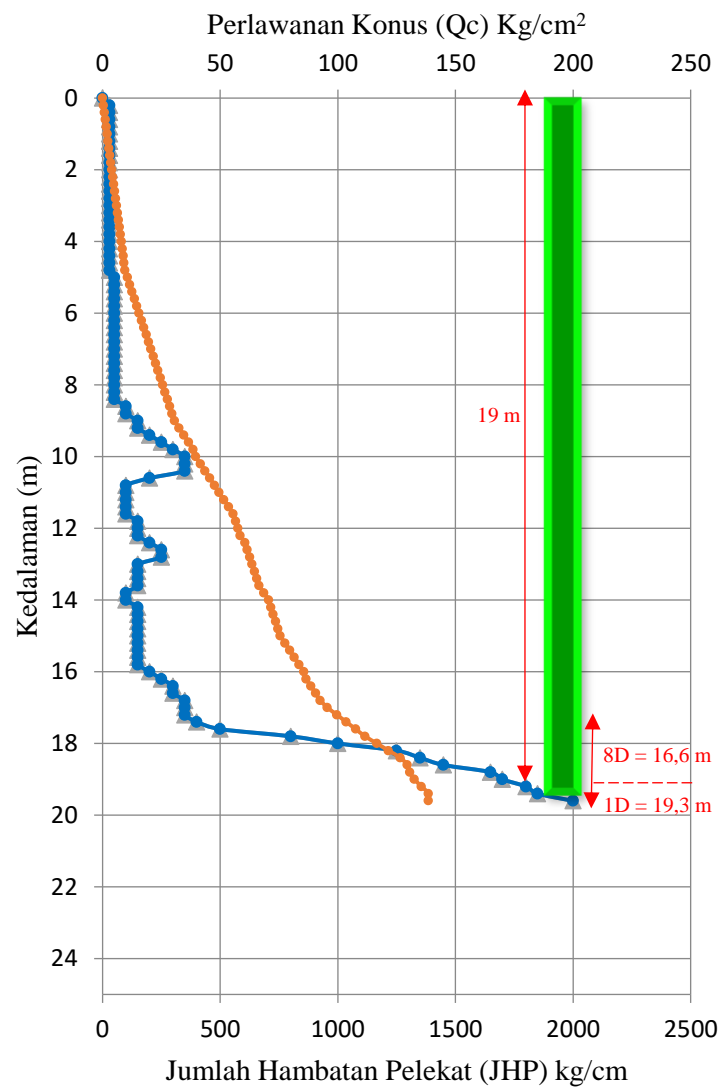
$$Q_g > P = 6363,924 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.5.1.2 Metode Aoki&Velloso Dengan Data CPT S-1

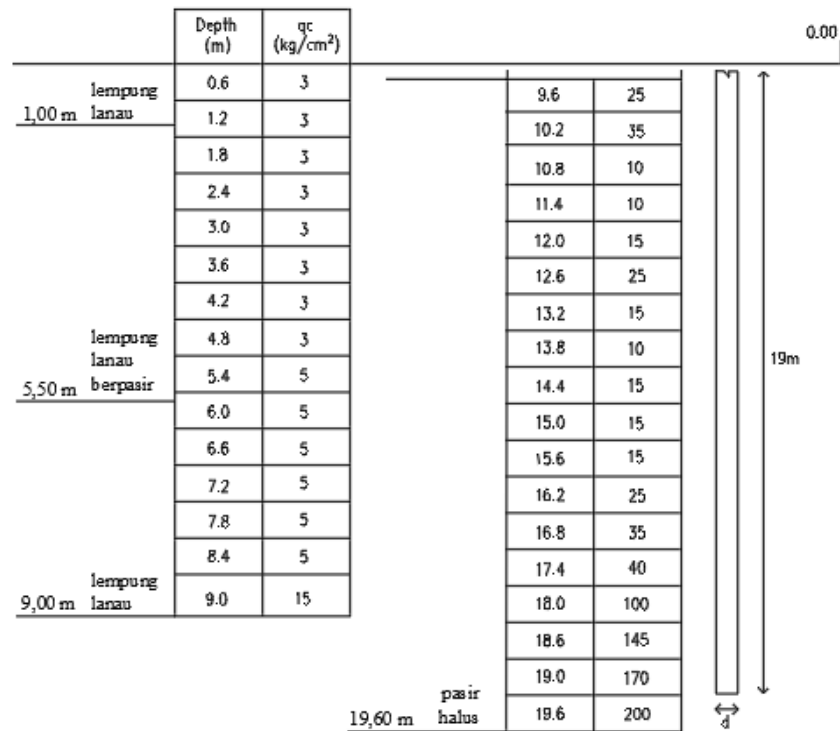
1. Tiang bor dengan diameter 0,3 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai perlawanan konus pada ujung tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21.



Gambar 5.20 Grafik Sondir D=0,3 m



Gambar 5.21 Nilai qc

$$F_b = 3,5 \text{ (Tabel 3.6, tiang bor)}$$

$$q_{c1} = 8D$$

$$= \frac{(q_c \text{ tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}}$$

$$= \frac{(30.0,2) + (35.0,2) + (35.0,2) + (35.0,2) + (40.0,2) + (50.0,2) + (80.0,2) + (100.0,2) + (125.0,2) + (125.0,2) + (135.0,2) + (145.0,2) + (165.0,2) + (170.0,2)}{2,4}$$

$$= \frac{229}{2,4}$$

$$= 95,417$$

$$q_{c2} = 1D$$

$$= \frac{(180.0,2) + (185.0,1)}{0,3}$$

$$= \frac{54,5}{0,3}$$

$$= 181,667$$

$$q_c = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2}$$

$$= \frac{95,417+181,667}{2}$$

$$= 186,250 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_b = \frac{q_c}{F_b}$$

$$= \frac{186,250}{3,5}$$

$$= 53,214 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 5218,539 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

$$Q_b = q_b \cdot A_b$$

$$= 5218,539 \cdot 0,071$$

$$= 368,877 \text{ kN}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$F_s = 7 \quad (\text{Tabel 3.7, tiang bor})$$

$$\alpha_s = 0,06 \quad (\text{Tabel 3.8, tanah lempung})$$

$$J_{hp} = 1326 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 1300,362 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{\alpha_s}{F_s} \cdot J_{hp}$$

$$= \frac{0,06}{7} \cdot 1300,362$$

$$= 1114,596 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \pi \cdot d$$

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

$$= 0,942 \text{ m}^2$$

$$Q_s = f \cdot p$$

$$= 1114,596 \cdot 0,942$$

$$= 1050,482 \text{ kN}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 368,877 + 1050,482 \\ &= 1419,359 \text{ kN} \end{aligned}$$

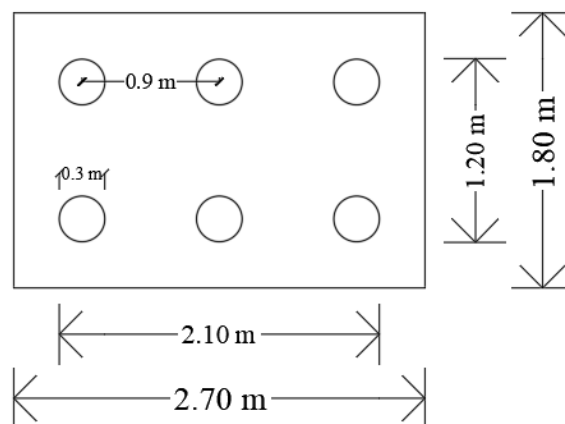
d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\ &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} \right) \\ &= \frac{1419,359}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 19 \cdot 24 \right) \\ &= 678,070 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2894,162}{678,070} \\ &= 4,268 = 6 \text{ buah} \\ s &= 3d \\ &= 3 \cdot 0,3 \\ &= 0,9 \text{ m} \end{aligned}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut.



Gambar 5.22 Konfigurasi Tiang Dengan D=0,3 m (Aoki&Velloso)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$s = 3D \text{ m}$$

$$L = \text{Panjangtiang} / \text{diameter}$$

$$= 19 / 0.3$$

$$= 63,333$$

$$E_g = 0,720$$

g. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g$$

$$= 6 \cdot 678,070 \cdot 0,720$$

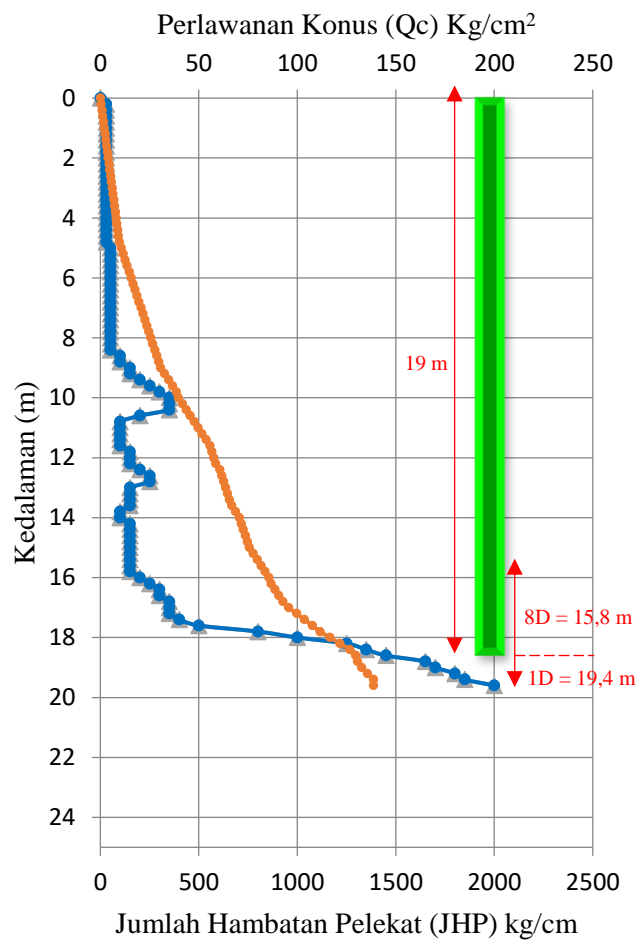
$$= 2929,261 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 2929,261 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2. Tiang bor dengan diameter 0,4 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai perlawanan konus pada ujung tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.23.



Gambar 5.23 Grafik Sondir D=0,4 m

$$F_b = 3,5 \text{ (Tabel 3.6, tiang bor)}$$

$$q_{c1} = 8D$$

$$= \frac{q_c \cdot \text{tebal lapis}}{\sum \text{tebal lapis}}$$

$$= \frac{(15.0,2) + (20.0,2) + (25.0,2) + (30.0,2) + (30.0,2) + (35.0,2) + (35.0,2) + (35.0,2) + (40.0,2)}{..}$$

$$= \frac{+(50.0,2) + (80.0,2) + (100.0,2) + (125.0,2) + (125.0,2) + (135.0,2) + (145.0,2) + (165.0,2) + (170.0,2)}{3,2}$$

$$= \frac{247}{3,2}$$

$$= 77,188$$

$$q_{c2} = 1D$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{(180 \cdot 0,2) + (185 \cdot 0,2)}{0,4} \\
&= \frac{73}{0,4} \\
&= 182,5 \\
q_c &= \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \\
&= \frac{77,188 + 182,5}{2} \\
&= 168,434 \text{ kg/cm}^2 \\
q_b &= \frac{q_c}{F_b} \\
&= \frac{168,434}{3,5} \\
&= 48,125 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 4719,450 \text{ kN/m}^2 \\
A_b &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\
&= 0,126 \text{ m}^2 \\
Q_b &= q_b \cdot A_b \\
&= 4719,450 \cdot 0,126 \\
&= 593,064 \text{ kN}
\end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned}
F_s &= 7 \quad (\text{Tabel 3.7, tiang bor}) \\
\alpha_s &= 0,06 \quad (\text{Tabel 3.8, tanah lempung}) \\
J_{hp} &= 1326 \text{ kg/cm}^2 \\
&= 1300,362 \text{ kN/m}^2 \\
f &= \frac{\alpha_s}{F_s} \cdot J_{hp} \\
&= \frac{0,06}{7} \cdot 1300,362 \\
&= 1114,596 \text{ kN/m}^2 \\
p &= \pi \cdot d
\end{aligned}$$

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

$$= 1,257 \text{ m}^2$$

$$Q_s = f \cdot p$$

$$= 1114,596 \cdot 1,257$$

$$= 1400,642 \text{ kN}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

$$= 593,064 + 1400,642$$

$$= 1993,706 \text{ kN}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF} - W_p$$

$$= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}}\right)$$

$$= \frac{1993,706}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 19 \cdot 24\right)$$

$$= 940,658 \text{ kN}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$n = \frac{P}{Q_a}$$

$$= \frac{2894,162}{940,658}$$

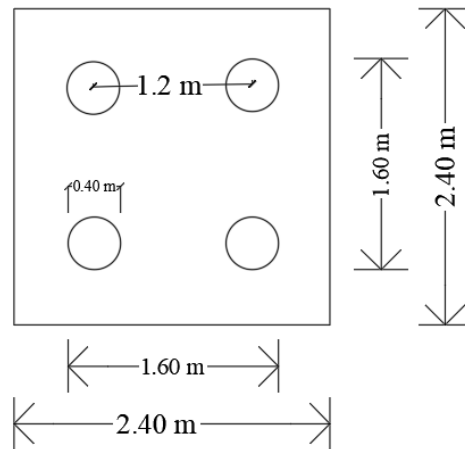
$$= 3,077 = 4 \text{ buah}$$

$$s = 3d$$

$$= 3 \cdot 0,4$$

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

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.24 berikut.



Gambar 5.24 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,4$ m (Aoki&Velloso)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$s = 3D \text{ m}$$

$$L = \text{Panjangtiang} / \text{diameter}$$

$$= 19 / 0.4$$

$$= 47,5$$

$$E_g = 0,770$$

g. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g$$

$$= 4 \cdot 940,658 \cdot 0,770$$

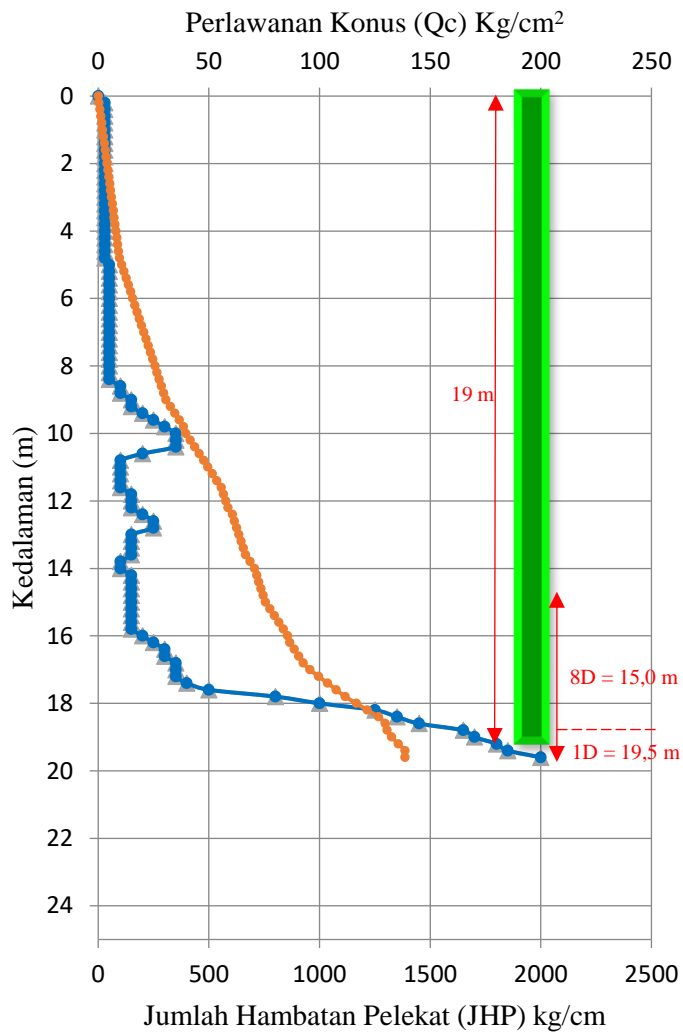
$$= 2897,228 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 2897,228 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

3. Tiang bor dengan diameter 0,5 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas ujung tiang membutuhkan nilai perlawanan konus pada ujung tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.21 dan Gambar 5.25.



