TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DESAIN FONDASI TIANG BOR DAN TIANG PANCANG PADA GEDUNG ESDM SAMARINDA KALIMANTAN TIMUR (*COMPARATIVE ANALYSIS OF BORED PILE AND DRIVEN PILE FOUNDATION DESIGNS FOR THE ESDM BUILDING IN SAMARINDA, EAST KALIMANTAN*)

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

YANDI ARI YUDHA ADNAN
20511164

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL - PROGRAM SARJANA
FAKULTAS TEKNIK DESAIN DAN INOVASI
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA

2026

TUGAS AKHIR

ANALISIS PERBANDINGAN DESAIN FONDASI TIANG BOR DAN TIANG PANCANG PADA GEDUNG ESDM SAMARINDA KALIMANTAN TIMUR (*COMPARATIVE ANALYSIS OF BORED PILE AND DRIVEN PILE FOUNDATION DESIGNS FOR THE ESDM BUILDING IN SAMARINDA, EAST KALIMANTAN*)

Disusun oleh:

Yandi Ari Yudha Adnan
20511164

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

Diuji pada tanggal 27 juli 2026
Oleh dewan penguji

Dosen Pembimbing :
Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng.
Nik: 215111305
Tanggal : 1 September 2026

Penguji I:
Ir. Muhammad Irfan Marasabessy, S.T., M.T.
Nik: 245110502
Tanggal : 1 September 2026

Penguji II:
Melinda Dwi Rahmawati, S.T., M.Eng.
Nik: 245111202
Tanggal : 1 September 2026

Mengesahkan
Ketua Program Studi Teknik Sipil

Dr. Eng. Ir. Kaizul Chasanah, S.T., M.Sc.
NIK: 145110101

PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI

Saya menyatakan dengan sesungguhnya bahwa laporan Tugas Akhir saya susun untuk memenuhi salah satu persyaratan untuk penyelesaian program Studi Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia merupakan hasil karya saya sendiri. Adapun bagian-bagian tertentu dalam penulisan Tugas Akhir yang saya kutip dari hasil karya orang lain yang sudah saya tuliskan dalam sumbernya secara jelas dan sesuai dengan norma, kaidah dan penulisan karya ilmiah. Apabila dikemudian hari ditemukan seluruh atau sebagian Tugas Akhir ini bukan hasil karya saya sendiri atau adanya plagiasi dalam bagian tertentu, saya bersedia menerima sanksi, termasuk pencabutan gelar akademik yang saya sandang sesuai dengan undang-undang yang berlaku.

Yogyakarta, 27 Juli 2026

Yang membuat pernyataan



Yandi Ari Yudha Adnan

(20511164)

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Wr.Wb

Alhamdulillahirabbil'alamiin, puji syukur penulis kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat, taufik serta hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini d. Shalawat serta salam selalu terlimpah curahkan kepada nabi Muhammad SAW, keluarga, sahabat serta pengikut beliau hingga *yaumul akhir.*

Dalam penyusunan Tugas Akhir ini banyak hambatan yang dihadapi penulis, namun berkat saran, kritik, dorongan moral dan materil dari berbagai pihak, Alhamdulillah Tugas Akhir ini dapat diselesaikan. Berkaitan dengan ini, penulis ingin mengucapkan terimakasih yang sedalam - dalamnya kepada.

1. Ibu Anisa Nur Amalina, S.T., M.Eng selaku dosen pembimbing I
2. Dr. Eng. Ir. Faizul Chasanah, S.T., M.Sc. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
3. Keluarga yang telah memberikan dukungan, motivasi, biaya dan doa.
4. Teman-teman satu penelitian dalam menyelesaikan Tugas Akhir.

Saya memohon maaf apabila terdapat kesalahan penulisan dan sebagaimana. Saya berharap Laporan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi penulis maupun orang lain.

Yogyakarta, 27 Juli 2026



Yandi Ari Yudha Adnan

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL **i**
HALAMAN PENGESAHAN **ii**
PERNYATAAN BEBAS PLAGIASI **iii**
KATA PENGANTAR **iv**
DAFTAR ISI **v**
DAFTAR TABEL **viii**
DAFTAR GAMBAR **ix**
DAFTAR LAMPIRAN **xi**
DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN **xii**
ABSTRAK **xiv**
ABSTRACT **xv**
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 3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA **4**
2.1 Umum 4
2.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor 4
2.3 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang 7
2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu 10
BAB III LANDASAN TEORI **14**
3.1 Tanah 14
3.1.1 Klasifikasi Jenis Tanah 14
3.1.2 Batas- batas Atterberg 16
3.1.3 Penyelidikan Tanah Dengan SPT 19
3.2 Fondasi Tiang 19
3.2.1 Fondasi Tiang Pancang 19
3.2.2 Fondasi Tiang Bor (*bored pile*) 20

3.3 Kapasitas Fondasi Tiang Tunggal 20
3.3.1 Kapasitas Daya Dukung Ujung Tiang 22
3.3.2 Kapasitas Daya Dukung Selimut 23
3.3.3 Kapasitas Dukung Izin 24
3.4 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok 25
3.4.1 Jumlah Tiang (n) 25
3.4.2 Jarak Tiang (s) 26
3.4.3 Efesiensi Kelompok Tiang 27
3.4.4 Kapasitas Izin Kelompok Tiang 27
3.4.5 Analisis Distribusi Beban 29
3.5 Penurunan Fondasi Tiang 30
3.5.1 Penurunan Tiang Tunggal 30
3.5.2 Penurunan Tiang Kelompok 34
3.5.3 Penurunan yang Diijinkan 36
3.6 Pembebanan Struktur 36
3.6.1 Beban Mati 36
3.6.2 Beban Hidup 36
3.6.3 Beban Gempa 37
3.7 Analisis Program Struktur (SAP2000) 44
3.8 Analisa *software Plaxis* 45
BAB IV METODE PENELITAN 46
4.1 Metode Penelitian 46
4.2 Pengumpulan Data 46
4.3 Analisis Fondasi Tiang Bor 46
4.4 Bagan Aliran Penelitian 47
BAB V ANALISIS DAN PEMBAHASAN 51
5.1 Data Gedung ESDM Samarinda 51
5.1.1 Data Umum Proyek 52
5.1.2 Mutu Bahan Dan Material 52
5.1.3 Denah Konstruksi 52
5.2 Pembebanan Struktur 53