Gambar 5.25 Grafik Sondir D=0,5 m

Fb = 3,5 (Tabel 3.6, tiang bor)

qc1 = 8D

$$\begin{aligned}
 &= \frac{(qc. \text{tebal lapis})}{\sum \text{tebal lapis}} \\
 &= \frac{(15.0,2)+(15.0,2)+(15.0,2)+(15.0,2)+(15.0,2) + (20. 0,2)+ (25.0,2)+ (30.0,2) +(30. 0,2)+}{4} \\
 &\quad \dots \\
 &\quad (35. 0,2)+(35. 0,2)+ (35. 0,2)+(40. 0,2)+(50.0,2)+(80.0,2)+(100.0,2)+(125.0,2)+(135.0,2) \\
 &\quad \dots \\
 &\quad +(145.0,2)+(165.0,2)+(170.0,2) \\
 &= \frac{259}{4}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 64,75 \\
 qc_2 &= 1D \\
 &= \frac{(180.0,2)+(185.0,2)+(200.0,1)}{0,5} \\
 &= \frac{93}{0,5} \\
 &= 186 \\
 qc &= \frac{qc_1+qc_2}{2} \\
 &= \frac{64,75+186}{2} \\
 &= 157,75 \text{ kg/cm}^2 \\
 qb &= \frac{qc}{F_b} \\
 &= \frac{157,75}{3,5} \\
 &= 45,071 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 4419,997 \text{ kN/m}^2 \\
 Ab &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2 \\
 Qb &= qb \cdot Ab \\
 &= 4419,997 \cdot 0,196 \\
 &= 867,864 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned}
 F_s &= 7 \quad (\text{Tabel 3.7, tiang bor}) \\
 \alpha_s &= 0,06 \quad (\text{Tabel 3.8, tanah lempung}) \\
 J_{hp} &= 1326 \text{ kg/cm}^2 \\
 &= 1300,362 \text{ kN/m}^2 \\
 f &= \frac{\alpha_s}{F_s} \cdot J_{hp} \\
 &= \frac{0,06}{7} \cdot 1300,362 \\
 &= 1114,596 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \cdot d \\
 &= \pi \cdot 0,5 \\
 &= 1,571 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s &= f \cdot p \\
 &= 1114,596 \cdot 1,571 \\
 &= 1750,803 \text{ Kn}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u &= Q_b + Q_s \\
 &= 867,864 + 1750,803 \\
 &= 2618,667 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

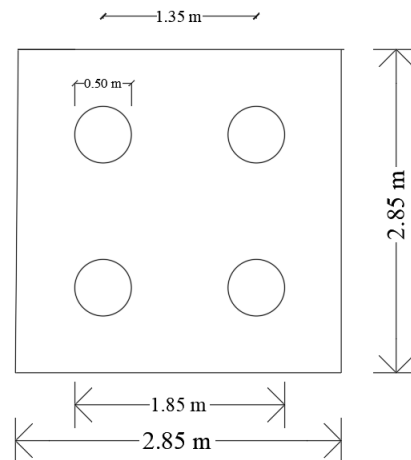
$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} \right) \\
 &= \frac{2618,667}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 19 \cdot 24 \right) \\
 &= 1221,530 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2894,162}{1221,530} \\
 &= 2,369 = 4 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 s &= 2,7d \\
 &= 2,7 \cdot 0,5 \\
 &= 1,35 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.26 berikut.



Gambar 5.26 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,5$ m (Aoki&Velloso)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$s = 2,7D \text{ m}$$

$$L = \text{Panjangtiang / diameter}$$

$$= 19 / 0,5$$

$$= 38$$

$$E_g = 0,780$$

g. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n. Q_a. E_g$$

$$= 4. 1221,530. 0,780$$

$$= 3811,172 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 3811,172 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.5.1.3 Metode Price&Wardle Dengan Data CPT S-1

1. Tiang bor diameter 0,3 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

Perhitungan kapasitas dukung ujung tiang membutuhkan panjang tiang serta nilai perlawanan konus (q_c) pada ujung tiang, yang dihitung dengan cara yang sama seperti metode Aoki&Velloso yang dapat dilihat pada Gambar 5.20 dan Gambar 5.21.

$$k_b = 0,35 \text{ (Tabel 3.4, tiang bor)}$$

$$q_c = 186,250 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 18264,886 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = k_b \cdot q_c$$

$$= 0,35 \cdot 18264,886$$

$$= 6392,710 \text{ kN/m}^2$$

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

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

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

$$Q_b = q_b \cdot A_b$$

$$= 6392,710 \cdot 0,071$$

$$= 451,874 \text{ kN}$$

b. Kapasitas dukung selimut tiang

Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang membutuhkan nilai hambatan setempat (*skin friction*) pada sepanjang tiang yang dapat dilihat pada Gambar 5.27.

$$= \pi \cdot 0,3 \cdot 19$$

$$= 17,907 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} Q_s &= f \cdot A_s \\ &= 33,536 \cdot 17,907 \\ &= 600,525 \text{ kN} \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_b + Q_s \\ &= 451,874 + 600,525 \\ &= 1052,399 \text{ kN} \end{aligned}$$

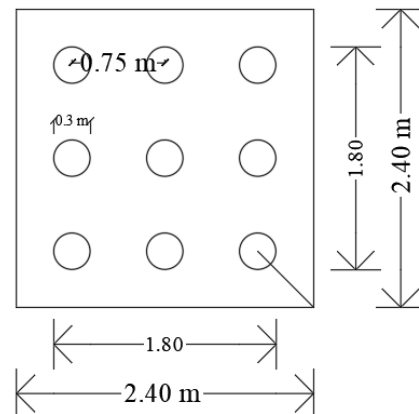
d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\ &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} \right) \\ &= \frac{1052,399}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \cdot 19 \cdot 24 \right) \\ &= 494,590 \text{ kN} \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2894,162}{494,590} \\ &= 5,852 = 9 \text{ buah} \\ s &= 2,5d \\ &= 2,5 \cdot 0,3 \\ &= 0,75 \text{ m} \end{aligned}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.28 berikut.



Gambar 5.28 Konfigurasi Tiang Dengan D=0,3 m (Price&Wardle)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$s = 2,5D \text{ m}$$

$$L = \text{Panjangtiang} / \text{diameter}$$

$$= 19 / 0.3$$

$$= 63,333$$

$$E_g = 0,660$$

g. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n \cdot Q_a \cdot E_g$$

$$= 9 \cdot 494,590 \cdot 0,680$$

$$= 3026,892 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 3026,892 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

2. Tiang bor diameter 0,4 m

a. Kapasitas dukung ujung tiang

$$k_b = 0,35 \text{ (Tabel 3.4, tiang bor)}$$

$$q_c = 168,438 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 16518,076 \text{ kN/m}^2$$

$$q_b = k_b \cdot q_c$$

$$= 0,35 \cdot 16518,076$$

$$= 5781,327 \text{ kN/m}^2$$

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

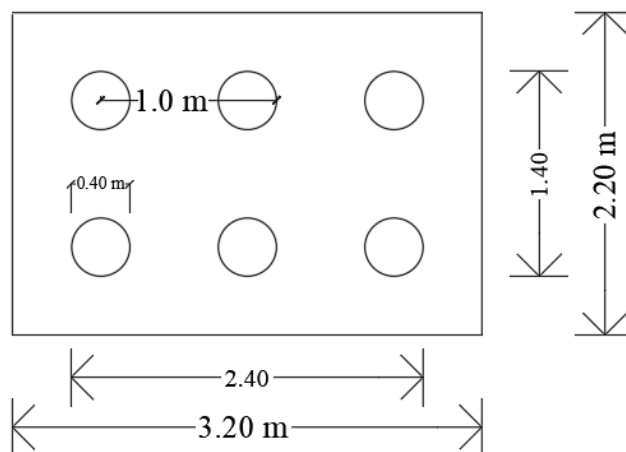
d. Kapasitas dukung ijin tiang

$$\begin{aligned}
 Q_a &= \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 &= \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}}\right) \\
 &= \frac{1527,204}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \cdot 19 \cdot 24\right) \\
 &= 707,407 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{P}{Q_a} \\
 &= \frac{2894,162}{707,407} \\
 &= 4,091 = 6 \text{ buah} \\
 s &= 2,5d \\
 &= 2,5 \cdot 0,4 \\
 &= 1,0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.29 berikut.



Gambar 5.29 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,4$ m (Price&Wardle)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$\begin{aligned}
 s &= 2,5D \\
 L &= \text{Panjangtiang} / \text{diameter} \\
 &= 19 / 0,4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & 0,5+ 0,5+ 0,5+ 0,5+ 1+ 1+ 1+ 1+ 1+ 0,33+ 1+ 1+ 1+ 1,5+ 2+ 2+ \\
 & 2+ 2+ 2,5+ 2+ 2,5+ 1,5+ 0,5+ 1) / 95 \\
 & = 0,698 \text{ kg/cm}^2 \\
 & = 68,440 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 f & = k_s \cdot f_s \\
 & = 0,49 \cdot 68,440 \\
 & = 33,536 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s & = \pi \cdot d \cdot L \\
 & = \pi \cdot 0,5 \cdot 19 \\
 & = 29,845 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_s & = f \cdot A_s \\
 & = 33,536 \cdot 29,845 \\
 & = 1000,876 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

c. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned}
 Q_u & = Q_b + Q_s \\
 & = 1063,134 + 1000,876 \\
 & = 2064,010 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

d. Kapasitas dukung ijin tiang

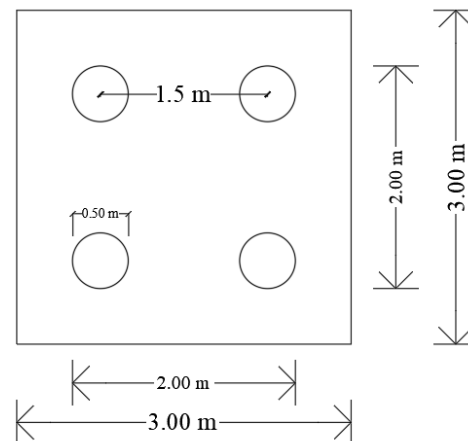
$$\begin{aligned}
 Q_a & = \frac{Q_u}{SF} - W_p \\
 & = \frac{Q_u}{SF} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot L \cdot \rho_{\text{beton}} \right) \\
 & = \frac{2064,010}{2} - \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \cdot 19 \cdot 24 \right) \\
 & = 944,201 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

e. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned}
 n & = \frac{P}{Q_a} \\
 & = \frac{2894,162}{944,201} \\
 & = 3,065 = 4 \text{ buah} \\
 s & = 3d \\
 & = 3 \cdot 0,5
 \end{aligned}$$

$$= 1,5 \text{ m}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.30 berikut.



Gambar 5.30 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,5 \text{ m}$ (Price&Wardle)

f. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$s = 3D$$

$$L = \text{Panjangtiang} / \text{diameter}$$

$$= 19 / 0.5$$

$$= 38$$

$$E_g = 0,780$$

g. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$Q_g = n. Q_a. E_g$$

$$= 4. 944,201. 0,780$$

$$= 2945,906 \text{ kN}$$

$$Q_g > P = 2945,906 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.5.2 Kapasitas Dukung Tiang Pancang

Kapasitas dukung tiang desain *existing* (tiang pancang) dianalisis menggunakan metode langsung dengan menggunakan data CPT. Adapun perhitungan kapasitas dukung tiang pancang dengan diameter 0,4 m dan kedalaman tiang 19 m dapat diuraikan sebagai berikut.

1. Kapasitas dukung ujung tiang

$$\begin{aligned} q_c &= 168,438 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 16518,076 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} Q_p &= q_c \cdot A_p \\ &= 16518,076 \cdot 0,126 \\ &= 2075,723 \text{ kN} \end{aligned}$$

2. Kapasitas dukung selimut tiang

$$\begin{aligned} JHP &= 1326 \text{ kg/cm (Lampiran 2, nilai JHP kedalaman 19 m)} \\ &= 1300,362 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p &= \pi \cdot d \\ &= \pi \cdot 0,4 \\ &= 1,257 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= JHP \cdot p \\ &= 1300,362 \cdot 1,257 \\ &= 1634,083 \text{ kN} \end{aligned}$$

3. Kapasitas dukung ultimit tiang

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s \\ &= 2075,723 + 1634,083 \\ &= 3709,805 \text{ kN} \end{aligned}$$

4. Kapasitas dukung ijin tiang

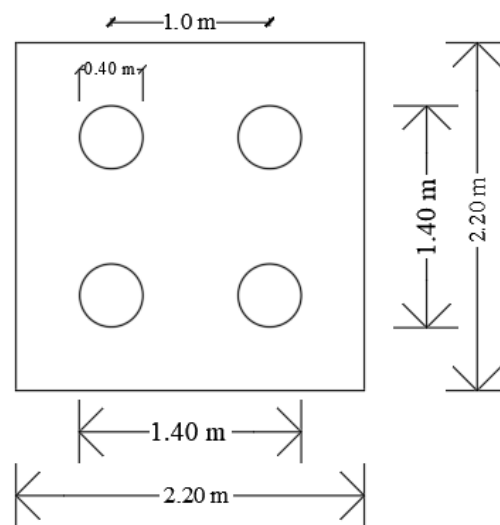
$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{q_c \cdot A_p}{3} + \frac{JHP \cdot p}{5} \\ &= \frac{2075,723}{3} + \frac{1634,083}{5} \\ &= 1193,306 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Jumlah dan jarak tiang

$$\begin{aligned} n &= \frac{P}{Q_a} \\ &= \frac{2894,162}{1193,306} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 2,425 = 4 \text{ buah} \\
 s &= 2,5d \\
 &= 2,5 \cdot 0,4 \\
 &= 1,0 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Adapun konfigurasi tiang pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.31 berikut.



Gambar 5.31 Konfigurasi Tiang Dengan $D=0,4$ m (Existing)

6. Efisiensi kelompok tiang

Nilai E_g pada tanah kohesif dapat menggunakan Gambar 3.7.

$$\begin{aligned}
 s &= 2,5D \text{ m} \\
 L &= \text{Panjangtiang} / \text{diameter} \\
 &= 19 / 0,4 \\
 &= 47,5 \\
 E_g &= 0,720
 \end{aligned}$$

7. Kapasitas dukung kelompok tiang

$$\begin{aligned}
 Q_g &= n \cdot Q_a \cdot E_g \\
 &= 4 \cdot 1193,306 \cdot 0,720 \\
 &= 3436,720 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$Q_g > P = 3436,720 \text{ kN} > 2894,162 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

5.5.3 Analisis Distribusi Beban ke Tiap Tiang Bor

Berdasarkan analisis kelompok tiang digunakan diameter 0,5 m dengan jumlah tiang 4, beban yang diterima pada tiap tiang bor (P_i) pada kelompok tiang dapat dihitung dengan Persamaan 3.14 berikut.

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

Beban-beban yang berada di atas kelompok tiang adalah sebagai berikut.

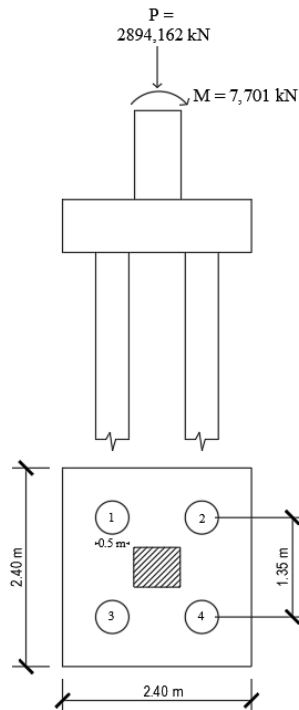
$$\text{Beban aksial (P)} = 2894,162 \text{ kN (SAP2000)}$$

$$\begin{aligned} \text{Berat } \textit{pile cap} (W_{pc}) &= B \cdot H \cdot t \cdot \gamma \\ &= 2,4 \cdot 2,4 \cdot 0,8 \cdot 24 \\ &= 108,454 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban tiang (W}_p) &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \left(\frac{1}{4} \pi \cdot d^2\right) \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \left(\frac{1}{4} \pi \cdot 0,5^2\right) \cdot 24 \cdot 4 \cdot 19 \\ &= 351,217 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total (P}_t) &= P + W_{pc} + W_p \\ &= 2894,162 + 108,454 + 351,217 \\ &= 3353,833 \text{ kN} \end{aligned}$$

Jarak antar tiang yang digunakan sebesar 2,8D, yaitu 1,4 m. Susunan tiang bor dapat dilihat pada Gambar 5.32.



Gambar 5.32 Desain Tiang Bor Diameter 0,5 m

Berdasarkan Gambar 5.27, maka diperoleh perhitungan distribusi beban tiap tiang sebagai berikut

$$n \text{ tiang} = 4$$

$$n_x = 2$$

$$n_y = 2$$

Absis tiang terhadap pusat *pile cap* :

$$\Sigma x^2 = 2 \times (1,35)^2 = 3,65 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 2 \times (1,35)^2 = 3,65 \text{ m}^2$$

$$M_x = 7,701 \text{ kNm (SAP2000)}$$

$$M_y = 6,668 \text{ kNm (SAP2000)}$$

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

Adapun contoh perhitungan beban vertikal diambil pada tiang no 1 dan 3 sebagai berikut.

$$P_1 = \frac{3353,833}{4} - \frac{6,668 \cdot 0,925}{3,65} + \frac{7,701 \cdot 0,925}{3,65}$$

$$\begin{aligned}
 &= 838,720 \text{ kN} \\
 P2 &= \frac{3353,833}{4} + \frac{6,668 \cdot 0,925}{3,65} + \frac{7,701 \cdot 0,925}{3,65} \\
 &= 842,105 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Rekapitulasi hasil perhitungan distribusi beban vertikal ke tiap tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.10 Distribusi Beban Pada Tiang Bor

No	x (m)	y (m)	P (kN)
1	-0,925	0,925	838,720
2	0,925	0,925	842,105
3	-0,925	-0,925	834,812
4	0,925	-0,925	838,196
P maksimum			842,105

Berdasarkan Tabel 5.10 diperoleh nilai maksimum beban vertikal pada tiang bor metode Aoki&Velloso terletak pada tiang ke 2 yaitu sebesar 842,105 kN.

5.5.4 Analisis Kekuatan Tiang Bor

Kekuatan tiang bor dihitung dengan menggunakan nilai mutu beton, diameter tiang serta panjang tiang. Adapun mutu beton yang digunakan yaitu K-300 dengan diameter tiang sebesar 0,5 m dan panjang tiang sebesar 19 m. Rumus perhitungan kekuatan tiang bor sebagai berikut.

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

dengan :

$$P = 842,105 \text{ kN}$$

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

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} \\ &= \frac{842,105}{0,196} \\ &= 4288,804 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{ijin} &= K-300 \\ &= 300 \cdot 0,83 \\ &= 249 \text{ kg/cm}^2 \\ &= 24418,559 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma = 4288,804 \text{ kN/m}^2 < \sigma_{ijin} = 24418,559 \text{ kN/m}^2 \quad \text{AMAN}$$

5.5.5 Penurunan Pondasi Tiang

Penurunan pondasi tiang dibagi menjadi dua, yaitu penurunan tiang tunggal dan penurunan tiang kelompok. Analisis perhitungan untuk keduanya dapat dijabarkan sebagai berikut.

5.5.5.1 Penurunan Pondasi Tiang Pancang (*Existing*)

Penurunan pondasi tiang pancang dengan diameter 0,4 m dan jumlah tiang sebanyak 4 tiang dan menahan beban sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\text{Berat aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\ \text{Berat tiang (Wp)} &= A_p \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2\right) \cdot \gamma \cdot n \cdot L \\ &= \left(\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2\right) \cdot 24 \cdot 4 \cdot 19 \\ &= 224,779 \text{ kN} \\ \text{Berat total (Q)} &= P + W_p \\ &= 2894,162 + 224,779 \\ &= 3118,941 \text{ kN}\end{aligned}$$

1. Penurunan tiang tunggal

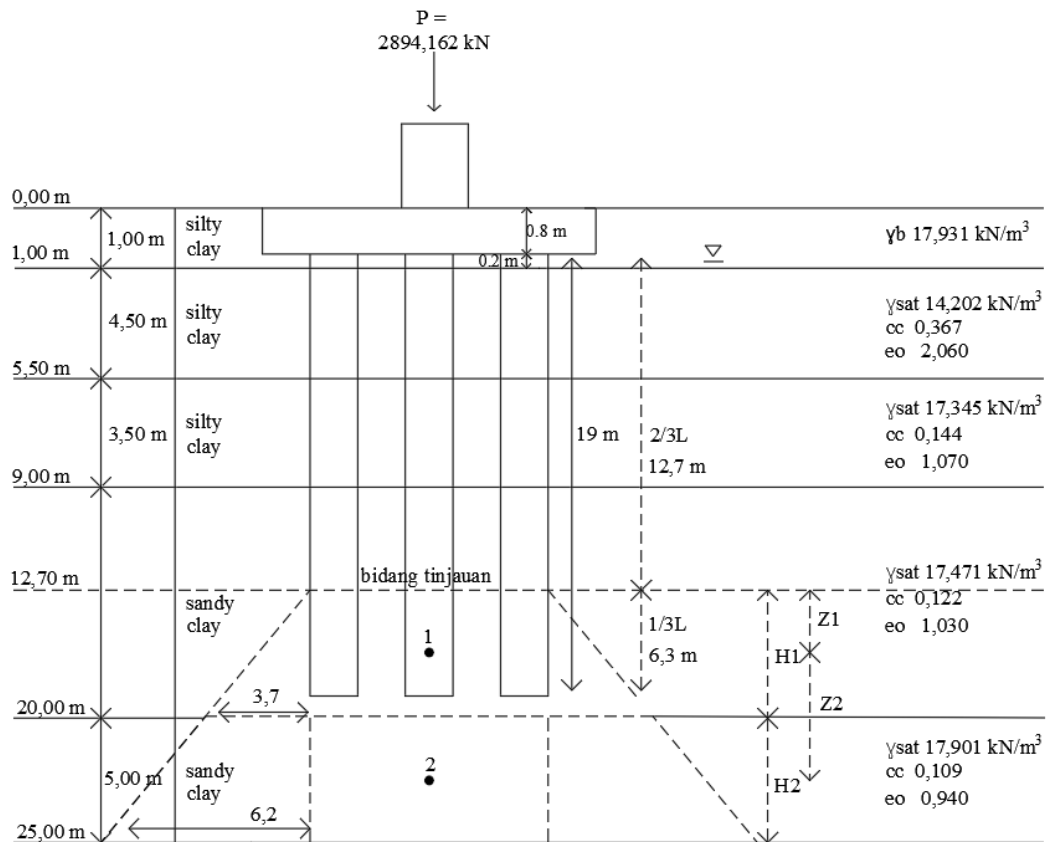
Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$Q = 3118,941 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 d &= 0,4 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\
 &= 0,126 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,4}{100} + \frac{3118,941 \cdot 19}{0,126 \cdot 23500000} \\
 &= 0,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2. Penurunan tiang kelompok

Mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang dapat dilihat pada Gambar 5.33 berikut.



Gambar 5.33 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang

Beban aksial (P) = 2894,162 kN

Lebar (Bg) = 1,4 m

Panjang (Lg) = 1,4 m

Panjang tiang (L) = 19 m

H1 = kedalaman hingga bidang tinjauan1 – $2/3L - 0,8$
 $= 20 - 12,667 - 0,8$
 $= 6,533 \text{ m}$

H2 = kedalaman hingga bidang tinjauan 2 – kedalaman hingga bidang tinjauan 1
 $= 25 - 20$
 $= 5,000 \text{ m}$

Z1 = $1/2H1$
 $= \frac{1}{2} \cdot 6,533$

$$\begin{aligned}
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (1/2 \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (Bg+Z1) \times (Lg+Z1) \\
 &= (1,4 + 3,267) \cdot (1,4 + 3,267) \\
 &= 21,778 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (Bg+Z2) \times (Lg+Z2) \\
 &= (1,4 + 9,033) \cdot (1,4 + 9,033) \\
 &= 108,854 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot (\text{tebal lapis4} - \\
 &\quad H1+Z1)) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + ((17,345-9,81) \cdot \\
 &\quad 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot (11-6,533+3,267)) \\
 &= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis4}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat4}} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + ((17,345-9,81) \cdot \\
 &\quad 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot 11) + ((17,901-9,81) \cdot 2,5) \\
 &= 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{21,778} = 132,895 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{108,854} = 26,587 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

a. Menghitung nilai C_c dan e_0

Pada perhitungan C_c dan e_0 , peneliti menggunakan data uji laboratorium yang diperoleh dari proyek. Adapun untuk e_0 dapat dilihat pada Lampiran Data Tanah, sedangkan perhitungan C_c menggunakan persamaan pada Gambar 3.10. Adapun contoh perhitungan indeks kompresi diambil pada kedalaman 1 hingga 5,5 m.

$$\begin{aligned}
 W &= 74,38 \% \text{ (Lampiran 1, data laboratorium)} \\
 C_c &= 0,0049w \\
 &= 0,0049 \cdot 74,38 \\
 &= 0,367
 \end{aligned}$$

Untuk lapis tanah berikutnya hingga lapis terakhir menggunakan perhitungan C_c yang sama.

b. Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned}
 S_1 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log. \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \\
 &= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log. \frac{123,313 + 132,895}{123,313} \\
 &= 0,123 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c. Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned}
 S_2 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log. \frac{P_o' + \Delta P}{P_o'} \\
 &= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log. \frac{168,565 + 26,587}{168,565} \\
 &= 0,018 \text{ m}
 \end{aligned}$$

d. Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 S_g &= S_1 + S_2 \\
 &= 0,123 + 0,018 \\
 &= 0,141 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.5.5.2 Penurunan Tiang Tunggal dan Tiang Kelompok

Penurunan tiang tunggal dihitung menggunakan metode empiris sedangkan penurunan tiang kelompok menggunakan mekanisme penyebaran beban yang dapat dilihat pada Gambar 5.28.

1. Metode Reese&Wright (SPT)

a. Tiang bor diameter 0,3 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q &= 3273,476 \text{ kN} \\
 d &= 0,3 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\
 &= 0,071 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,3}{100} + \frac{35273,476 \cdot 19}{0,071 \cdot 23500000} \\
 &= 0,040 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 2,55 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 1,8 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2H1 \\
 &= 1/2 \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (1/2 \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas penampang 1 (A1)} &= (B_g+Z_1) \times (L_g+Z_1) \\
&= (2,55 + 3,267) \cdot (1,8 + 3,267) \\
&= 29,471 \text{ m}^2 \\
\text{Luas penampang 2 (A2)} &= (B_g+Z_2) \times (L_g+Z_2) \\
&= (2,55 + 9,033) \cdot (1,8 + 9,033) \\
&= 125,486 \text{ m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis 1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis 2}) + \\
&\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis 3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
&\quad \text{lapis 4} - H_1 + Z_1)) \\
&= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
&\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot (11 - \\
&\quad 6,533 + 3,267)) \\
&= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis 1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis 2}) + \\
&\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis 3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot \text{tebal} \\
&\quad \text{lapis 4}) + (\gamma_{\text{sat4}} - \gamma_w \cdot 1/2H_2) \\
&= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
&\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + \\
&\quad ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5) \\
&= 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_1) &= \frac{P}{A_1} = \frac{2894,162}{29,471} = 98,203 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_2) &= \frac{P}{A_2} = \frac{2894,162}{125,486} = 23,064 \text{ kN/m}^2 \\
\text{a) Penurunan pada kedalaman 13,67 – 20,00 m} \\
S_1 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
&= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 98,203}{123,313} \\
&= 0,099 \text{ m} \\
\text{b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m} \\
S_2 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'}
\end{aligned}$$

$$= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 23,064}{168,565}$$

$$= 0,054 \text{ m}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$S_g = S_1 + S_2$$

$$= 0,099 + 0,054$$

$$= 0,153 \text{ m}$$

b. Tiang bor diameter 0,4 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$Q = 3343,720 \text{ kN}$$

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

$$L = 19 \text{ m}$$

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

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

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

$$E_p = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{25}$$

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

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

$$= \frac{0,4}{100} + \frac{3343,720 \cdot 19}{0,126 \cdot 23500000}$$

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

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 2894,162 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar (Bg)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang (Lg)} = 2,4 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2H1 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (\frac{1}{2} \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (Bg+Z1) \times (Lg+Z1) \\
 &= (2,4 + 3,267) \cdot (2,4 + 3,267) \\
 &= 32,111 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (Bg+Z2) \times (Lg+Z2) \\
 &= (2,4 + 9,033) \cdot (2,4 + 9,033) \\
 &= 130,721 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4} - H1 + Z1)) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
 &\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot (11 - \\
 &\quad 6,533 + 3,267)) \\
 &= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot \text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4}) + (\gamma_{\text{sat4}} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
 &\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + \\
 &\quad ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5) \\
 &= 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{32,111} = 90,130 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{130,721} = 22,140 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned}
 S1 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
 &= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 90,130}{123,313} \\
 &= 0,093 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned}
 S2 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
 &= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 22,140}{168,565} \\
 &= 0,052 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 Sg &= S1 + S2 \\
 &= 0,093 + 0,052 \\
 &= 0,145 \text{ m}
 \end{aligned}$$

d) Tiang bor diameter 0,5 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q &= 3420,987 \text{ kN} \\
 d &= 0,5 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m} \\
 Ap &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2 \\
 Ep &= 4700 \cdot \sqrt{f'c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{Ap \cdot Ep} \\
 &= \frac{0,5}{100} + \frac{3420,987 \cdot 19}{0,196 \cdot 23500000} \\
 &= 0,019 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 1,75 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 3,00 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 \text{H1} &= 6,533 \text{ m} \\
 \text{H2} &= 5,000 \text{ m} \\
 \text{Z1} &= 1/2\text{H1} \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 \text{Z2} &= 1/2\text{H2} + \text{Z1} \\
 &= (\frac{1}{2} \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (\text{Bg}+\text{Z1}) \times (\text{Lg}+\text{Z1}) \\
 &= (1,75 + 3,267) \cdot (3 + 3,267) \\
 &= 31,438 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (\text{Bg}+\text{Z2}) \times (\text{Lg}+\text{Z2}) \\
 &= (1,75 + 9,033) \cdot (3 + 9,033) \\
 &= 129,759 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}}-\gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4-H1+Z1})) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
 &\quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot (11- \\
 &\quad 6,533+3,267)) \\
 &= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}}-\gamma_w \cdot \text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4}) + (\gamma_{\text{sat4}}-\gamma_w \cdot 1/2\text{H2})
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
&\quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot 11) + \\
&\quad ((17,901-9,81) \cdot 2,5) \\
&= 168,565 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P1) = \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{31,438} = 92,060 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P2) = \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{129,759} = 22,304 \text{ kN/m}^2$$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned}
S1 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
&= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 92,060}{123,313} \\
&= 0,094 \text{ m}
\end{aligned}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned}
S2 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
&= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 22,304}{168,565} \\
&= 0,052 \text{ m}
\end{aligned}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned}
Sg &= S1 + S2 \\
&= 0,094 + 0,052 \\
&= 0,146 \text{ m}
\end{aligned}$$

2. Metode Aoki&Velloso (CPT)

a. Tiang bor diameter 0,3 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$Q = 3147,038 \text{ kN}$$

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

$$L = 19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
Ap &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
&= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,071 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,3}{100} + \frac{3147,038 \cdot 19}{0,071 \cdot 23500000} \\
 &= 0,039 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 2,1 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 1,2 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 H_1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H_2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z_1 &= 1/2 H_1 \\
 &= 1/2 \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z_2 &= 1/2 H_2 + Z_1 \\
 &= (1/2 \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (Bg + Z_1) \times (Lg + Z_1) \\
 &= (2,1 + 3,267) \cdot (1,2 + 3,267) \\
 &= 23,971 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (Bg + Z_2) \times (Lg + Z_2) \\
 &= (2,1 + 9,033) \cdot (1,2 + 9,033) \\
 &= 113,931 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot (\text{tebal}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 & \text{lapis4-H1+Z1))} \\
 & = (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
 & \quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot (11- \\
 & \quad 6,533+3,267)) \\
 & = 123,313 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} & = (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 & \quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot \text{tebal} \\
 & \quad \text{lapis4}) + (\gamma_{\text{sat4}} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
 & = (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
 & \quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot 11) + \\
 & \quad ((17,901-9,81) \cdot 2,5) \\
 & = 168,565 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P1) = \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{23,971} = 120,735 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P2) = \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{113,931} = 25,403 \text{ kN/m}^2$$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned}
 S1 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
 & = \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 120,735}{123,313} \\
 & = 0,115 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned}
 S2 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
 & = \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 25,403}{168,565} \\
 & = 0,059 \text{ m}
 \end{aligned}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned}
 Sg & = S1 + S2 \\
 & = 0,115 + 0,059 \\
 & = 0,174 \text{ m}
 \end{aligned}$$

d) Tiang bor diameter 0,4 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q &= 3118,941 \text{ kN} \\
 d &= 0,4 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\
 &= 0,126 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,4}{100} + \frac{3118,941 \cdot 19}{0,126 \cdot 23500000} \\
 &= 0,024 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 1,60 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 1,60 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2H1 \\
 &= 1/2 \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (1/2 \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Luas penampang 1 (A1)} &= (B_g+Z_1) \times (L_g+Z_1) \\
&= (1,60+ 3,267) \cdot (1,60+ 3,267) \\
&= 23,684 \text{ m}^2 \\
\text{Luas penampang 2 (A2)} &= (B_g+Z_2) \times (L_g+Z_2) \\
&= (1,60+ 9,033) \cdot (1,60+ 9,033) \\
&= 113,068 \text{ m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis 1}) + (\gamma_{\text{sat1}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis 2}) + \\
&\quad (\gamma_{\text{sat2}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis 3}) + (\gamma_{\text{sat3}}-\gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
&\quad \text{lapis 4}-H_1+Z_1)) \\
&= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
&\quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot (11- \\
&\quad 6,533+3,267)) \\
&= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis 1}) + (\gamma_{\text{sat1}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis 2}) + \\
&\quad (\gamma_{\text{sat2}}-\gamma_w \cdot \text{tebal lapis 3}) + (\gamma_{\text{sat3}}-\gamma_w \cdot \text{tebal} \\
&\quad \text{lapis 4}) + (\gamma_{\text{sat4}}-\gamma_w \cdot 1/2H_2) \\
&= (17,931 \cdot 1) + ((14,202-9,81) \cdot 4,5) + \\
&\quad ((17,345-9,81) \cdot 3,5) + ((17,471-9,81) \cdot 11) + \\
&\quad ((17,901-9,81) \cdot 2,5) \\
&= 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_1) &= \frac{P}{A_1} = \frac{2894,162}{23,684} = 122,197 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P_2) &= \frac{P}{A_2} = \frac{2894,162}{113,068} = 25,597 \text{ kN/m}^2 \\
\text{a) Penurunan pada kedalaman } 12,67 - 20,00 \text{ m} \\
S_1 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
&= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 122,197}{123,313} \\
&= 0,116 \text{ m} \\
\text{b) Penurunan pada kedalaman } 20,00 - 25,00 \text{ m} \\
S_2 &= \frac{C_c \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'}
\end{aligned}$$

$$= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 23,503}{168,565}$$

$$= 0,060 \text{ m}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$S_g = S_1 + S_2$$

$$= 0,116 + 0,060$$

$$= 0,176 \text{ m}$$

d) Tiang bor diameter 0,5 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$Q = 3245,379 \text{ kN}$$