5.2.1 Peraturan Pembebanan 53
5.2.2 Beban Hidup 53
5.2.3 Beban Mati 53
5.2.4 Beban Gempa 54
5.2.5 Hasil Program SAP 2000 57
5.3 Data Karakteristik Tanah 58
5.4 Fondasi Tiang Bor 58
5.4.1 Kapasitas Tiang Bor Tunggal 58
5.4.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang 64
5.4.3 Distribusi Beban Ke Tiap Kelompok 67
5.4.4 Penurunan Fondasi Tiang Bor 69
5.4 Pembahasan 73
5.4.1 Hasil Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal 73
5.4.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok 74
5.4.3 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Bor 75
5.4.4 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan PLAXIS 2D 76
5.4.5 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan PLAXIS 2D 77
BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN **78**
6.1 Kesimpulan 78
6.2 Saran 79
DAFTAR PUSTAKA **80**
LAMPIRAN **83**

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Perbandingan Penelitian Terdahulu	11
Tabel 3.1	Sistem klasifikasi Tanah USCS	15
Tabel 3.2	Nilai Indeks Plastis Dan Macam Tanah	18
Tabel 3.3	Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowles, 1977)	33
Tabel 3.4	Nilai Indeks Kompresi (Cc)	35
Tabel 3.5	Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non-Gedung Untuk Beban Gempa	37
Tabel 3.6	Faktor Keutamaan Gempa	39
Tabel 3.7	Klasifikasi Situs	40
Tabel 3.8	Koefisien Fa	41
Tabel 3.9	Koefisien Situs Fv	41
Tabel 3.10	Kategori Desain Seismik berdsarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek ($\boldsymbol{SDS}$)	42
Tabel 3.11	Klasifikasi Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik ($\boldsymbol{SD1}$)	42
Tabel 3.12	Nilai Parameter Pendekatan Ct dan x	43
Tabel 3.13	Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung	44
Tabel 5.1	Analisis Beban Mati Pada Lantai	54
Tabel 5.2	Respon Spektrum Periode Pendek	56
Tabel 5.3	Parameter Percepatan Spektrum Desain	56
Tabel 5.4	Faktor Koreksi Kerentanan	56
Tabel 5.5	Rangkuman Hasli Uji SPT	58
Tabel 5.6	Rekapitulasi Daya Dukung Tiang dan Jumlah Tiang	64
Tabel 5.7	Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Blok Tiang Kelompok	66
Tabel 5 8	Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Elastik Tiang Tunggal	70
Tabel 5.9	Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok	75

DAFTAR GAMBAR

Gambar 3.1	Batas-batas Atterberg	17
Gambar 3.2	Tahapan Pengujian Standard Penetration Test (SPT)	19
Gambar 3.3	Tiang yang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban	21
Gambar 3.4	Faktor Adhesi Metode Tomlinson	22
Gambar 3.5	Hubungan Faktor Adhesi Dan Kohesi	24
Gambar 3.6	fa Tiang	26
Gambar 3.7	kelompok tiang dalam tanah lempung yang bekerja sebagai blok	29
Gambar 3.8	Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang	29
Gambar 3.9	(a) Faktor Penurunan Io Poulus dan Davis; (b) Koreksi	31
Gambar 3.10	(a) Koreksi Kedalaman Rh; Koreksi Angka Poisson, Rμ	32
Gambar 3.11	Koreksi Kekakuan lapisan Pendukung, R_b	32
Gambar 3.12	Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran 2:1	34
Gambar 3.13	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik (Ss)	39
Gambar 3.14	Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 1 Detik (Ss)	40
Gambar 3.15	Spektrum Respon Desain	42
Gambar 4.1	Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir	48
Gambar 4.2	Bagan Alir Analisis Pembebanan Struktur dengan Software SAP2000	49
Gambar 4.3	Bagan Alir Analisis Penurunan Dengan Software PLAXIS 2	50
Gambar 5.1	Lokasi Gedung ESDM Samarinda	51
Gambar 5.2	Denah Gedung	52
Gambar 5.3	Hasil Respon Spektrum Site Class SE	56
Gambar 5.4	Permodelan SAP2000 Dalam 3 Dimensi	57
Gambar 5.5	Permodelan Beban Pada Fondasi Tiang Bor	59
Gambar 5.6	Susunan Tiang Bor Pada Pilecap Dalam Satuan Meter	66
Gambar 5.7	Permodelan Fondasi Tiang Bor Kelompok	66
Gambar 5.8	Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang	71

Gambar 5.9	Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal	74
Gambar 5.10	Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	75
Gambar 5.11	Output PLAXIS 2D Tanpa Beban	76
Gambar 5.12	Output PLAXIS 2D Dengan Beban	76
Gambar 5.13	Output PLAXIS 2D Tanpa Beban	77
Gambar 5.14	Output PLAXIS 2D Dengan Beban	77

DAFTAR LAMPIRAN

Gambar Lampiran 1	84
Gambar Lampiran 2	85
Gambar Lampiran 3	86

DAFTAR NOTASI DAN SINGKATAN

ϕ = sudut geser tanah (^{O})
ϕ‘ = sudut gesek dalam tanah asli di lapangan (^{O})
A_p = luas penampang ujung tiang (m^2)
A_s = luas selimut tiang (m^2)
B_g = lebar kelompok tiang (m)
c = kohesi tanah (kN/m^2)
C_s = koefisien respon seismik
D = beban mati (kN/m^2)
D = diameter tiang (m)
E_g = efisiensi kelompok tiang
E_p = modulus elastis tiang (kN/m^2)
F_a = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek
Fi = nilai gaya geser horizontal yang terjadi pada tingkat ke-i
F_v = faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik
h_n = ketinggian struktur (m)
Hi = tinggi lantai ke-i (m)
I_e = faktor keutamaan gempa
JHL = jumlah hambatan lekat (kg/cm)
K = eksponen yang terkait dengan periode struktur
L = beban hidup (kN/m^2)
L = panjang tiang (m)
m = jumlah tiang dalam 1 kolom
n = jumlah tiang
n = jumlah tiang dalam 1 baris
N_c, N_q, $N\gamma$ = faktor daya dukung *Meyerhoff*
p = keliling tiang (m)
p = beban yang bekerja (kN)
Q_p = kapasitas dukung ujung tiang (kN)
Q_{ult} = kapasitas dukung *ultimate* tiang (kN)
Q_{all} = kapasitas dukung ijin tiang (kN)
q_p = tahanan ujung tiang per satuan luas (kN/m^2)
q = tekanan vertikal efektif tanah pada ujung bawah tiang (kN/m^2)
Q_s = kapasitas dukung selimut tiang (kN)
q_s = tahanan gesek tiang per satuan luas (kN/m^2)
q_c = tahanan ujung sondir (kg/cm^2)

q_{c1} = rata-rata nilai konus sepanjang 8D keatas dari ujung tiang (kg/cm^2)
q_{c2} = rata-rata nilai konus sepanjang 4D kebawah dari ujung tiang (kg/cm^2)
Q_g = beban maksimum kelompok tiang (kN)
R_{SX} = beban gempa dinamik arah x
R_{SY} = beban gempa dinamik arah y
s = jarak pusat ke pusat tiang (m)
S = penurunan tiang tunggal (m)
S_{DS} = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode pendek
S_{D1} = parameter percepatan spektrum respon desain pada periode 1 detik
SF = *safety factor*
S_g = penurunan tiang kelompok (m)
S_{izin} = penurunan izin (m)
S_{MS} = parameter respon spektral percepatan pada periode pendek
S_{M1} = parameter respon spektral percepatan pada periode 1 detik
S_s = parameter percepatan gempa terpetakan pada periode pendek
S_1 = parameter percepatan gempa terpetakan pada periode 1 detik
T = periode getar struktur (detik)
T_a = periode fundamental pendekatan (detik)
T_c = periode *computed* (detik)
V = gaya geser dasar seismik (kN)
W = berat seismik efektif (kN)
W_i = berat lantai ke-i (kN)
W_p = berat tiang (kN)