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

$$L = 19 \text{ m}$$

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

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

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

$$E_p = 4700 \cdot \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \cdot \sqrt{25}$$

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

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

$$= \frac{0,5}{100} + \frac{3245,379 \cdot 19}{0,196 \cdot 23500000}$$

$$= 0,018 \text{ m}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\text{Beban aksial (P)} = 2894,162 \text{ kN}$$

$$\text{Lebar (Bg)} = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{Panjang (Lg)} = 1,85 \text{ m}$$

$$\text{Panjang tiang (L)} = 19 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2H1 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (\frac{1}{2} \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (Bg+Z1) \times (Lg+Z1) \\
 &= (1,85 + 3,267) \cdot (1,85 + 3,267) \\
 &= 26,180 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (Bg+Z2) \times (Lg+Z2) \\
 &= (1,85 + 9,033) \cdot (1,85 + 9,033) \\
 &= 118,447 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4-H1+Z1})) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
 &\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot (11 - \\
 &\quad 6,533 + 3,267)) \\
 &= 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'2)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
 &\quad (\gamma_{\text{sat2}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat3}} - \gamma_w \cdot \text{tebal} \\
 &\quad \text{lapis4}) + (\gamma_{\text{sat4}} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
 &= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
 &\quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + \\
 &\quad ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5) \\
 &= 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P1) &= \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{26,180} = 110,547 \text{ kN/m}^2 \\
 \text{Distribusi beban } (\Delta P2) &= \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{118,447} = 24,434 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned} S1 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\ &= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 110,547}{123,313} \\ &= 0,108 \text{ m} \end{aligned}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned} S2 &= \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\ &= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 24,434}{168,565} \\ &= 0,057 \text{ m} \end{aligned}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned} Sg &= S1 + S2 \\ &= 0,108 + 0,057 \\ &= 0,165 \text{ m} \end{aligned}$$

3. Metode Price&Wardle (CPT)

a. Tiang bor diameter 0,3 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned} Q &= 3273,476 \text{ kN} \\ d &= 0,3 \text{ m} \\ L &= 19 \text{ m} \\ A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\ &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,3^2 \\ &= 0,071 \text{ m}^2 \\ E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f_c} \\ &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\ &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\ S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \end{aligned}$$

$$= \frac{0,3}{100} + \frac{3273,476 \cdot 19}{0,071 \cdot 23500000}$$

$$= 0,040 \text{ m}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

Beban aksial (P)	= 2894,162 kN
Lebar (Bg)	= 1,8 m
Panjang (Lg)	= 1,8 m
Panjang tiang (L)	= 19 m
H1	= 6,533 m
H2	= 5,000 m
Z1	= 1/2H1
	= 1/2. 6,533
	= 3,267 m
Z2	= 1/2H2 + Z1
	= (1/2 .5) + 3,267
	= 9,033 m
Luas penampang 1 (A1)	= (Bg+Z1) x (Lg+Z1)
	= (1,8 + 3,267) . (1,8 + 3,267)
	= 25,671 m ²
Luas penampang 2 (A2)	= (Bg+Z2) x (Lg+Z2)
	= (1,8 + 9,033) . (1,8 + 9,033)
	= 117,361 m ²
Tegangan efektif (Po'1)	= (γ _b . tebal lapis1) + (γ _{sat1} -γ _w . tebal lapis2) + (γ _{sat2} -γ _w . tebal lapis3) + (γ _{sat3} -γ _w . (tebal lapis4-H1+Z1))
	= (17,931. 1) + ((14,202-9,81). 4,5) + ((17,345-9,81).3,5) + ((17,471-9,81). (11- 6,533+3,267))
	= 123,313 kN/m ²
Tegangan efektif (Po'2)	= (γ _b . tebal lapis1) + (γ _{sat1} -γ _w . tebal lapis2) +

$$\begin{aligned}
& (\gamma_{\text{sat}2} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat}3} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis4}) + (\gamma_{\text{sat}4} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
& = (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
& \quad ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + \\
& \quad ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5) \\
& = 168,565 \text{ kN/m}^2
\end{aligned}$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P1) = \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{25,671} = 112,740 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Distribusi beban } (\Delta P2) = \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{117,361} = 24,660 \text{ kN/m}^2$$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

$$\begin{aligned}
S1 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log. \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
& = \frac{0,122 \cdot 6,533}{1+1,060} \cdot \log. \frac{123,313 + 112,740}{123,313} \\
& = 0,109 \text{ m}
\end{aligned}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

$$\begin{aligned}
S2 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1+e_0} \cdot \log. \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
& = \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log. \frac{168,565 + 24,660}{168,565} \\
& = 0,058 \text{ m}
\end{aligned}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$\begin{aligned}
Sg & = S1 + S2 \\
& = 0,109 + 0,058 \\
& = 0,167 \text{ m}
\end{aligned}$$

d) Tiang bor diameter 0,4 m

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$Q = 3399,914 \text{ kN}$$

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

$$L = 19 \text{ m}$$

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

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,4^2 \\
 &= 0,126 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,4}{100} + \frac{3399,914 \cdot 19}{0,126 \cdot 23500000} \\
 &= 0,026 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 1,4 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 2,4 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2H1 \\
 &= \frac{1}{2} \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2H2 + Z1 \\
 &= (\frac{1}{2} \cdot 5) + 3,267 \\
 &= 9,033 \text{ m} \\
 \text{Luas penampang 1 (A1)} &= (Bg+Z1) \times (Lg+Z1) \\
 &= (1,4 + 3,267) \cdot (2,4 + 3,267) \\
 &= 26,444 \text{ m}^2 \\
 \text{Luas penampang 2 (A2)} &= (Bg+Z2) \times (Lg+Z2) \\
 &= (1,4 + 9,033) \cdot (2,4 + 9,033) \\
 &= 119,288 \text{ m}^2 \\
 \text{Tegangan efektif (Po'1)} &= (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat1}} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) +
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
& (\gamma_{\text{sat}2} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat}3} - \gamma_w \cdot (\text{tebal} \\
& \text{lapis4} - H1 + Z1)) \\
& = (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
& ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot (11 - \\
& 6,533 + 3,267)) \\
& = 123,313 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Tegangan efektif (Po'2)} & = (\gamma_b \cdot \text{tebal lapis1}) + (\gamma_{\text{sat}1} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis2}) + \\
& (\gamma_{\text{sat}2} - \gamma_w \cdot \text{tebal lapis3}) + (\gamma_{\text{sat}3} - \gamma_w \cdot \text{tebal} \\
& \text{lapis4}) + (\gamma_{\text{sat}4} - \gamma_w \cdot 1/2H2) \\
& = (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + \\
& ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + \\
& ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5) \\
& = 168,565 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P1) & = \frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{26,444} = 109,443 \text{ kN/m}^2 \\
\text{Distribusi beban } (\Delta P2) & = \frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{119,288} = 24,262 \text{ kN/m}^2 \\
\text{a) Penurunan pada kedalaman } 12,67 - 20,00 \text{ m} \\
S1 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
& = \frac{0,122 \cdot 6,533}{1 + 1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 109,443}{123,313} \\
& = 0,107 \text{ m} \\
\text{b) Penurunan pada kedalaman } 20,00 - 25,00 \text{ m} \\
S2 & = \frac{Cc \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'} \\
& = \frac{0,109 \cdot 5}{1 + 0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 24,262}{168,565} \\
& = 0,057 \text{ m} \\
\text{c) Total penurunan tiang kelompok} \\
Sg & = S1 + S2 \\
& = 0,107 + 0,057 \\
& = 0,164 \text{ m} \\
\text{d) Tiang bor diameter } 0,5 \text{ m}
\end{aligned}$$

1) Penurunan tiang tunggal

Penurunan tiang tunggal dihitung dengan menggunakan metode empiris yang dapat dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 Q &= 3420,987 \text{ kN} \\
 d &= 0,5 \text{ m} \\
 L &= 19 \text{ m} \\
 A_p &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \\
 &= \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 0,5^2 \\
 &= 0,196 \text{ m}^2 \\
 E_p &= 4700 \cdot \sqrt{f'_c} \\
 &= 4700 \cdot \sqrt{25} \\
 &= 23500000 \text{ kN/m}^2 \\
 S &= \frac{D}{100} + \frac{QL}{A_p \cdot E_p} \\
 &= \frac{0,5}{100} + \frac{3420,987 \cdot 19}{0,196 \cdot 23500000} \\
 &= 0,019 \text{ m}
 \end{aligned}$$

2) Penurunan tiang kelompok

Dengan mekanisme penyebaran beban pada kelompok tiang yang sama seperti Gambar 5.28, maka perhitungan dijabarkan sebagai berikut.

$$\begin{aligned}
 \text{Beban aksial (P)} &= 2894,162 \text{ kN} \\
 \text{Lebar (Bg)} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Panjang (Lg)} &= 2 \text{ m} \\
 \text{Panjang tiang (L)} &= 19 \text{ m} \\
 H1 &= 6,533 \text{ m} \\
 H2 &= 5,000 \text{ m} \\
 Z1 &= 1/2 H1 \\
 &= 1/2 \cdot 6,533 \\
 &= 3,267 \text{ m} \\
 Z2 &= 1/2 H2 + Z1 \\
 &= (1/2 \cdot 5) + 3,267
 \end{aligned}$$

$$= 9,033 \text{ m}$$

Luas penampang 1 (A1) = (Bg+Z1) x (Lg+Z1)

$$= (2 + 3,67) \cdot (2 + 3,6627)$$

$$= 27,738 \text{ m}^2$$

Luas penampang 2 (A2) = (Bg+Z2) x (Lg+Z2)

$$= (2 + 9,033) \cdot (2 + 9,033)$$

$$= 121,734 \text{ m}^2$$

Tegangan efektif (Po'1) = (γ_b . tebal lapis1) + ($\gamma_{sat1} - \gamma_w$. tebal lapis2) + ($\gamma_{sat2} - \gamma_w$. tebal lapis3) + ($\gamma_{sat3} - \gamma_w$. (tebal lapis4-H1+Z1))

$$= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot (11 - 6,533 + 3,267))$$

$$= 123,313 \text{ kN/m}^2$$

Tegangan efektif (Po'2) = (γ_b . tebal lapis1) + ($\gamma_{sat1} - \gamma_w$. tebal lapis2) + ($\gamma_{sat2} - \gamma_w$. tebal lapis3) + ($\gamma_{sat3} - \gamma_w$. tebal lapis4) + ($\gamma_{sat4} - \gamma_w$. 1/2H2)

$$= (17,931 \cdot 1) + ((14,202 - 9,81) \cdot 4,5) + ((17,345 - 9,81) \cdot 3,5) + ((17,471 - 9,81) \cdot 11) + ((17,901 - 9,81) \cdot 2,5)$$

$$= 168,565 \text{ kN/m}^2$$

Distribusi beban ($\Delta P1$) = $\frac{P}{A1} = \frac{2894,162}{27,738} = 104,340 \text{ kN/m}^2$

Distribusi beban ($\Delta P2$) = $\frac{P}{A2} = \frac{2894,162}{121,734} = 23,774 \text{ kN/m}^2$

a) Penurunan pada kedalaman 12,67 – 20,00 m

S1 = $\frac{Cc \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'}$

$$= \frac{0,122 \cdot 6,533}{1 + 1,060} \cdot \log \cdot \frac{123,313 + 104,340}{123,313}$$

$$= 0,103 \text{ m}$$

b) Penurunan pada kedalaman 20,00 – 25,00 m

S2 = $\frac{Cc \cdot \Delta H}{1 + e_0} \cdot \log \cdot \frac{Po' + \Delta P}{Po'}$

$$= \frac{0,109 \cdot 5}{1+0,94} \cdot \log \cdot \frac{168,565 + 23,774}{168,565}$$

$$= 0,056 \text{ m}$$

c) Total penurunan tiang kelompok

$$S_g = S_1 + S_2$$

$$= 0,103 + 0,056$$

$$= 0,159 \text{ m}$$

5.6 Pembahasan

Perencanaan pada suatu bangunan mencakup perencanaan struktur atas dan struktur bawah. Pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi meneruskan beban dari struktur atas ke tanah keras yang mampu menahan beban bangunan tanpa terjadi kerusakan tanah dan penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Perencanaan pondasi dilakukan agar pondasi mampu mendukung beban maksimum bangunan yang mungkin dapat terjadi.

Pembangunan gedung Instalasi Bedah Sentral melakukan penyelidikan tanah guna menentukan sifat fisik lapisan tanah, sehingga dapat direncanakan pondasi yang kokoh dan menghasilkan daya dukung yang tepat. Penyelidikan tanah dilakukan dengan menggunakan metode *Standart Penetration Test* dan *Cone Penetration Test* atau uji sondir. Pengeboran dilakukan dengan bor mesin (*machine bor*) sebanyak 2 titik sedangkan uji sondir dilakukan sebanyak 4 titik.

Kapasitas dukung pondasi tiang dilakukan dengan mengolah data penyelidikan tanah, beban yang diterima oleh pondasi, dimensi tiang, jarak antar tiang, serta data pendukung struktur seperti mutu beton dan kedalaman pondasi. Analisis pembebanan gedung dilakukan dengan bantuan program SAP2000 yang menghasilkan *output* berupa beban, gaya dan momen maksimal yang bekerja pada struktur pondasi. Perhitungan kapasitas dukung pondasi tiang menggunakan metode statik.

5.6.1 Hasil Analisis Struktur Program SAP2000

Pondasi yang aman apabila dapat menyalurkan beban struktur atas ke tanah dasar. Beban tersebut berupa gaya-gaya dari elemen struktur yaitu beban aksial,

gaya geser dan momen. Berdasarkan hasil *output* SAP2000 diperoleh gaya-gaya dalam maksimum akibat kombinasi beban pada frame 1347 senilai :

Beban aksial (P) = 2894,162 kN

Gaya geser (V) = 5,264 kN

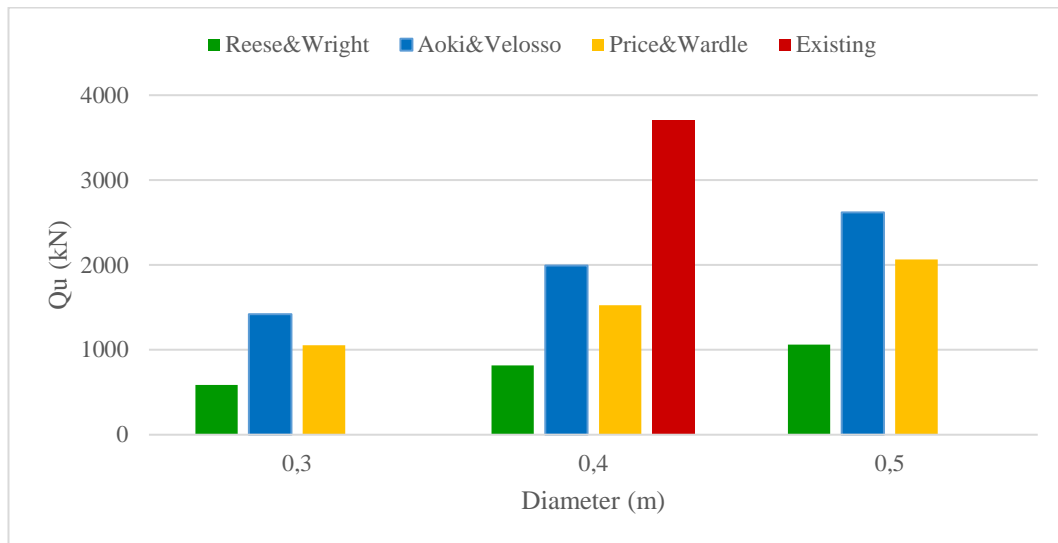
Momen (M) = 7,701 kNm

5.6.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Analisis kapasitas dukung pondasi tiang bor akan dibandingkan antara diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m dengan pondasi *existing* (pondasi tiang pancang dengan diameter 0,4 m) agar dapat diambil kesimpulan dari hasil analisis tersebut. Analisis kapasitas dukung tiang bor menggunakan data uji SPT dan CPT. Kapasitas dukung pondasi dihasilkan dari penjumlahan tiang tahanan ujung dan tahanan gesek selimut tiang. Rekapitulasi analisis kapasitas dukung ultimit tiang bor dan tiang pancang dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan Gambar 5.34.