ABSTRAK

Fondasi memiliki peran yang sangat krusial dalam menyalurkan beban dari atas ke struktur bawah. Pembangunan Gedung ESDM (Energi dan Sumber Daya Mineral) menggunakan jenis fondasi tiang pancang diameter 0,5 m dengan kedalaman 30 m pada tanah lempung. Redesain fondasi tiang pancang ke tiang bor bertujuan untuk menganalisis pengaruh variasi diameter terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang bor.

Fondasi tiang bor direncanakan untuk dianalisa menggunakan 2 macam diameter yaitu 0,5 m dengan kedalaman 30 m dan fondasi tiang pancang alternatif 0,4 m dengan kedalaman yang sama dengan fondasi *existing*. Data yang digunakan adalah *Standart Penetration Test* (SPT) dan *Detail engineering Design* (DED). Aplikasi struktur yang digunakan dalam analisis yaitu SAP2000 serta data beban gempa yang terdapat pada wilayah kota Samarinda dan aplikasi penurunan menggunakan PLAXIS 2D dan menganalisis secara manual menggunakan metode Tomlinson dan Skempton

Hasil analisis yang yang telah dilakukan terhadap fondasi tiang bor dengan diameter 0,5 diperoleh kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) menggunakan metode Skempton yaitu 4328,909 kN dan untuk fondasi tiang pancang alternatif dengan diameter 0,4 m diperoleh (Q_g) menggunakan metode Tomlinson 4460, 549 kN. Adapun analisis penurunan total untuk tiang kelompok (S_g) yang terjadi pada tiang bor dengan variasi diameter 0,5 m dengan cara melakukan perhitungan manual menghasilkan nilai sebesar 0,02637 m, dan dari hasil penurunan total menggunakan aplikasi PLAXIS 2D tanpa beban 0,01699 m dan dengan beban 0,380 m. Seluruhnya masih dalam batas penurunan yang diiznkan.

Kata kunci: Fondasi tiang pancang, fondasi tiang bor, kapasitas dukung fondasi, penurunan fondasi

ABSTRACT

Foundations play a crucial role in transferring loads from the superstructure to the substructure. The construction of the ESDM (Energy and Mineral Resources) Building utilized driven piles with a 0.5 m diameter and a depth of 30 m in clay soil. This study involves redesigning the foundation from driven piles to bored piles to analyze the effect of diameter variations on the bearing capacity and settlement of the bored piles.

The bored pile foundation was analyzed using a 0.5 m diameter and a depth of 30 m, while an alternative driven pile design used a 0.4 m diameter at the same depth as the existing foundation. The data utilized included Standard Penetration Test (SPT) results and Detailed Engineering Design (DED) specifications. Structural analysis was performed using SAP2000, incorporating seismic load data for Samarinda City, while settlement analysis was conducted using PLAXIS 2D software alongside manual calculations based on the Tomlinson and Skempton methods.

The analysis of the 0.5 m diameter bored pile group yielded a bearing capacity (Qg) of 4,328.909 kN using the Skempton method, whereas the alternative 0.4 m diameter driven pile group yielded a (Qg) of 4,460.549 kN using the Tomlinson method. Manual calculations for the total settlement (Sg) of the 0.5 m diameter bored pile group resulted in a value of 0.02637 m; meanwhile, PLAXIS 2D analysis yielded total settlement values of 0.01699 m (unloaded) and 0.380 m (loaded). All values remained within permissible settlement limits.

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

BAB I
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Salah satu indikator kemajuan dari suatu wilayah dapat diukur berdasarkan Pembangunan infrastruktur pada wilayah tersebut. Samarinda sebagai ibu kota Provinsi Kalimantan Timur terus mengalami perkembangan yang pesat (Portal Borneo, 2025). Berbagai proyek konstruksi seperti gedung-gedung bertingkat didorong oleh pertumbuhan ekonomi dan populasi yang ada.

Peranan krusial sebagai elemen struktur yang berfungsi menyalurkan beban dari seluruh bagian atas struktur ke lapisan tanah, hal ini menjadikan fondasi sebegai komponen penting dalam setiap proyek konstruktsi. Fondasi menentukan keberhasilan dan keamanan suatu konstruksi dalam menahan beban tanpa mengalami penurunan yang berlebihan atau keruntuhan.

Parameter geoteknik fundamental yang menyatakan kemampuan tanah untuk menopang beban yang diberikan oleh fondasi adalah daya dukung tanah. Perancangan sebuah fondasi yang aman, efisien, dan ekonomis sangat ditentukan oleh daya dukung tanah yang akurat. Penurunan struktur yang tidak merata, retaknya elemen bangunan, dan kegagalan struktur yang diakibatkan oleh kesalahan dalam estimasi daya dukung tanah dan akan menimbulkan kerugian material dan risiko keselamatan (Das, 2007)

Kondisi karakteristik tanah pada Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur didominasi oleh tanah lempung. Tanah lempung merupakan salah satu jenis tanah yang bersifat kohesif, plastis dan memiliki daya dukung yang rendah. Kapasitas dukung tanah dapat dipengaruhi oleh butiran dan sifat tanah tersebut. Tanah lempung termasuk golongan berbutir halus dan berplastis rendah hingga sedang, hal ini dikarenakan tanah lempung mengandung jenis material tertentu dan mempunyai luas permukaan penyerapan air yang besar. Kota Samarinda terbagi menjadi dua wilayah yang terbelah oleh sungai mahakam.

Kota Samarinda sebagian besar memiliki kontur tanah yang berbutir dan bergelombang dengan jenis tanah lempung, serta terletak diatas ketinggian antara 0-200m diatas permukaan laut. Kondisi tanah seperi ini sangat berpengaruh pada proses pembangunan penunjang kehidupan masyarakat yang tentunya berada di Wilayah Samarinda Kalimantan Timur (Gracella dkk, 2021)

Gedung ESDM yang direncanakan akan dibangun di Samarinda memerlukan desain fondasi yang sesuai dengan kondisi tanah agar memastikan stabilitas dan keamanan Gedung tersebut, sehingga harus dilakukan analisis mendalam terhadap daya dukung tanah pada lokasi. Pengumpulan data penyelidikan tanah interpretasi hasil pengujian, serta perhitungan daya dukung ultimit dan daya dukung izin merupakan bagian dari analisis yang dilakukan.