Tabel 5.11 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Ultimit Pondasi Tiang

Metode	d (m)	Qp (kN)	Qs (kN)	Qu (kN)	n (tiang)
Tiang Pancang (<i>Existing</i>)					
Meyerhoff	0,4	2075,723	1634,083	3709,805	4
Tiang Bor (Desain)					
Reese&Wright	0,3	126,174	459,678	585,852	12
	0,4	202,633	612,904	815,537	9
	0,5	294,524	766,130	1060,654	6
Aoki&Velloso	0,3	368,877	1050,482	1419,359	6
	0,4	593,064	1400,642	1993,706	4
	0,5	867,864	1750,803	2618,667	4
Price&Wardle	0,3	451,874	600,525	1052,399	9
	0,4	726,503	800,701	1527,204	6
	0,5	1063,134	1000,876	2064,010	4



Gambar 5.34 Perbandingan Kapasitas Dukung Ultimit Tiang Tunggal

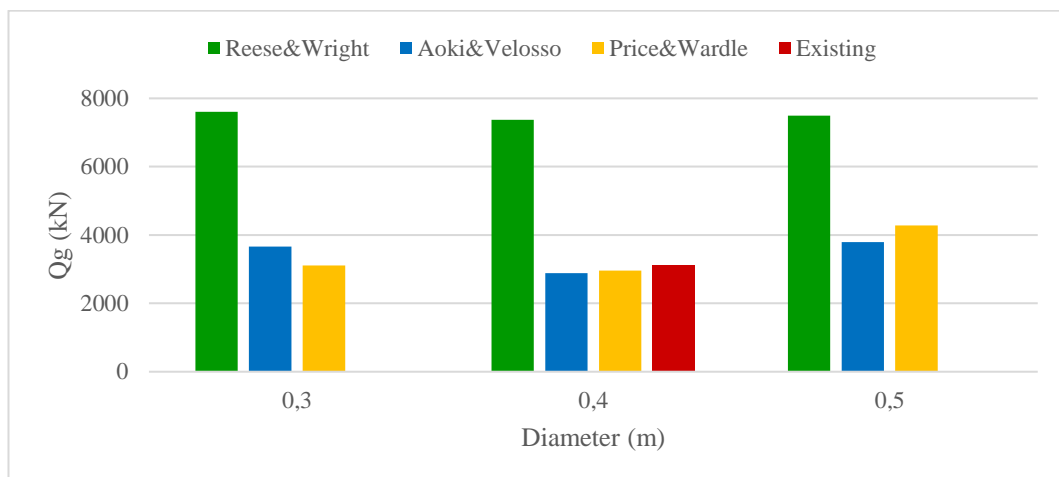
Berdasarkan Tabel 5.11, diperoleh nilai kapasitas dukung ultimit tiang (Q_u) tiang pancang dengan diameter 0,4 m sebesar 3709,805 kN. Kapasitas dukung ultimit tiang bor metode Reese&Wright, Aoki&Velloso dan Price&Wardle dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 585,852 kN, 815,537 kN, 1060,654 kN, 1419,359 kN, 1987,989 kN, 2618,667 kN, 1052,399 kN, 1527,204 kN dan 2064,010 kN.

5.6.3 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Analisis kapasitas dukung kelompok tiang diperoleh dengan mengalikan hasil kapasitas dukung tiang tunggal dengan jumlah tiang yang digunakan. Berdasarkan Tabel 5.11 diperoleh jumlah tiang yang bervariasi pada tiap metodenya, sehingga menghasilkan kapasitas dukung kelompok tiang yang juga bervariasi. Adapun rekapitulasi kapasitas dukung kelompok tiang pancang dan tiang bor dengan SF masing-masing sebesar 2, dapat dilihat pada Tabel 5.12 dan Gambar 5.35.

Tabel 5.12 Rekapitulasi Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Metode	d (m)	Qu (kN)	Qa (kN)	n	Eg	Qg (kN)	Cek
Tiang Pancang (<i>Existing</i>)							
Meyerhoff	0,4	3709,805	1193,306	4	0,7	3436,720	Aman
Tiang Bor (Desain)							
Reese&Wright	0,3	585,852	261,317	12	-	7030,225	Aman
	0,4	815,537	351,574	9	-	7339,829	Aman
	0,5	1060,654	442,523	6	-	6363,924	Aman
Aoki&Velloso	0,3	1419,359	678,070	6	0,7	2929,261	Aman
	0,4	1993,706	940,658	4	0,8	2897,228	Aman
	0,5	2618,667	1221,530	4	0,8	3811,172	Aman
Price&Wardle	0,3	1052.399	494.590	9	0,7	3026,892	Aman
	0,4	1527.204	707.407	6	0,7	2971,110	Aman
	0,5	2064.010	944.201	4	0,8	2945,906	Aman

**Gambar 5.35 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang**

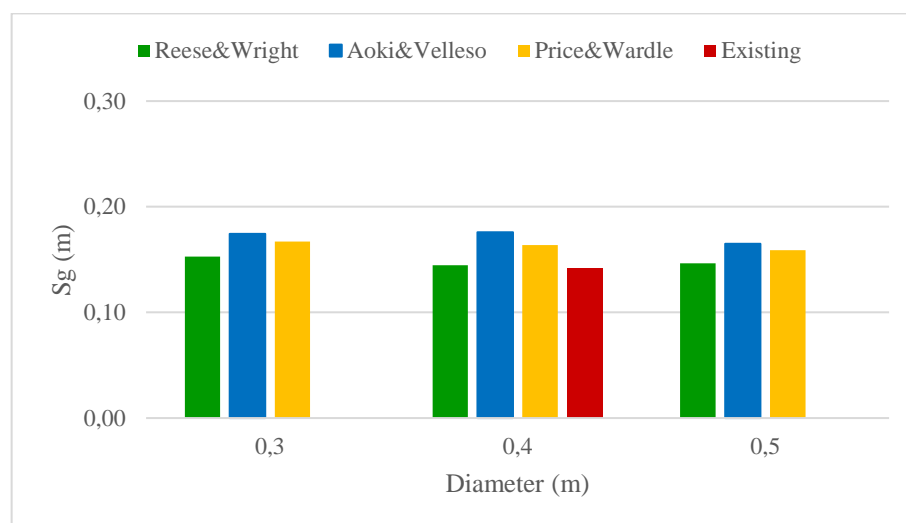
5.6.4 Hasil Analisis Penurunan Tiang

Nilai penurunan tiang dipengaruhi oleh beberapa faktor antara lain, diameter tiang, jumlah tiang, formasi kelompok tiang, jenis material tiang, sifat tanah dan beban-beban yang bekerja pada pondasi tiang tersebut. Umumnya nilai penurunan pondasi kelompok tiang lebih besar dibandingkan dengan penurunan pondasi tiang

tunggal. Hal tersebut disebabkan adanya pengaruh tegangan pada daerah cakupan yang lebih luas serta lebih dalam. Adapun rekapitulasi analisis penurunan tiang pancang dan tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.13 dan Gambar 5.36.

Tabel 5.13 Rekapitulasi Analisis Penurunan Tiang

Metode	d (m)	Ap (m ²)	n (tiang)	P (kN)	Q (kN)	S (m)	Sg (m)
Tiang Pancang (<i>Existing</i>)							
Meyerhoff	0,4	0,126	4	2894,162	3118,941	0,024	0,159
Tiang Bor (Desain)							
Reese&Wright	0,3	0,071	12	2894,162	3273,476	0,040	0,153
	0,4	0,126	9	2894,162	3343,720	0,026	0,145
	0,5	0,196	6	2894,162	3420,987	0,019	0,146
Aoki&Velloso	0,3	0,071	6	2894,162	3083,819	0,038	0,174
	0,4	0,126	4	2894,162	3118,941	0,024	0,176
	0,5	0,196	4	2894,162	3245,379	0,018	0,165
Price&Wardle	0,3	0,071	9	2894,162	3178,648	0,039	0,167
	0,4	0,126	6	2894,162	3231,330	0,025	0,164
	0,5	0,196	4	2894,162	3245,379	0,018	0,159



Gambar 5.36 Perbandingan Penurunan Kelompok Tiang

5.6.5 Hasil Analisis Kekuatan Tiang Bor

Kapasitas dukung pondasi tiang ditentukan oleh kemampuan material tiang dalam menahan beban struktural. Berdasarkan analisis yang telah dilakukan, maka diperoleh nilai tegangan yang terjadi pada pondasi tiang bor. Adapun rekapitulasi kekuatan tiang bor dapat dilihat pada Tabel 5.14.

Tabel 5.14 Rekapitulasi Analisis Kekuatan Tiang Bor

Metode	d	Ap	P	n	Qg	Pt	σ	σ_{ijin}
	m	m ²	kN		kN	kN	kg/cm ²	kg/cm ²
Reese & Wright	0,3	0,07	2894,2	12	7030,2	3415,8	42,13	249
	0,4	0,13	2894,2	9	7339,8	3592,7	23,71	249
	0,5	0,20	2894,2	6	6363,9	3628,1	15,12	249
Aoki & Velloso	0,3	0,07	2894,2	6	2929,3	3175,3	77,01	249
	0,4	0,13	2894,2	4	2897,2	3227,4	65,72	249
	0,5	0,20	2894,2	4	3811,2	3353,8	43,73	249
Price & Wardle	0,3	0,07	2894,2	9	3026,9	3287,1	53,79	249
	0,4	0,13	2894,2	6	2971,1	3363,9	45,87	249
	0,5	0,20	2894,2	4	2945,9	3414,8	44,46	249

Adanya berbagai alternatif desain yakni diameter 0,3 m, 0,4 m dan 0,5 m, diambil diameter 0,5 dengan metode Aoki & Velloso dengan jumlah 4 tiang dalam satu kelompok tiang. Pemilihan alternatif tersebut didasarkan jumlah tiang metode Aoki & Velloso memiliki jumlah yang sedikit, sehingga dapat menghemat biaya konstruksi yang dikeluarkan.

Berdasarkan hasil analisis diperoleh tegangan yang terjadi pada tiang sebesar 43,73 kg/cm² lebih kecil dari tegangan ijin dengan mutu f'c 25 Mpa sebesar 249 kg/cm², sehingga pondasi yang direncanakan aman digunakan. Selain itu, nilai kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) lebih besar daripada beban aksial (P), yaitu sebesar 3811,172 kN > 2894,162 kN dan Qg juga lebih besar beban aksial total (Pt) yaitu sebesar 3811,172 kN > 3353,833 kN sehingga beban struktur di atas pondasi mampu ditahan oleh kelompok pondasi tiang.

BAB VI

SIMPULAN DAN SARAN

6.1 Simpulan

Berdasarkan analisis kapasitas dukung pondasi tiang didapatkan beberapa simpulan sebagai berikut.

1. Kapasitas dukung ultimit (Q_u) tiang bor (desain) metode Reese&Wright dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 585,852 kN, 815,537 kN, 1060,654 kN, metode Aoki&Velloso dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 1419,359 kN, 1987,989 kN, 2618,667 kN dan Price&Wardle dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar, 1052,399 kN, 1527,204 kN dan 2064,010 kN.
2. Kapasitas dukung kelompok (Q_g) pada tiang bor (desain) metode Reese&Wright dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 7030,225 kN, 7339,829 kN, 6363,924 kN, metode Aoki&Velloso dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 2929,261 kN, 2897,228 kN, 3811,172 kN dan Price&Wardle dengan diameter 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m, berturut-turut sebesar 3026,892 kN, 2971,110 kN dan 2945,906 kN. Nilai Q_g pada tiap metode lebih besar dari $P = 2894,162$ sehingga pondasi aman digunakan.
3. Penurunan tiang kelompok yang terjadi pada tiang bor (desain) metode Reese&Wright diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 0,153 m, 0,145 m dan 0,146 m, metode Aoki&Velloso dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 0,174 m, 0,176 m dan 0,165 m, metode Price&Wardle dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 0,167 m, 0,164 m dan 0,159 m.
4. Jumlah tiang bor (desain) metode Reese&Wright diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 12 tiang, 9 tiang dan 6 tiang, metode Aoki&Velloso dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 6 tiang, 4 tiang dan 4 tiang, metode Price&Wardle dengan diameter, 0,3 m, 0,4 m, 0,5 m berturut-turut sebesar 9 tiang, 6 tiang dan 4 tiang.

6.2 Saran

Berdasarkan simpulan yang telah diperoleh maka saran dari peneliti agar penelitian ini menjadi lebih baik dalam merencanakan pondasi dalam, yaitu sebagai berikut.

1. Perbedaan hasil perhitungan pada tiap metode yang digunakan dapat dikontrol dengan melakukan analisis menggunakan program seperti Allpile, Plaxis, Afes dan Pilegroup. Penggunaan program tersebut akan membantu dalam mengecek hasil perhitungan manual dengan hasil perhitungan program, sehingga diperoleh hasil perhitungan yang akan mendekati nilai yang sama.
2. Perhitungan kapasitas dukung kelompok tiang dipengaruhi oleh nilai efisiensi dan jarak antar tiang. Namun, pada praktiknya, terdapat faktor lain seperti ketersediaan lahan, sehingga diameter tiang, jarak antar tiang dan dimensi *pile cap* mesti disesuaikan agar lahan yang digunakan cukup dan pondasi aman digunakan.
3. Penurunan pada pondasi tiang tunggal dan kelompok tiang dipengaruhi oleh jenis tanah, sehingga metode perhitungan penurunan akan berbeda bila jenis tanah berbeda dengan penelitian.
4. Jumlah tiang bor pada tiang kelompok dipengaruhi oleh data uji tanah, sehingga metode yang digunakan akan berbeda hasilnya antara uji SPT dan CPT. Hasil jumlah tiang tidak akan jauh berbeda bila menggunakan data uji tanah yang sama.

DAFTAR PUSTAKA

- Agustin, Rina Fatimah. dan Setyonengrum, Rhiskha. 2018. Perencanaan Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Data Sondir (CPT) Untuk Gedung BPJS Jakarta Pusat. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Politeknik Negeri Jakarta. Depok, Jawa Barat.
- Aoki, N. and Velloso, D.A. (1975). An Approximate Method to Estimate The Bearing Capacity of Piles. *Proceedings, The 5th Pan-American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering*. Vol. 1. 367-376. Buenos Aires.
- Bowles, J.E. 1994. *Analisis dan Desain Pondasi*. Jilid I. Edisi Keempat. Erlangga. Jakarta.
- Bowles, J.E. 1997. *Analisis dan Desain Pondasi*. Jilid II. Edisi Keempat. Erlangga. Jakarta.
- Brown, D.A., et. al. 2010. *Drilled Shaft: Construction Procedures and Lrfd Design Methods*. Fhwa Nhi-10-016. Federal Highway Administration. Washington, D.C.
- Coduto, D.P. 1994. *Foundation Design Principle and Practices*. Prentice Hall-Englewood. New Jersey, United States.
- Darmadi, H. 2013. *Metode Penelitian Pendidikan dan Sosial*. Alfabeta. Bandung.
- Dirgananta, Muhammad Fahri. 2018. Perencanaan Ulang Pondasi Tiang Pancang Dengan Variasi Diameter Menggunakan Metode Meyerhoff, Aoki De Alencar Pada Gedung RS UII. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Faruha, A. dan Ridwan, M. 2018. Analisa Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Dibandingkan Dengan Daya Dukung Hydraulic Jacking System Dan Pile Driving Analyzer Test Pada Proyek Pembangunan Gedung Perpustakaan Sekolah Tinggi Agama Islam Negeri Kediri. *Jurnal*. Vol.2 No.2/REKAT/18. (Tidak Diterbitkan). Universitas Negeri Surabaya. Surabaya.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi I*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.

- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Mekanika Tanah 1*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2010. *Mekanika Tanah 2*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2015. *Perancangan Perkerasan Jalan dan Penyelidikan Tanah*. Gajah Mada University Press. Yogyakarta.
- Haq, Dhiya'ul. 2018. Pengaruh Variasi Dimensi Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok Dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga Pada Gedung Kuliah Twin Building UMY. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Janbu, N. et. al. 1956. *Guidance in The Solution of Foundation Problems*. Publication No.16. Norwegian Geotechnical Institute. Oslo.
- Mochtar, N.E. 1985. Compression of peat soils. *Ph.D Thesis*. University of Wisconsin-Madison. United States
- Navfac DM -7.2. *Foundations and Earth Structures*, Design Manual 7.2. Department of The Navy Naval Facilities Engineering Command.
- Lestari dkk. 2014. Evaluasi Formula Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Data CPT Berdasarkan Metode Langsung (Direct Method). *Jurnal*. Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
(<https://www.researchgate.net/publication/276279028> Evaluasi Formula Penentuan Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Data CPT Berdasarkan Metode Langsung Direct Method. Diakses 12 Februari 2021)
- Lim, Aswin. 2014. Evaluasi Formula Daya Dukung Aksial Tiang Pancang Tunggal Menggunakan Data CPT Berdasarkan Metode Langsung (Direct Method). *Jurnal*. No: III/LPPM/2014-03/33-P. Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
- Livia dan Suhendra, Andryan. 2018. Studi Kapasitas Tiang Bor Berdasarkan Metode Pile Driving Analyzer Dan Load Cell). *Jurnal Mitra Teknik Sipil*. Vol.1 No.1:82-91. Universitas Tarumanegara. Jakarta.