Berdasarkan hal tersebut, penelitian ini berfokus pada perhitungan fondasi di Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur. Perhitungan mengenai dua jenis fondasi dilakukan untuk mengetahui kinerja dari fondasi pancang dan bor, dimana mencakup perhitungan kapasitas tiang dan penurunan dari design fondasi yang direncanakan.

1.2 Rumusan Masalah

Berdasarkan latar belakang di atas, maka didapatkan rumusan masalah sebagai berikut.

1. Bagaimana kondisi tanah di Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur berdasarkan data SPT?
2. Berapa kapasitas dukung tiang pancang dan penurunan tiang pancang dengan dimensi eksisting?
3. Berapa kapasitas dukung tiang bor dan penurunan tiang bor sebagai alternatif design?
4. Berapa kapasitas dukung tiang dan penurunan dengan PLAXIS 2D?

1.3 Tujuan Penelitian

Berdasarkan rumusan masalah di atas maka didapatkan tujuan penelitian sebagai berikut:

1. Melakukan identfikasi kondisi tanah berdasarkan data SPT yang tersedia.
2. Mendapatkan nilai kapasitas daya dukung tiang dan penurunan pada fondasi

tiang pancang (eksisting).

3. Mendapatkan nilai kapasitas daya dukung tiang bor dan mengevaluasi penurunan sebagai alternatif design.
4. Menghitung kapasitas daya dukung tiang dan penurunan menggunakan PLAXIS 2D.

1.4 Batasan Penelitian

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

1. Penelitian ini terbatas pada Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur. Analisis hanya menggunakan data eksisting dari Lokasi tersebut.
2. Parameter tanah yang dianalisis hanya yang tersedia dari laporan penyelidikan. Properti tanah yang memerlukan uji laboratorium spesifik tidak diuji ulang.
3. Evaluasi fondasi terbatas pada jenis yang sudah direncanakan.
4. Perencanaan bangunan tahan gempa sesuai dengan SNI 1726-2019 tentang Tata Cara perencanaan ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung.
5. Beban gempa yang digunakan sesuai dengan Wilayah Kota Samarinda.

1.5 Manfaat Penelitian

Penelitian ini diharapkan dapat memberikan kontribusi yang signifikan dalam pemahaman daya dukung tanah untuk perencanaan pondasi yang aman. Hasil studi ini akan menjadi refrensi praktis bagi insinyur sipil dalam merancang fondasi di berbagai proyek konstruksi. Selain itu, penelitian ini juga akan memperkaya literatur keilmuan di bidang geoteknik dan menjadi acuan bagi penelitian selanjutnya. Secara umum, studi ini diharapkan dapat meningkatkan standar praktik rekayasa geoteknik

BAB II
TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tanah mempunyai peranan yang sangat penting dalam pekerjaan konstruksi salah satunya adalah sebagai fondasi pendukung bangunan, maka dari itu perlu diketahui karakteristik lapisan-lapisan tanah dalam pelaksanaan konstruksi. Penyelidika kondisi lapisan tanah dilapangan merupakan prasyarat bagi perencanaan elemen dibawah tanah, selain itu informasi yang memadai diperlukan juga untuk pengkajian nilai ekonomi dari proyek yang disampaikan (Kent, 1981)

2.2 Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor

Hudoyo (2017), telah melakukan penilitian pada proyek Apartemen Vivo Yogyakarta yang ditujukan sebagai tempat tinggal bagi para mahasiswa yang memutuskan untuk belajar di Yogyakarta yang berada di Kawasan seturan. Dalam penelitian ini maka dilakukan perhitungan pada kapasitas daya dukung tiang dan penurunan terhadap tiang bor. Metode yang digunakan ini bertujuan untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang yaitu dengan metode berdasarkan data yang ada di lapangan yang menggunakan data SPT, dan metode yang akan digunakan untuk menghitung penurunan pondasi adalah metode Vesic. Dari hasil perhitungan tersebut maka didapatkan besar kapasitas tiang bor pada diameter 0,6 m yaitu 204,8 ton, nilai tersebut lebih besar dari beban yang harus ditumpu sebesar 173,77 ton sehingga dapat dinilai aman, dan besar penurunan kelompok tiang adalah sebesar 0.026 m. Pada tiang bor diameter 1 m didapatkan dari kapasitas daya dukung adalah sebesar 652,3 ton, nilai ini terdapat lebih besar dari beban yang harus ditumpu yaitu 241,32 ton sehingga dapat dinilai dengan aman, dan besar penurunan kelompok tiang adalah sebesar 0,172 m.

Tamimi (2020) melakukan peneltian terhadap perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Fondasi Bored Pile yang bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung fondasi dengan variasi dimensi. Pada penelitian ini menggunakan Metode Reese & Wright dan Metode Skempton serta menggunakan aplikasi

ETABS. Berdasarkan hasil dari perhitungan dengan variasi diameter tiang 0,6 m, dan 0,8 m. hasil kapasitas dukung dengan metode *Reese and Wright* untuk masing-masing dimensi sebesar 1.211,81 kN. 1.489,37 kN. Dan 1.482 kN. Metode Skempton masing- masing sebesar 1.004,7 kN, 1.229,87 kN, dan 1.482,45 kN.

Yelvi (2023) telah melakukan penelitan pada proyek pembangunan jalan akses tol Bengkulu-Taba Penanjung untuk menelusuri daya dukung fondasi maka diperlukan data tanah N-SPT untuk kebutuhan analisa. Berdasarkan dari hasil analisa daya dukung diperoleh nilai 382 ton dengan metode Reese & Wright, 349 ton menggunakan metode Skempton pada kedalaman 14 m. Dengan 7 konfigursi tiang x 2 diperoleh nilai efesiensi rata-rata sebesar 85% dengan nilai efesiensi ini daya dukung tiang kelompok sebesar 2.392,21 ton. Besarnya peneyelesaian yang terjadi pada tiang pancang tunggal adalah 13,72 mm menggunakan metode Vesic (1997). Penurunan ini aman yang dimana penyelesaisan batasannya adalah 65 mm menurut Skempton dan Mc Donald, karena tanah yang dominan adalah tanah liat maka penurunan konsolidasi primer yang terjadi adalah sebesar 5 mm. Maka fondasi tiang bor dengan panjang 14 m dan total 14 tiang dengan konfigurasi 7x2 tiang dapat dikatakan layak dan dapat menahan beban aksial yang disalurkan ke fondasi tiang bor.