- Mz, Ibnu Hidayat. 2018. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Pondasi Bored Pile Pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Islam Indonesia. Yogyakarta.
- Rahardjo, P.R. 2016. *Manual Pondasi Tiang*. Universitas Katolik Parahyangan. Bandung.
- Pamungkas, A. dan Harianti, E. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Andi Offset. Yogyakarta.
- Price, G. and Wardle, I. F. 1982. A comparison Between Cone Penetration Test Results and The Performance of Small Diameter Instrumented Piles in Stiff Clay. *Proceedings, The 2nd European Symposium on Penetration Testing*. Vol. 2. 775-780. Amsterdam.
- PT. Bina Karya, 2017. Laporan Akhir Hasil Penyelidikan Tanah Bor Dalam dan Sondir. Kalimantan Tengah.
- PT. Karya Bisa, 2018. DED Gedung Pelayanan Terpadu dan Instalasi Bedah Sentral Kota Sampit. Kalimantan Tengah.
- Rahman, Mominur MD. 2014. Evaluation of Load Carrying Capacity of Precast Concrete Piles Based on CPT. *Master Thesis*. (Unpublished). Bangladesh University of Engineering and Technology. Dhaka, Bangladesh.
- Reese, L.C. & Wright, S.J. (1977). *Drilled Shaft Design and Construction Guidelines Manual*, Vol.1. Washington D.C: U.S. Departement of Transportation.
- Rostikasari dkk, 2016. Korelasi Indeks Kompresi (C_c) Dengan Parameter Kadar Air Alamiah (w_n) Dan Indeks Plastisitas (IP). *Jurnal Matriks Teknik Sipil*. 570-575. Universitas Sebelas Maret. Surakarta.
- Rivaldi. 2019. Analisis Efisiensi Penggunaan Pondasi Tiang Pancang Dengan Tiang Bor. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Bangka Belitung. Pangkal Pinang.
- Rizaldy, 2012. Efisiensi Kelompok Tiang Pancang. (<http://rizaldyberbagidata.blogspot.com/2012/05/efisiensi-kelompok-tiang-pancang.html>. Diakses 8 Februari 2021)
- Sardjono, H.S. 1988. *Pondasi Tiang Pancang Jilid I*. Sinar Jaya Wijaya. Surabaya.

- Schmertmann-Nottingham, L. C. 1975. Use of Quasi-static Friction Cone Penetrometer Data to Predict Load Capacity of Displacement Piles. *PhD Thesis*. University of Florida.
- Shamsher, P. and Sharma, H.D. 1990. *Pile Foundations in Engineering Practice*. A Wiley Interscience Publication. United States,
- Sinaga, Christian Albert. dan Roesyanto. 2017. Analisa Daya Dukung Dan Penurunan Pondasi Tiang Pancang Proyek Pembangunan Gedung Pasca Sarjana Universitas Negeri Medan. *Jurnal Teknik Sipil USU*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Sumatera Utara. Medan.
- Siregar, Sylviana. 2017. Analisa Perencanaan Daya Dukung Pondasi Bored Pile Pada Pembangunan Rusun Sukaramai Kota Medan. *Tugas Akhir*. (Tidak Diterbitkan). Universitas Medan Area. Medan.
- SKBI 1.3.53.1987. *Tentang Pendoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung*. Yayasan Badan Penerbit PU. Jakarta.
- SNI 1727- 2013. *Tentang Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung dan Struktur lain*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- SNI 1726-2019. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung*. Badan Standarisasi Nasional. Jakarta
- Sosrodarsono, S. dan Nakazawa, K. 2002. *Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi*. Pradnya Paramita. Jakarta.
- Suryolelono, B.K. 1994. *Teknik Fondasi Bagian II*. Nafiri. Yogyakarta
- Terzaghi, K. dan Peck, R. B. 1967. *Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed.* A Wiley International Edition. New York, United States.
- Titi, Hani H. and Farsakh, Murad Y. Abu. 1999. Evaluation of Bearing Capacity of Piles from Cone Penetration Test Data. *Jurnal*. Lousiana Trasportation Research Center. Lousiana, United States.
- (https://www.researchgate.net/publication/251320753_EVALUATION_OF_BEARING_CAPACITY_OF_PILES_FROM_CONE_PENETRATION_TEST_DATA. Diakses 8 Februari 2021)
- Tomlinson, M. J. 1986. *Pile Design and Construction Practice*. Garden City Press

Ltd. Letchworth. England.

Wesley, L.D. 1977. *Mekanika Tanah*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum. Jakarta.

Zain dkk. 2021. Analisis Daya Dukung dan Penurunan Pondasi Tiang Bor Pada Proyek Pembangunan Gedung Universitas Muhammadiyah Purwokerto. *Jurnal Nasional UMP*. Vol.2 No.2:59-68. e-ISSN 2774-8413. Universitas Muhammadiyah Purwokerto.

LAMPIRAN

Lampiran 1 Data Uji SPT



BORNEO



ENGINEERING

JASA SOIL TEST-SONDIR-BOR-SPT-UJI LABORATORIUM DAN PEKERJAAN SIPIL

Alamat : Jalan Menteng 10 No.18 Palangka Raya - Kalimantan Tengah
 Telp./Fax.: (0536)-3245153; HP: 0812-5641-5655; 0813-4975-1016
 Website: borneogeotec.com Email: borneo.geotec@gmail.com

LOG BOR

Relasi	: PT. BINA KARYA	Mulai	: 21-08-2017
Proyek	: DED Gedung Pel. Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr. Murjani Sampit	Selesai	: 21-08-2017
Lokasi	: Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng	Master Bor	: Shandi Setiawan
Titik Bor	: BH-1	Pencatatan oleh	: Shandi Setiawan
X	:	Diperiksa oleh	: Togi Aruan, ST
Y	:	Total Depth	: 20 m
Elevasi	:	Diameter Bor	: 73 mm
GWL	: 1 m	Paraf	:

Tanggal	Kedalaman (m)	Test / Sample	Simbol	Deskripsi	Standart Penetration Test (SPT)					
					No. Pukulan			Nilai N _{spt}	Grafik N	
					N-1	N-2	N-3			
21 Agustus 2017	0			Tanah timbunan granit, pasir, koral kerikil 00.00 - 01.00 m						
	1				0	0	1	1		
	2			Lempung lanau warna abu-abu 01.50 - 02.50 m	15	15	15	30		
	3				0	0	1	1		
	4				15	15	15	30		
	5		UDS	UDS 5.0 - 5.5 m						
	6			Lempung lanau pasiran 02.30 - 03.30 m	15	15	15	30		
	7			Lempung lanau warna abu-abu 03.50 - 04.50 m	1	1	1	2		
	8				15	15	15	30		
	9				1	1	1	2		
10			DS 9.5 - 10.0 m	15	2	2	4			
11				15	2	3	5			
12			Pasir butiran halus warna abu-abu	15	2	2	4			
13				15	1	2	3			
14			DS 15.0 - 15.5 m	15	1	2	3			
15				15	2	3	5			
16				15	2	3	5			
17				15	2	3	5			
18				15	2	3	5			
19				15	2	3	5			
20			DS 19.5 - 20.0 m	15	2	3	5			

UDS
 DS
 SPT



LOG BOR

Relasi	: PT. BINA KARYA	Mulai	: 21-08-2017
Proyek	: DED Gedung Pel. Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr. Murjani Sampit	Selesai	: 21-08-2017
Lokasi	: Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng	Master Bor	: Shandi Setiawan
Titik Bor	: BH-1	Pencatatan oleh	: Shandi Setiawan
X	:	Diperiksa oleh	: Togi Aruan, ST
Y	:	Total Depth	: 20 m
Elevasi	: -	Diameter Bor	: 73 mm
GWL	: -	Paraf	:

Tanggal	Kedalaman (m)	Test / Sample	Simbol	Deskripsi	Standart Penetration Test (SPT)				Grafik N
					No. Pukulan			Nilai	
					N-1	N-2	N-3		
21-Agu-17	20		■	Batu-bara hitam	8 <small>15</small>	16 <small>15</small>	25 <small>15</small>	41 <small>30</small>	
	22		□	Pasir butiran kasar warna putih	5 <small>15</small>	13 <small>15</small>	19 <small>15</small>	32 <small>30</small>	
	24		□	DS : 24.5 - 25.0 m	7 <small>15</small>	14 <small>15</small>	21 <small>15</small>	35 <small>30</small>	
	25								
	26								
	27								
	28								
	29								
	30								
	31								
	32								
	33								
	34								
	35								
	36								
	37								
	38								
	39								
	40								

UDS SPT
 DS

Lampiran 2 Data Uji Sondir

				ENGINEERING			
JASA SOIL TEST-SONDIR-BOR-SPT-UJI LABORATORIUM DAN PEKERJAAN SIPIL							
Alamat : Jalan Menteng 10 No.18 Palangka Raya – Kalimantan Tengah Telp./Faks. : (0536)-3245153; HP. 0812-5641-5655; 0813-4975-1016 Website: borneogeotec.com Email: borneo.geotec@gmail.com							
DUTCH CONE PENETROMETER TEST							
(SONDIR)							
Klien : PT. BINA KARYA		Dikerjakan : TEAM SONDIR BGE		Pekerjaan : DED Gedung Pel. Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr.Murjan		Diperiksa : Togi Aruan, ST	
LoLasi : Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng		Tanggal : 28 - 08 - 2017		Titik : S - 1		Paraf :	
Depth (m)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (kg/cm ²)	Perlawanan Gesek (kg/cm ²)	Hambatan Pelekat (kg/cm)	JHP (kg/cm)	Hambatan Setempat (kg/cm ²)	Rasio Gesekan (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0,00	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,00	0,00
0,20	3,0	5,0	2,0	4,0	4,0	0,20	6,67
0,40	3,0	5,0	2,0	4,0	8,0	0,20	6,67
0,60	3,0	5,0	2,0	4,0	12,0	0,20	6,67
0,80	3,0	5,0	2,0	4,0	16,0	0,20	6,67
1,00	3,0	5,0	2,0	4,0	20,0	0,20	6,67
1,20	3,0	5,0	2,0	4,0	24,0	0,20	6,67
1,40	3,0	5,0	2,0	4,0	28,0	0,20	6,67
1,60	3,0	5,0	2,0	4,0	32,0	0,20	6,67
1,80	3,0	5,0	2,0	4,0	36,0	0,20	6,67
2,00	3,0	5,0	2,0	4,0	40,0	0,20	6,67
2,20	3,0	5,0	2,0	4,0	44,0	0,20	6,67
2,40	3,0	5,0	2,0	4,0	48,0	0,20	6,67
2,60	3,0	5,0	2,0	4,0	52,0	0,20	6,67
2,80	3,0	5,0	2,0	4,0	56,0	0,20	6,67
3,00	3,0	5,0	2,0	4,0	60,0	0,20	6,67
3,20	3,0	5,0	2,0	4,0	64,0	0,20	6,67
3,40	3,0	5,0	2,0	4,0	68,0	0,20	6,67
3,60	3,0	5,0	2,0	4,0	72,0	0,20	6,67
3,80	3,0	5,0	2,0	4,0	76,0	0,20	6,67
4,00	3,0	5,0	2,0	4,0	80,0	0,20	6,67
4,20	3,0	5,0	2,0	4,0	84,0	0,20	6,67
4,40	3,0	5,0	2,0	4,0	88,0	0,20	6,67
4,60	3,0	5,0	2,0	4,0	92,0	0,20	6,67
4,80	3,0	5,0	2,0	4,0	96,0	0,20	6,67
5,00	5,0	10,0	5,0	10,0	106,0	0,50	10,00
5,20	5,0	10,0	5,0	10,0	116,0	0,50	10,00
5,40	5,0	10,0	5,0	10,0	126,0	0,50	10,00
5,60	5,0	10,0	5,0	10,0	136,0	0,50	10,00
5,80	5,0	10,0	5,0	10,0	146,0	0,50	10,00
6,00	5,0	10,0	5,0	10,0	156,0	0,50	10,00

DUTCH CONE PENETROMETER TEST

(SONDIR)

Klien : PT. BINA KARYA Dikerjakan : TEAM SONDIR BGE
 Pekerjaan : DED Gedung Pel. Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr.Murjani Diperiksa : Togi Aruan, ST
 Lokasi : Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng Tanggal : 28 - 08 - 2017
 Titik : S - 1 Paraf :

Depth (m)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (kg/cm ²)	Perlawanan Gesek (kg/cm ²)	Hambatan Pelekat (kg/cm)	JHP (kg/cm)	Hambatan Sctempat (kg/cm ²)	Rasio Gesekan (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
5,20	5,0	10,0	5,0	10,0	166,0	0,50	10,00
6,40	5,0	10,0	5,0	10,0	176,0	0,50	10,00
6,60	5,0	10,0	5,0	10,0	186,0	0,50	10,00
6,80	5,0	10,0	5,0	10,0	196,0	0,50	10,00
7,00	5,0	10,0	5,0	10,0	206,0	0,50	10,00
7,20	5,0	10,0	5,0	10,0	216,0	0,50	10,00
7,40	5,0	10,0	5,0	10,0	226,0	0,50	10,00
7,60	5,0	10,0	5,0	10,0	236,0	0,50	10,00
7,80	5,0	10,0	5,0	10,0	246,0	0,50	10,00
8,00	5,0	10,0	5,0	10,0	256,0	0,50	10,00
8,20	5,0	10,0	5,0	10,0	266,0	0,50	10,00
8,40	5,0	10,0	5,0	10,0	276,0	0,50	10,00
8,60	10,0	15,0	5,0	10,0	286,0	0,50	5,00
8,80	10,0	15,0	5,0	10,0	296,0	0,50	5,00
9,00	15,0	20,0	5,0	10,0	306,0	0,50	3,33
9,20	15,0	25,0	10,0	20,0	326,0	1,00	6,67
9,40	20,0	30,0	10,0	20,0	346,0	1,00	5,00
9,60	25,0	35,0	10,0	20,0	366,0	1,00	4,00
9,80	30,0	40,0	10,0	20,0	386,0	1,00	3,33
10,00	35,0	40,0	5,0	10,0	396,0	0,50	1,43
10,20	35,0	45,0	10,0	20,0	416,0	1,00	2,86
10,40	35,0	45,0	10,0	20,0	436,0	1,00	2,86
10,60	20,0	30,0	10,0	20,0	456,0	1,00	5,00
10,80	10,0	20,0	10,0	20,0	476,0	1,00	10,00
11,00	10,0	20,0	10,0	20,0	496,0	1,00	10,00
11,20	10,0	20,0	10,0	20,0	516,0	1,00	10,00
11,40	10,0	20,0	10,0	20,0	536,0	1,00	10,00
11,60	10,0	20,0	10,0	20,0	556,0	1,00	10,00
11,80	15,0	20,0	5,0	10,0	566,0	0,50	3,33
12,00	15,0	20,0	5,0	10,0	576,0	0,50	3,33
12,20	15,0	20,0	5,0	10,0	586,0	0,50	3,33
12,40	20,0	30,0	10,0	20,0	606,0	1,00	5,00
12,60	25,0	30,0	5,0	10,0	616,0	0,50	2,00
12,80	25,0	30,0	5,0	10,0	626,0	0,50	2,00
13,00	15,0	20,0	5,0	10,0	636,0	0,50	3,33

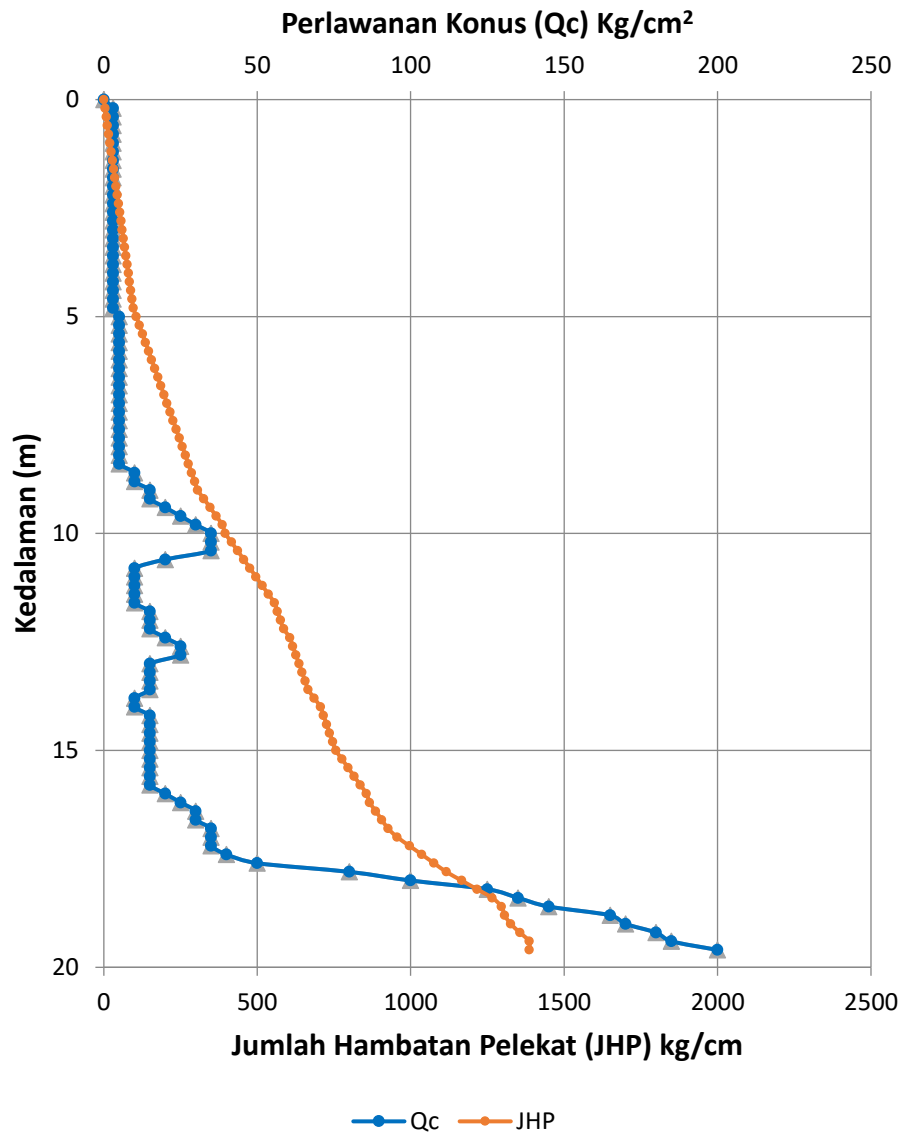
**DUTCH CONE PENETROMETER TEST
(SONDIR)**