Fadli (2021) telah melakukan penelitian terhadap pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral dan penurunan yang bertujuan untuk menganalisis kapasitas fondasi *bored pile* untuk menahan daya dukung aksial dan juga lateral serta menghitung besarnya nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada fondasi tiang bor. Peneltian tersebut menggunakan Metode Reese & O'neil, Meyerhorf, Broms, Reese & Matlock dan menggunakan aplikasi ETABS. Berdasarkan dari hasil perhitungan menggunakan variasi dimensi 0,6 m, 0,8m, dan 1 m untuk kapasitas dukung aksial dapat diperoleh dari masing-masing nilai sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN. Metode Meyerhorff berdasarkan hasil dari data SPT diperoleh nilai masing-masing sebesar 10.333,4 kN, 12.624,8 kN, 13.77,9 kN. Metode Meyerhorff berdasarkan data laboratorium sebesar, 11.836,96 kN, 13.117,16 kN, 14.904,27 kN lebih besar dibandingkan dari P=9.353,43 kN, maka fondasi aman digunakan untuk kapasitas

dukung lateral Metode Broms lalu diperoleh nilai masing-masing sebesar 293,793 kN, 465,527 kN, 665,275 kN, Metode Reese & Matlock diperoleh nilai masing-masing sebesar 290,6684 kN, 460,574 kN, 658,1968 kN, nilai kapasitas lateral sudah memenuhi syarat dengan defleksi izin kisaran 6 mm-18 mm

Hidayat (2018) untuk mengetahui perbandingan kapasitas dukung ultimit hail desain eksisting dengan alternatif desain fondasi *bored pile* pada kedalaman 18 m. Metode statis yang menggunakan perhitungan analisa struktur serta pembebanan dengan menggunakan SAP 2000. Variasi yang digunakan 0,6 m, 0,7 m, 0,8 m pada kedalaman 12,6 m dengan kondisi 11,6 m dan qc sebesar 90 kg/cm². Dari ketiga variasi yang digunakan maka diambil nilai yang paling besar, yaitu 12157,9 kN dengan diameter 0,8 m dan jumlah tiang 1 buah yang memilik beban besar berada pada *frame* 333 yaitu sebesar 2881,653 kN dan penuruan fondasi sebesar 3043,868 kN, dengan jumlah tiang sebanyak 3 yang terletak pada kedalaman 1 m. Penurunan yang terjadi sebesar 1,75 mm. kemampuan yang dimiliki dari material tiang menentukan kapasitas dukung fondasi tiang untuk menopang beban struktutural. Berdasarakan dari hasil analisis yang diperoleh nilai tegangan ijin dengan mutu K-300 sebesar 249 kg/cm² lebih besar daripada nilai Tegangan. Yang terjadi pada tiang yaitu sebesar 57,289 kg/kgcm² sehingga fondasi aman untuk digunakan.

Ulfa (2015) tentang analisa kuat dukung fondasi *bored pile* berdasarkan data pengujian lapangan (*Cone* dan *Standart Penetration Test*). Tujuan dari penelitian ini untuk mengetahui kuat dukung tiang *bored pile* dari hasil (SPT) kemudian membuat perbandingan dari hasil kuat dukung tiang *bored pile*. Metode yang digunakan untuk sondir yaitu metode *Schmertmann* dan *Nottingham* serta metode Mayerhoff , sedangkan (SPT) menggunakan O'Neil dan Reese, Meyerhoff, Coyle, dan Castello. Berdasarkan data sondir diperoleh hasil perhitungan dari metode Schmertmann dan Nottingham titik sondir S-3 Qu = 2026,44 kN, dengan metode Meyerhoff diperoleh Qu = 2276,20 kN. Sementara untuk data SPT diperoleh hasil perhitungan dari metode O'Neil dan Reese Qu = 476,21 kN, metode Meyerhoff Qu = 1948,87 kN dan metode Coyle dan Castello Qu = 734,37 kN. Dari hasil perhitungan kapasitas kuat dukung bored pile dari data sondir, metode Schertmann dan Nottingham lebih optimis, begitu pula metode O'Neil dan Reese untuk data N-

SPT dengan safety factor yang relatif kecil.

2.3 Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang

Berdasarkan penelitian Chuanda (2017) pengaruh pemancangan garbarata terhadap daya dukung apron di Bandara Supiado Pontianak Kalimantan Barat, menggunakan parameter analisa terhadap gerakan yang terjadi akibat proses pemancangan fondasi tiang pancang square pile dan mobilisasi alat pancang HSPD 120 T terhadap daya dukung apron, service road, serta bangunan fixed bridge Bandara. Dari hasil analisa data didapat bahwa akibat proses pemancangan fondasi garbrata yang berjarak 1,5 meter dengan apron menghasilkan penurunan yang bervariasi dengan nilai terbesar 4,38 cm. Sedangkan akibat proses pemancangan fondasi garbrata yang berjarak 7 m dengan apron menghasilkan penurunan yang bervariasi dengan nilai terbesar 3,15 cm. Selain itu, akibat proses pemancangan terjadi penurunan yang bervariasi pada area service roang dengan nilai penurunan tertinggi sebesar 13,50 cm.

Penelitian yang dilakukan oleh Fairuz (2023) memiliki tujuan agar mengetahui kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan struktur diatasnya. Peneliti ini merencanakan ulang fondasi tiang bor di lapangan diganti menjadi tiang pancang. Fondasi tiang pancang direncanakan menggunakan 3 variasi dimensi, yaitu dengan diameter 60 cm, 70 cm dan 80 cm dengan kedalaman 12 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode *Mayerfoff* berdasarkan data N-SPT. Hasil dari analisis kapasitas dukung kelompok tiang dengan diameter 60 cm,70 cm, 80 cm, maka diperoleh nilai masing-masing sebesar 744,24 T, 688 T dan 879,02 T. Hasil analisis penurunan kelompok tiang pancang dengan diameter 60 cm,70 cm dan 80 cm diperoleh masing- masing sebesar 0,34 m, 0,028 m dan 0,024 m. Berdasarkan data yang diperoleh maka dipilih variasi yang berdiameter 70 cm dengan jumlah tiang 2 dalam satu kelompok tiang. Pemilihan alternatif ini berdasarkan hasil nilai kapasitas dukung dalam batas aman dan nilai penurunannya masih masuk dalam batas izin sehingga fondasi dapat aman buat digunakan.

Penelitian yang dilakukan Muthmainnah (2021) melakukan penelitian yang berfokus pada perencanaan ulang fondasi tiang pancang pada Proyek Gedung

Dental Learning Centre Fakultas Kedokteran Gigi Universitas Gadja Mada. Yang bertujuan untuk menentukan kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang dalam menahan beban struktur atas. Dalam penelitian ini mengevaluasi emat variasi diameter (0,5 m, 0,6 m, 0,7 m dan o,8 m) dengan panjang tiang 15 m. Perhitungan kapasitas dukung tiang tunggal dilakukan menggunakan metode statis berdasarkan data laboratorium, menghasilkan nilai 607,48 Ton untuk diameter 0,5 m, 664,152 Ton (o,6 m), 641,576 Ton (0,7 m), dan 526,473 Ton (0,8). Selain itu, dilakukan analisis kapasitas dukung kelompok berdasarkan N-SPT. Dengan hasil 675,152 Ton (0,5 m), 602,192 Ton (0,6 m), 785,562 (0,7 m), dan 992,036 Ton (0,8 m). Dari segi penurunan, variasi diameter 0,8 m menunjukkan nilai penurunan terendah. Dengan demikian, variasi ini dipilih sebagai alternatif terbaik berdasarkan kombinasi nilai kapasitas dukung terbsesar dan nilai penurunan terendah. Dengan menggunakan jumlah tiang dalam satu kelompok sebanyak dua tiang. Fondasi menjadi lebih aman dan efisien. Hasil penelitian ini dapat dapat digunakan sebagai panduan dalam menentukan dimensi dan jumlah tiang pancang yang optimal demi keamanan dan efisiensi fondasi.

Penelitian yang dilakukan oleh Arifta (2016) bertujuan untuk mengevaluasi kapasitas dukung fondasi menggunakan tiang pancang, serta menentukan diameter dan jumlah tiang yang dibutuhkan berdasarkan metode statis dengan data sondir. Analisis ini menggunakan bantuan perangkat SAP 2000. Dari analisis yang dilakukan, diperoleh beban struktur bangunan (P) sebesar 526,4488 Ton. Berdasarkarkan perhitungan metode statis dengan data sondir, untuk tiang berdiameter 40 cm, kapasitas dukung izin tiang tunggal (Qa) adalah 343,977 Ton, dan kapasitas dukung kelompok tiang (Qg) mencapai 683,148 Ton. Sementara itu , untuk diameter tiang 30 cm, nilai Qa adalah 275,452 Ton dan Qg sebesar 547,598 Ton. Untuk diamater 20 cm, Qa tercatat 227,292 Ton, dengan Qg sebesar 679,148 Ton. Hasil ini menunjukkan bahwa untuk ketiga variasi diameter tersebut, nilai kapasitas dukung kelompok tiang lebih besar daripada beban struktur (P), sehingga fondasi tiang pancang dinyatakan aman untuk menahan beban bangunan. Tiang pancang dengan diameter 40 cm memberikan kapasitas dukung tertinggi di antara diameter 30 cm dan 20 cm.Penelitian ini memberikan informasi penting mengenai

kapasitas dukung dan jumlah tiang pancang yang sesuai dengan kebutuhan struktural dan kondisi tanah pada proyek pembangunan.

Penelitian yang dilakukan Simalango (2017), melakukan penelitian pada proyek pembangunan bendung Bajayu Sei Padang, Kabupaten Serdang Bedagai. Tujuan dari penelitiannya adalah untuk mengetahui nilai daya dukung aksial perencanaan fondasi tiang pancang dengan menggunakan data SPT, sondir, dan metode perhitungan *Mayerhoff* serta berdasarkan data *PDA*, Kalenderin, kemudian dengan metode elemen. Selain itu perhitungan daya dukung lateral menggunakan metode Broms dan menghitung penurunan elastis tiang pancang yang terjadi serta menghitung efesiensi dan daya dukung kelompok tiang. Hasil dari penelitian diperoleh daya dukung ultimit tiang dengan menggunakan data SPT titik *Bore hole* II kedalaman 18 m diperoleh sebesar 107,610 ton. Kemudian buat data sondir diperoleh sebesar 264,949 ton untuk kedalaman 14.4. Sedangkan hasil dari perhitungan *PDA* pada tubuh bendung diperoleh nilai daya dukung ultimit sebesar 108 ton. Perhitungan dengan data Kalendering menggunakan metode Hiley diperoleh daya dukung ultimit sebesar 273,377 ton. Hasil analisis dengna menggunakan metode *ENR* diperoleh nilai daya dukung ultimit sebesar 105,032 ton, dan juga menggunakan metode Danish Formula diperoleh sebesar 273,377 ton. Untuk hasil analisis dengan menggunakan metode elemen hingga diperoleh nilai daya dukung ultimit sebesar 120,436 ton, kemudian nilai daya dukung lateral ultimit dengan menggunakan metode Brom dengan cara analitis diperoleh sebesar 8,555 ton, sedangkan secara grafis diperoleh sebesar 8,930 ton. Untuk perhitungan penurunan elastis tunggal diperoleh nilai sebesar 2,540 mm, sedangkan dengan menggunakan metode Poulus dan Davis diperoleh nilai sebesar 7,340 mm. Untuk perhitungan menggunakan metode elemen hingga diperoleh sebesar 38,690 mm, sedangkan dari tes PDA nilai penurunan fondasi diperoleh sebesar 26 mm.

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

Murphy. Hasil yang didapatkan dari penelitian ini pada tiang existing (0.3 m) dengan menggunakan metode U.S Army Corps, Tomlinson dan Randolph & Murphy adalah sebesar 480.326 kN, 469,882 kN dan 398,89 kN sedangkan nilai daya dukung tiang pancang pada variasi diameter 0.4 dan 0.5 m dengan metode U.S Army Corps memilik nilai sebesar 669,235 kN dan 872,544 kN, dengan menggunakan metode Tomlinson mendapatkan nilai 655,309 kN dan 855,136 kN dan metode Randolph & Murphy didapatkan nilai daya dukung sebesar 560,66 kN dan 736,832 kN. Hasil daya dukung pada kelompok tiang dengan menggunakan metode U.S Army Corps pada diameter 0.3 m, 0.4 m dan 0.5 m yaitu sebesar 16,082.00 kN dan 12,937.60 kN, hasil daya dukung kelompok tiang menggunakan Tomlinson memiliki hasil sama dengan U.S Army Corps sedangkan Randolph & murphy mendapatkan nilai sebesar 20,960.82 kN, 20,000.00 kN dan 22,774.00 kN. Secara keseluruhan aman terhadap beban total yang akan diterima.

2.4 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Berdasarkan dari penelitian-penelitian yang telah dilakukan sebelumnya, terdapat beberapa perbandingan dengan tugas akhir ini. Hal tersebut bisa dilihat pada Tabel 2.1 dan 2.2.

Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Penelitian Tedahulu							Peneliti yang dlakukan oleh
Peneliti	Ulfa (2015)	Hudoyo (2017)	Hidayat (2018)	Tamimi (2020)	Fadli (2021)	Yelvi (2023)	Adnan (2026)
Judul	Analisa Kuat Dukung Fondasi *Bored Pile* Berdasarkan Data Pengujian Lapangan (*cone* dan *Standart Penetration Test*)	Analisis Kapasitas Dukung Dan Penurunan Tiang Bor Pada Proyek Apartemen Vivo Yogyakarta	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Dengan Fondasi *Bored Pile* Pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta	Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung Dengan Fondasi *Bored pile.*	Pengaruh Variasi Dimensi Tiang Bor Terhadap Kapasitas Dukung Aksial, Kapasitas Dukung Lateral Dan Penurunan	Analisis Daya Dukung Fondasi Dengan Menggunakan Metode *Reese & Wright* Dan Skempton	Analisis Perbandingan Desain Fondasi Tiang Bor Dan Tiang Pancang Pada Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur
Metode	Metode *Schmertmnn* Metode *Nottingham* Metode *Mayerhoff* Metode *O'neil* dan *Reese* dan *Meyerhoff, Coyle* dan *Castello*	SAP 2000, data lapangan (SPT) metode *vesic* untuk penurunan fondasi	Metode *Schmetmann* Metode *Mayerhoff* dan *Reese and Wright* Metode Numerik (SAP 2000)	Metode Skempton, *Reese and Wright,* Metode Numerik (ETABS).	SAP 2000 Metode *Reese & O'neil Meyerhorff, Broms, Reese & Matlock*	Metode *Reese & Wright* (1997) Dan Skempton (1996)	Metode skempton Metode tomlinson Metode Poulos and davis Metode vesic SAP2000 PLAXIS 2D

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Penelitian Tedahulu							Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Ulfa (2015)	Hudoyo (2017)	Hidayat (2018)	Tamimi (2020)	Fadli (2021)	Yelvi (2023)	Adnan (2026)
Tujuan	untuk mengetahui kuat dukung tiang *bored pile* dari hasil (SPT) kemdian membuat perbandingan dari hasil kuat dukung tiang *bored pile*	Mengetahui perhitungan kapasitas dukung tiang dan penurunan pada fondasi tiang bor	Mengetahui perbandingan kapasitas dukung ultmit hasil *design* eksisting dengan alternatif desain *bored pile* kedalaman 18m	Mengetahui daya dukung fondasi *bored pile* dengan variasi dimensi .	Menganalisis kapasitas fondasi *Bored Pile* menahan daya dukung aksial dan lateral menghitung besar nilai penurunan dan defleksi yang terjadi pada fondasi tiang bor	Mengetahui daya dukung fondasi dan mampu rencanakan kedalaman fondasi tiang bor agar mampu menahan beban yang ada diatasnya	Untuk mengetahui daya dukung dan penurunan pada fondasi eksisting dan fondasi alternatif

Lanjutan Tabel 2.1 Perbandingan Penelitian Terdahulu

Penelitian Tedahulu							Penelitian yang dilakukan
Peneliti	Ulfa (2015)	Hudoyo (2017)	Hidayat (2018)	Tamimi (2020)	Fadli (2021)	Yelvi (2023)	Adnan (2026)
Hasil	Hasil perhitungan dari metode Schmertmann dan Nottingham titik sondir S-3 Qu = 2026,44 kN, dengan metode Meyerhoff diperoleh Qu = 2276,20 kN. Sementara untuk data SPT diperoleh hasil perhitungan dari metode O'Neil dan Reese Qu = 476,21 kN, metode Meyerhoff Qu = 1948,87 kN dan metode Coyle dan Castello Qu = 734,37 kN.	Menggunakan diameter tiang 0,6 m dengan kapasitas sebesar 204,8 ton dan beban yang harus ditumpu sebesar 173,77 ton dan penurunan kelompok tiang sebesar 0,026 sedangkan pada tiang 1m dengan kapasitas sebesar 652,3 ton dan beban yang harus ditumpu sebesar 24,132 ton dan penurunan kelompok 0,172 m	Kapastas dukung fondasi tiang untuk menahan beban struktural tegangan	Fondasi tiang bor dapat digunakan karena pmax yang dihasilkan dari gaya eksentrisitas lebih kecil dari kapasitas ijin tiang	Analisis kapasitas dukung berdasarkan variasi dimensi 0,6 m 0,8 m 1 m untuk kapasitas dukung aksial diperoleh nilai masing-masing sebesar 12.330,6 kN, 12.767,4 kN, 12.769,9 kN, Metode mayerhorff berdasarkan data SPT diperoleh nilai masing-masing.	Dari perhitungan daya dukung dengan metode Reese & Wright dan Skempton keduanya adalah mampu menahan beban suprastruktur yang terjadi. Dengan kriteria diameter tiang 1 m, panjang tiang 14 m dan jumlah tiang 14 tiang dengan konfigurasi tiang 7x2. Terhadap penurunan ini, desain fondasi aman	

BAB III
LANDASAN TEORI

3.1 Tanah

Menurut Verhoef (1994), tanah didefinisikan sebagai material yang terdiri dari kumpulan partikel padat (termasuk material organik) yang tidak terikat satu sama lain, dengan rongga di antaranya yang didalamnya ada air dan udara. Tanah adalah salah satu peran yang sangat penting untuk bangunan perencanaan struktur gedung dan juga sebagai lapisan penopang fondasi bangunan. Jenis tanah dapat dibedakan menjadi beberapa jenis yaitu pasir, kerikil, lanau, dan lempung. Karena bangunan didirikan diatas atau dibawah permukaan tanah, maka dari itu diperlukan sistem fondasi yang bertugas menyalurkan seluruh beban bangunan ke lapisan tanah pendukung (Bowles, 1997).

3.1.1 Klasifikasi Jenis Tanah

Secara umum tanah diklasifikasikan sebagai tanah kohesif dan non kohesif. Klasifikasi didasarkan oleh ukuran partikel yang diperoleh dari analisa saringan (uji sedimentasi) dan plastis. *Unfied Soil Classification System (USCS)* merupakan salah satu sistem klasifikasi atau cara pengatsgorian yang banyak digunakan. Sifat indeks tanah yang sederhana seperti indeks plastis, batas cair, dan distribusi ukuran butiran menjadi acuan dalam kategori pada sistem ini.

USCS terdiri dari menjadi 2 kategori utama yaitu tanah berbutir kasar, kerikil, pasir, dan tanah berbutir halus, lanau, dan lempung yang dapat ditentukan dari jumlah material yang lolos saringan 200, jika kurang dari 50% lolos maka tanah itu adalah tanah kasar jika lebih dari 50% lolos itu adalah tanah halus. Pengelompokan ini kemudian dibagi lagi menjaji subkelompok yang dilambangkan dengan simbol yang lebih spesifik, sebagaimana ditunjukkan pada tabel 3.1 sebagai berikut.