Dien : PT. BINA KARYA
 Pekerjaan : DED Gedung Pel. Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr.Murjan
 Lokasi : Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng
 Titik : S - 1

Dikerjakan : TEAM SONDIR BGE
 Diperiksa : Togi Aruan, ST
 Tanggal : 28 - 08 - 2017
 Paraf :

Depth (m)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)	Jumlah Perlawanan (kg/cm ²)	Perlawanan Gesek (kg/cm ²)	Hambatan Pelekat (kg/cm)	JHP (kg/cm)	Hambatan Setempat (kg/cm ²)	Rasio Gesekan (%)
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
13,20	15,0	20,0	5,0	10,0	646,0	0,50	3,33
13,40	15,0	20,0	5,0	10,0	656,0	0,50	3,33
13,60	15,0	20,0	5,0	10,0	666,0	0,50	3,33
13,80	10,0	20,0	10,0	20,0	686,0	1,00	10,00
14,00	10,0	20,0	10,0	20,0	706,0	1,00	10,00
14,20	15,0	20,0	5,0	10,0	716,0	0,50	3,33
14,40	15,0	20,0	5,0	10,0	726,0	0,50	3,33
14,60	15,0	20,0	5,0	10,0	736,0	0,50	3,33
14,80	15,0	20,0	5,0	10,0	746,0	0,50	3,33
15,00	15,0	20,0	5,0	10,0	756,0	0,50	3,33
15,20	15,0	25,0	10,0	20,0	776,0	1,00	6,67
15,40	15,0	25,0	10,0	20,0	796,0	1,00	6,67
15,60	15,0	25,0	10,0	20,0	816,0	1,00	6,67
15,80	15,0	25,0	10,0	20,0	836,0	1,00	6,67
16,00	20,0	30,0	10,0	20,0	856,0	1,00	5,00
16,20	25,0	30,0	5,0	10,0	866,0	0,50	2,00
16,40	30,0	40,0	10,0	20,0	886,0	1,00	3,33
16,60	30,0	40,0	10,0	20,0	906,0	1,00	3,33
16,80	35,0	45,0	10,0	20,0	926,0	1,00	2,86
17,00	35,0	50,0	15,0	30,0	956,0	1,50	4,29
17,20	35,0	55,0	20,0	40,0	996,0	2,00	5,71
17,40	40,0	60,0	20,0	40,0	1036,0	2,00	5,00
17,60	50,0	70,0	20,0	40,0	1076,0	2,00	4,00
17,80	80,0	100,0	20,0	40,0	1116,0	2,00	2,50
18,00	100,0	125,0	25,0	50,0	1166,0	2,50	2,50
18,20	125,0	150,0	25,0	50,0	1216,0	2,50	2,00
18,40	135,0	160,0	25,0	50,0	1266,0	2,50	1,85
18,60	145,0	160,0	15,0	30,0	1296,0	1,50	1,03
18,80	165,0	170,0	5,0	10,0	1306,0	0,50	0,30
19,00	170,0	180,0	10,0	20,0	1326,0	1,00	0,59
19,20	180,0	195,0	15,0	30,0	1356,0	1,50	0,83
19,40	185,0	200,0	15,0	30,0	1386,0	1,50	0,81
19,60	200,0	200,0	0,0	0,0	1386,0	0,00	0,00
19,80							
20,00							

Grafik Hasil Uji Sondir



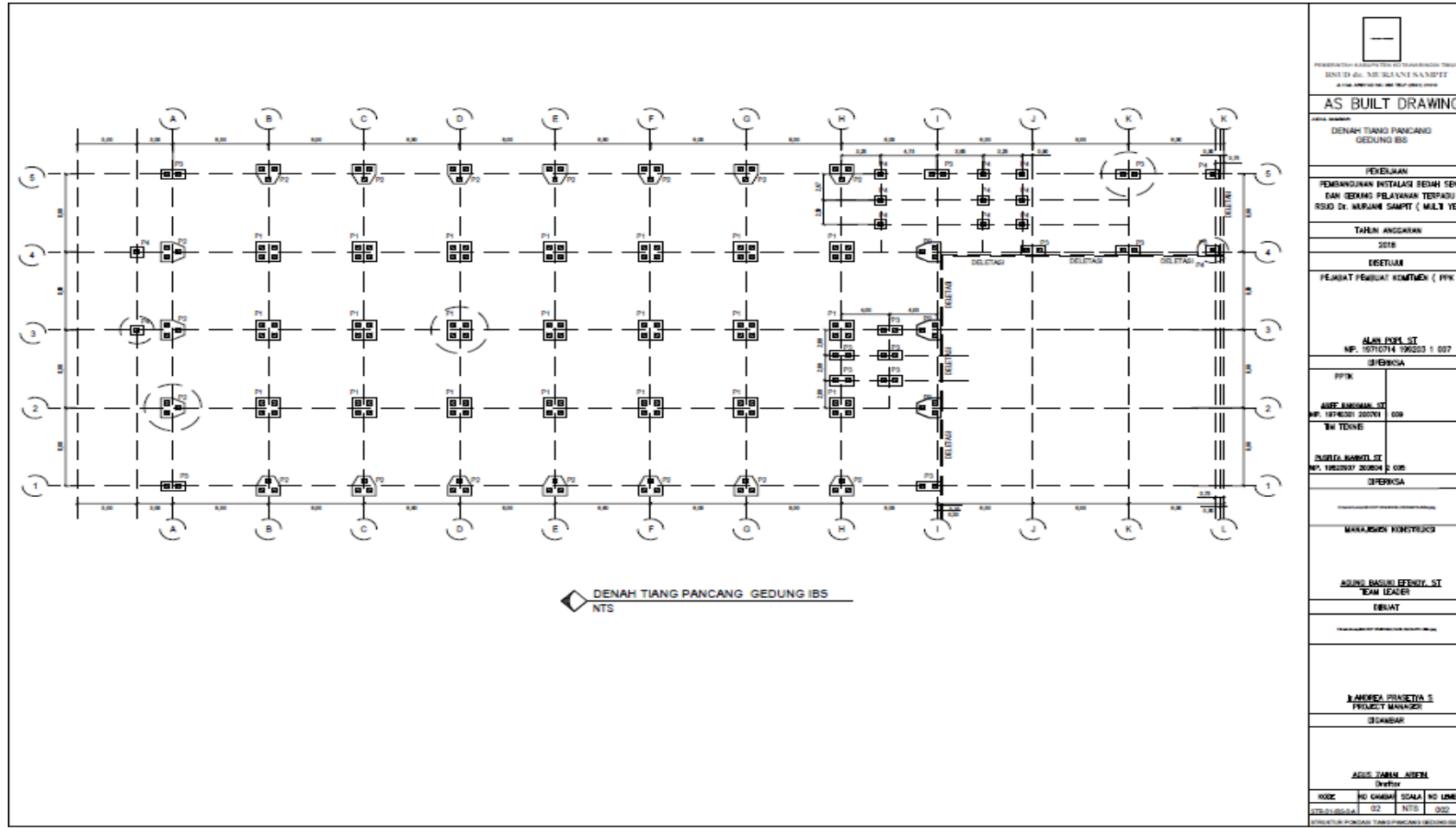
Lampiran 3 Data Hasil Uji Laboratorium

3.3 Rekapitulasi Hasil Pengujian Laboratorium

a. Titik Bor (BH - 01)

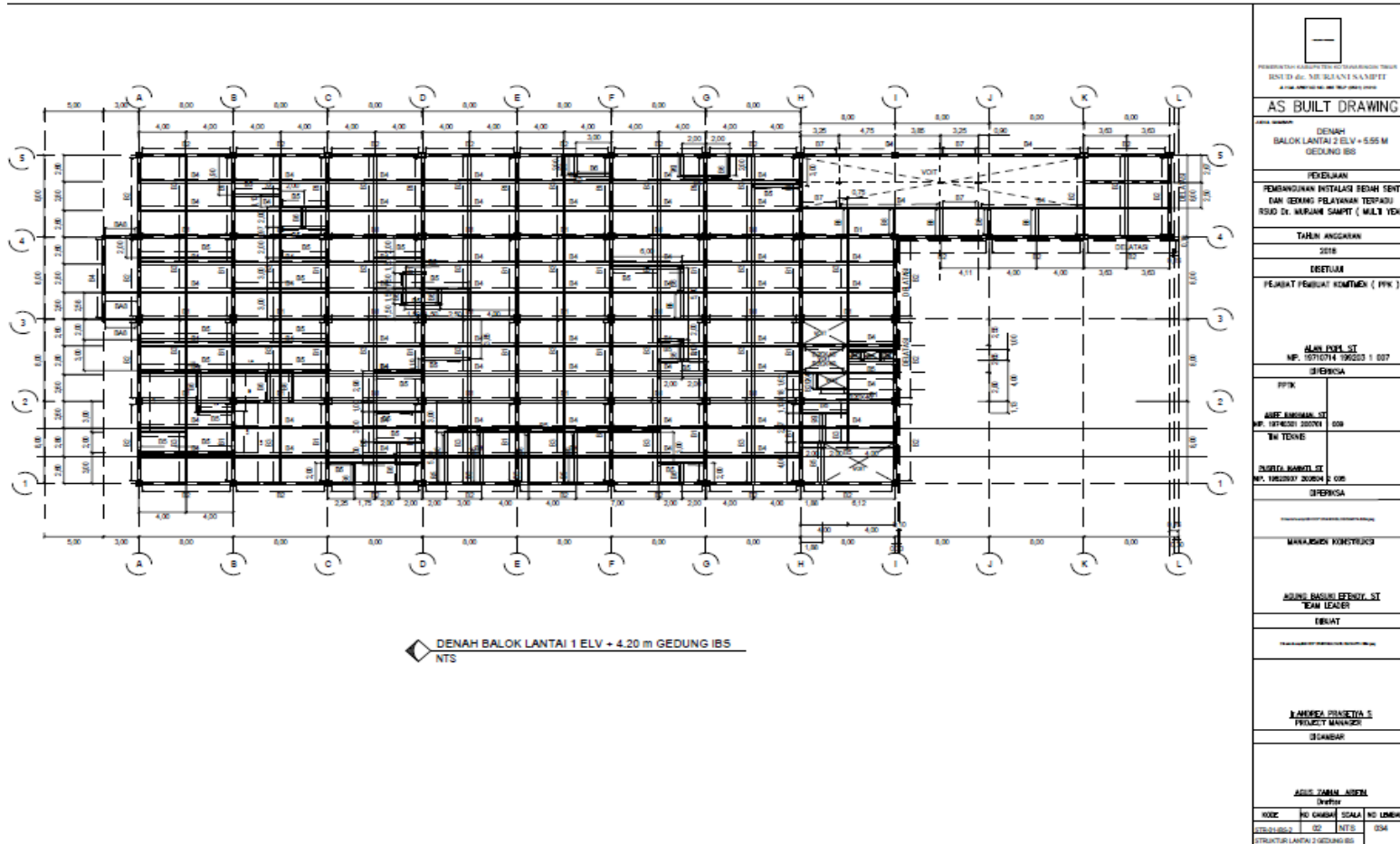
Revisi		: PT. BINA KARYA				
Pekerjaan		: DED Gedung Pel Terpadu & Bedah Sentral RSUD dr. Murjani Sampit				
Lokasi		: Sampit Kab. Kotawaringin Timur Prov. Kalteng				
No. Bor		: BH-01				
		5,0 - 5,5	9,5 - 10,0	14,5 - 15,0	19,5 - 20,0	24,5 - 25,0
JENIS PENGUJIAN						
Berk Volume dan Specific Gravity	Kadar Air (Wc), %	74,83	29,41	24,05	25,92	22,36
	Berat Jenis (Gk)	2,37	2,59	2,58	2,59	2,60
	Berat Volume (yt), g/cc	1,36	1,62	1,60	1,58	1,64
	Berat Volume Kering (yd), g/cc	0,78	1,25	1,20	1,26	1,31
	Angka Poros (e)	2,06	1,07	1,00	1,06	0,94
	Porositas (n)	0,673	0,52	0,50	0,52	0,48
	Derajat Kejeruhan, %	86,26	71,44	62,13	63,07	61,89
Atterberg Limit	Batasi Cair (LL), %	47,79	-	-	-	-
	Batas Plastis (PL), %	29,04	-	-	-	-
	Plastic Index (PI), %	18,75	-	-	-	-
Grain Size Distribution	Gavel, %	-	-	-	-	-
	Coarse (%)	-	-	-	-	5,08
	Medium (%)	-	31,22	33,11	21,97	33,16
	Sand, %	18,54	63,22	60,07	72,03	55,39
	Silt + Clay %	81,46	5,57	6,83	6,01	6,30
Kuat Tekan / Kuat Geser	Tekanan puncak deviator (qu), kg/cm ²	0,18	-	-	-	-
	Kohesi, kg/cm ²	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01
	Sudut geser dalam derajat	13,72	21,71	22,13	23,61	23,23
KONSOLIDASI		Koeffisien Konsolidasi (Cv), cm ² /sec x 10 ⁻⁴				
		-	-	-	-	-
KLASIFIKASI TANAH	UNIFIED & ASTM	ML and OL	SP	SP	SP	SP
	AA SHTO	A-7-6	A-3	A-3	A-3	A-3
	JENIS TANAH	Tanah lempung lunak plastisitas rendah	Pasir gradasi buruk mengandung pasir berkerakil	Pasir gradasi buruk mengandung pasir berkerakil	Pasir gradasi buruk mengandung pasir berkerakil	Pasir gradasi buruk mengandung pasir berkerakil

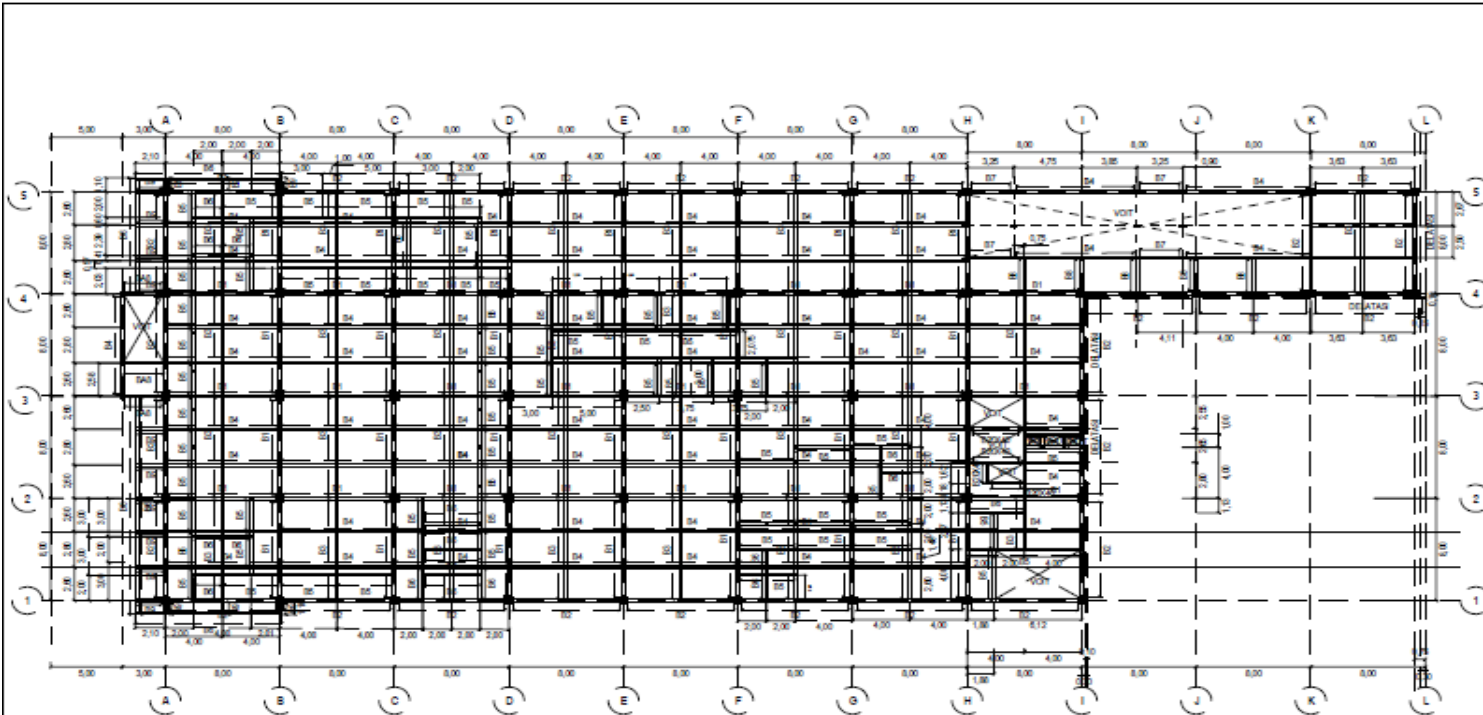
Lampiran 4 Denah Pondasi Tiang Pancang Eksiting



PERUSAHAAN AKREDITASI PT. SANGREKA TRUSMI BENTENG NO. 101 SURABAYA 60132 47146 SURABAYA 60132
AS BUILT DRAWING
DENAH TIANG PANCANG GEDUNG IBS
PEREKAMAN PEMERIKSAAN INSTALASI SEMI SENTI DAN UJI MUNGKIN PELAYANAN TERPADU RSJG DI WILAYAH SAMPTI (MILITARY)
TAHUN ANGGARAN 2018
DESETUJUI PEKASAT PEMBAT KEMENTERIAN (PPK)
ALAM POKER ST NP. 10710714 199003 1 007
SIPERIKSA
PPK
ANIS ANGGARAN ST NP. 1070001 200001 1 008
INI TEKNIK
NURUL HANIF ST NP. 1002007 200004 2 006
SIPERIKSA
MANAJEMEN KEBAYAKARAN
ARIF BAKRI EFFENDY ST TEAM LEADER
DESAIN
MANAJEMEN KEBAYAKARAN
KAMBERA PRINSETYA S PROJECT MANAGER
DESAIN
ASHC FARHAN ADEMI DRAFTIR
NO. NO. GAMBAR SKALA NO. LEMBAR 02 NTS 002
STRUKTUR PONDASI TIANG PANCANG GEDUNG IBS

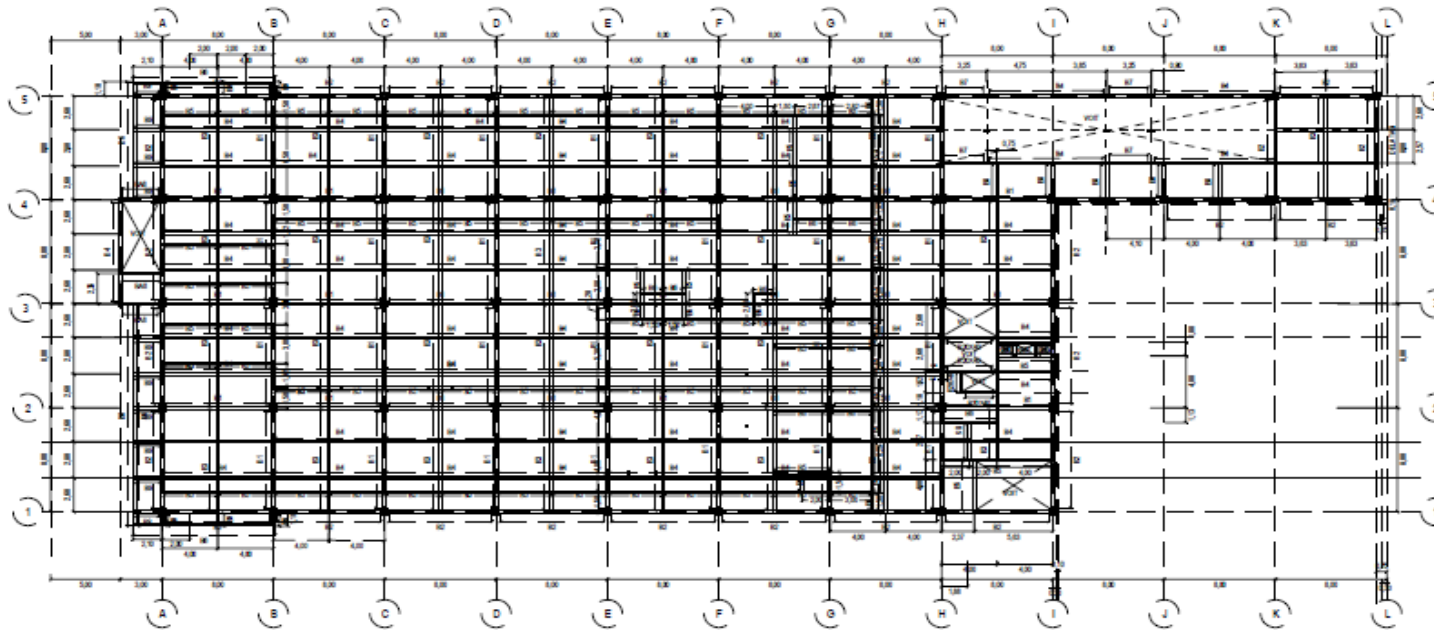
Lampiran 4 Denah Lantai 1 hingga Lantai Atap







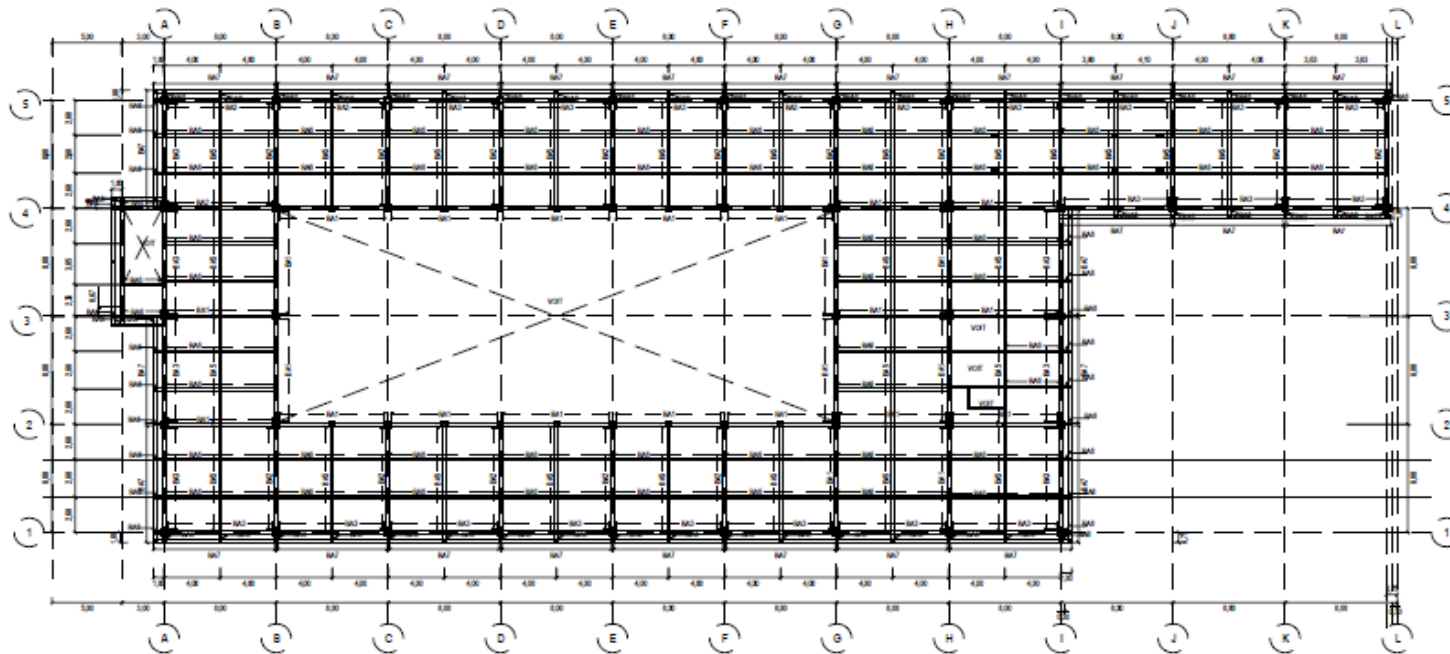
DENAH BALOK LANTAI 2 ELV + 8.4 m GEDUNG IBS
 NTS

<small>PT. MULIA SAMPIT</small> <small>INDONESIA</small>			
AS BUILT DRAWING			
<small>PROJEKSI ARSITEKTUR</small> <small>INDONESIA</small>			
DENAH BALOK LANTAI 2 ELV + 8.4 M GEDUNG IBS			
PEKERJAAN PEMANJANGAN INSTALASI BEHAM SENTI DAN BEKUNG PELAYANAN TERPADU RSUD Dr. MURJANI SAMPTI (MILI YEAR			
TAHUN ANGGARAN 2018			
DESA DESETUJ			
PERBAT PERBAT KONTAK (PPK)			
ALAN KODI ST NP. 19710714 199203 1 007			
DIPERIKSA			
PPK			
AGUS ANGGAM ST NP. 197001 20091 000			
TIM TEKNIK			
ENDRIS RAMDIL ST NP. 197001 20094 0 000			
DIPERIKSA			
MANAJEMEN KONSTRUKSI			
AGUNG BASUKI EFENDI ST TEAM LEADER			
DIRUBAT			
MANAJEMEN KONSTRUKSI			
LAMARCA PRANETIA S PROJECT MANAGER			
DICAMBAR			
AGUS ZAHRI ADEEN Drafting			
KODE STRUKTUR LANTAI 2 GEDUNG IBS	NO CAMBAR 02	SKALA NTS	NO LEMBAR 046




DENAH BALOK LANTAI 3 ELV +12.6 m GEDUNG IB5
 NTS

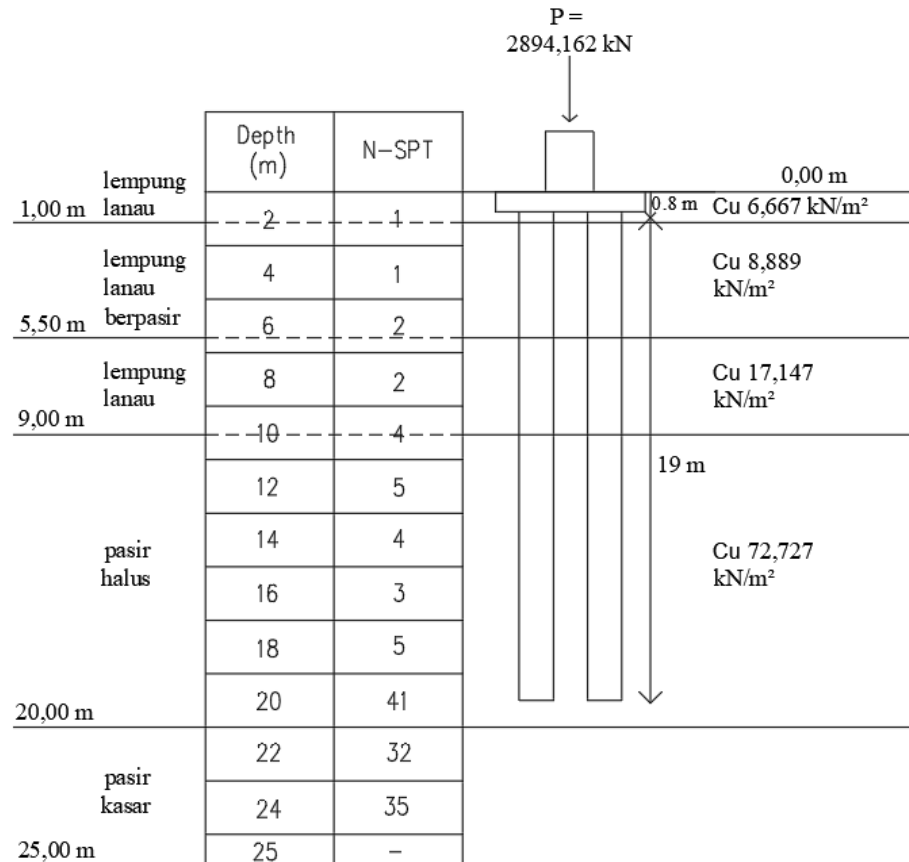
 PERUSAHAAN KONSULTING DAN MANAJEMEN TEKNIK DESAIN & MANAJEMEN SAMPTI <small>Jl. Raya Merdeka No. 100-101-102-103-104-105</small>			
AS BUILT DRAWING			
JENIS GAMBAR : DENAH BALOK LANTAI 4 ELV + 13.95 M GEDUNG IB5			
PEKERJAAN PEMANJANGAN INSTALASI BEAM SENTI DAN GEDUNG PELAYANAN TERPADU RSUD Dr. MURNI SAMPTI (MILITARY)			
TAHUN ANGGARAN 2018			
DESAIN PERHAT PONDOK KONTAK (PPK)			
ALUM LINDI ST NP. 19710714 199203 1 007			
DIPERIKSA			
PPK			
ARIEF ANGGARAN ST NP. 1974001 200204 2 008			
DIKORREKSI			
MURNI SAMPTI ST NP. 1982007 200804 2 008			
DIPERIKSA			
MANAJER KONSULTING			
KANG HANGLI EFFENDY ST TEAM LEADER			
DESAIN			
MANAJER KONSULTING			
ANDRITA PRANANTYA S PROJECT MANAGER			
DESAIN			
AGUS YANAH ADEFI DESAIN			
KODE STRUKTUR LANTAI 4 GEDUNG IB5	NO. GAMBAR 02	SKALA NTS	NO. LEMBAR 050



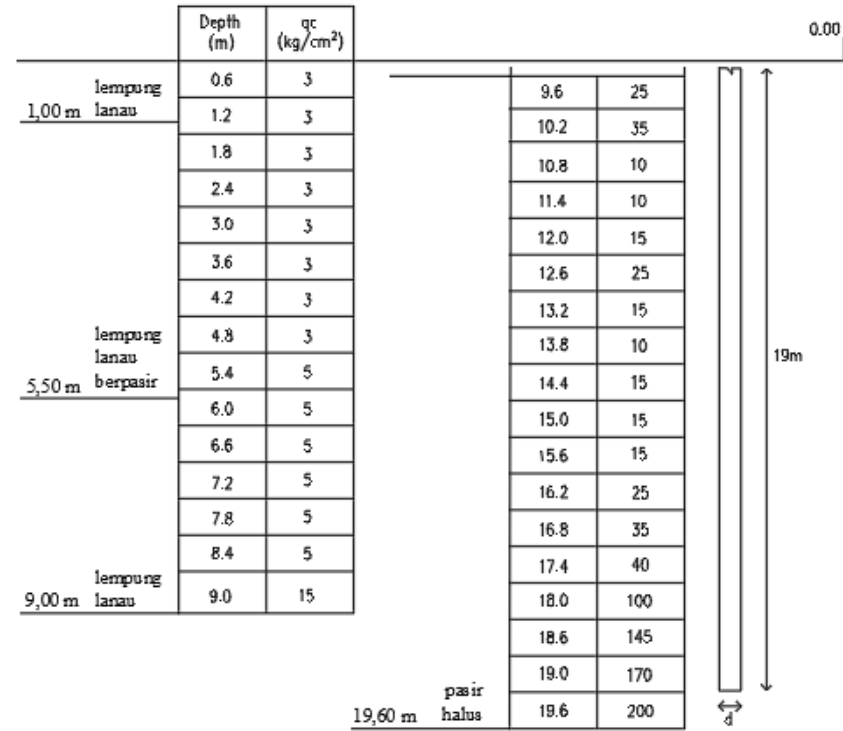
DENAH BALOK LANTAI ATAP GEDUNG IBS ELV + 17.1 m
 NTS

PT. SIBU BILANGAN KARYA <small>JALAN KEMUNINGAN NO. 100 KEMUNINGAN, SURABAYA T. 60111, P. 031-82500000</small>			
AS BUILT DRAWING			
DENAH BALOK LANTAI ATAP ELV + 17.07 M DAN ELV + 16.45 M GEDUNG IBS			
PEREKAMAN PEMANJANGAN INSTALASI BEBAN SENTU DAN GEMING PELAYANAN TERPADU RSUD Dr. MURJANI SAMPTI (MILITARY)			
TAHUN ANGGARAN 2018			
DEKREK PEJABAT PEKERJA KEMENTERIAN (PPK)			
ALAN FIKRI ST NP. 19710714 199203 1 007 (PEKERJA)			
PPK ANEKA MANUFAKTUR ST NP. 19740201 200701 009 (TAHAP)			
ALYDIA MARCEL ST NP. 19820707 200804 2 008 (PEKERJA)			
MANAJEMEN KONSTRUKSI			
AGUNG BASUKI EFFENDY ST (TAHAP)			
DEKREK			
I AMOREA PRASETYA S PROJECT MANAGER (DANABAR)			
AGUS ZAMANI ARDIAN (Draf)			
KODE 01/01/004	NO GAMBAR 02	SKALA NTS	NO LEMBAR 007
STRUKTUR LANTAI ATAP GEDUNG IBS			

Lampiran 5 Sketsa Nilai SPT Beserta Lapisan Tanah



Lampiran 6 Sketsa Nilai qc Beserta Lapisan Tanah



Lampiran 7 Sketsa Nilai fs Beserta Lapisan Tanah