G = Kerikil (*gravel*)

S = Pasir (*sand*)

C = Lempung (*clay*)

M = Lanau (*silt*)

O = Lanau atau lempung organik (*organic silt or clay*)

Pt = Tanah gambut dan tanah organik tinggi (*peat and highly organic sand*)

W = Gradasi baik (*well-graded*)

P = Gradasi buruk (*poorly-graded*)

H = Plastis tinggi (*high-plasticity*)

L = Plastis rendah (*low-plasticity*)

Tabel 3.1 Sistem klasifikasi Tanah USCS

Kriteria untuk Menetapkan Simbol-Simbol Kelompok dan Nama-Nama Kelompok Menggunakan Pengujian-Pengujian Laboratorium[A]				Klasifikasi Tanah	
				Simbol Kelompok	Nama Kelompok[B]
TANAH BERBUTIR KASAR>50% tertahan ayakan No. 200	Kerikil (Lebih besar dari 50% Fraksikasar yang tertahan ayakan No. 4)	Kerikil bersih (Butir halus[C] < 5%)	Cu ≥ 4 dan 1 ≤ Cc ≤ 3[D]	GW	Kerikil[E] bergradasi baik
			Cu < 4 dan/atau Cc < 1 atau Cc > 3[D]	GP	Kerikil[E] bergradasi jelek
		Kerikil dengan butir halus (Butir halus[C] > 12%)	Butir halus diklasifikasikan sebagaiML atau MH	GM	Kerikil[E, F, G] lanauan
			Butir halus diklasifikasikan sebagai CLatau CH	GC	Kerikil[E, F, G] lempungan
	Pasir (Lebih besar ≥50% Fraksi kasar yang lolos ayakan No. 4)	Pasir bersih (Butir halus[H] < 5%)	Cu ≥ 6 dan 1 ≤ Cc ≤ 3[D]	SW	Pasir[I] bergradasi baik
			Cu < 6 dan/atau Cc < 1 atau Cc > 3[D]	SP	Pasir[I] bergradasi jelek
		Pasir dengan butirhalus (Butir halus[H] > 12%)	Butir halus diklasifikasikan sebagaiML atau MH	SM	Pasir[F,G,I] lanauan
			Butir halus diklasifikasikan sebagai CLatau CH	SC	Pasir[F,G,I] lempungan
TANAH BERBUTIR HALUS 50% lolos Ayakan No. 200	Lanau dan lempung Batas cair < 50	Non Organik	PI > 7 dan terletak pada atau di atasgaris “A”	CL	Lempung[K,L,M] rendah
			PI < 4 atau terletak di bawah garis “A”	ML	Lanau[K,L,M]
	Lanau dan lempung Batas cair < 50	Organik	Batas cair - kering oven	*OL*	Lempung[K,L,M,N] organik
			Batas cair – tidak kering		*Lanau[K,L,M,O] organik*

Lanjutan **Tabel 3.1** Sistem Klasifikasi Tanah USCS

Kriteria untuk Menetapkan Simbol-Simbol Kelompok dan Nama-Nama Kelompok Menggunakan Pengujian-Pengujian Laboratorium[A]				Klasifikasi Tanah	
				Simbol Kelompok	Nama Kelompok[B]
TANAH BERBUTIR HALUS 50% lolos Ayakan No. 200	Lanau dan lempung Batas cair ≥ 50	Non Organik	PI terletak pada atau di atas garis "A"	CH	Lempung[K,L,M] tinggi
			PI terletak di bawah garis "A"	MH	Lanau[K,L,M] elastis
		Organik	Batas cair - kering oven	OH	Lempung[K,L,M,P] organik
			Batas cair – tidak kering		Lempung[K,L,M,O] organik
TANAH BEROGANIK	Secara primer terdiri atas zat-zat organik, berwarna gelap dan berbau organik			PT	Gambut

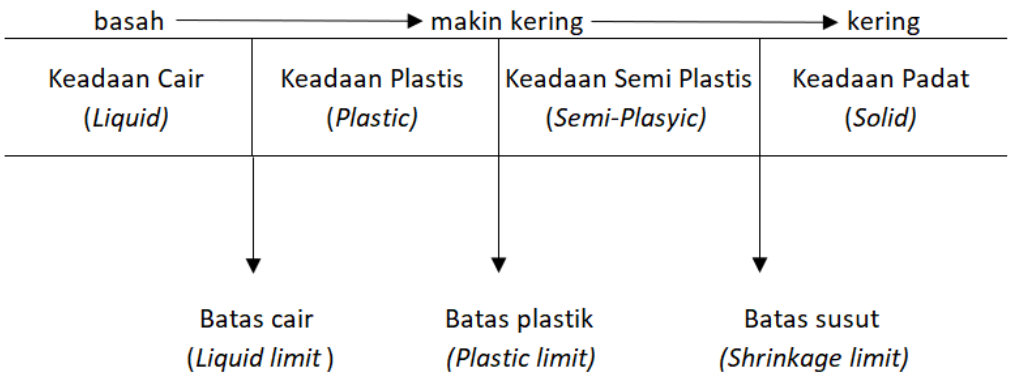
[A] Berdasarkan material lolos ayakan 3 inci (75 mm)
[B] Apabila contoh lapangan mengandung bongkahan atau kerakal, atau keduanya tambahkan "dengan bongkahan atau kerakal atau keduanya" pada nama kelompok
[C] Kerikil-kerikil dengan butiran halus 5% sampai dengan 12% diperlukan simbol ganda:GW–GM Kerikil bergradasi baik dengan lanau GW–GC Kerikil bergradasi baik dengan lempung GP–GM Kerikil bergradasi jelek dengan lanau GP–GC Kerikil bergradasi jelek dengan lempung
[D] $Cu = D_{60}/D_{10}$ $Cc = (D_{30})^2/D_{10} \times D_{60}$
[E] Apabila tanah mengandung ≥ 15% pasir, tambahkan "dengan pasir" pada nama kelompok
[F] Apabila butiran halus diklasifikasikan sebagai CL–ML gunakan simbol ganda GC–GM atau SC–SM.
[G] Apabila butiran halus adalah organik, tambahkan "dengan butiran halus organik" pada nama kelompok
[H] Pasir-pasir dengan butiran halus 5% sampai dengan 12% diperlukan simbol ganda:SW–SM Pasir bergradasi baik dengan lanauSW–SC Pasir bergradasi baik dengan lempungSP–SM Pasir bergradasi jelek dengan lanau SP–SC Pasir bergradasi jelek dengan lempung
[L] Apabila tanah mengandung ≥ 15% kerikil, tambahkan "dengan kerikil" pada nama kelompok
[J] Apabila batas-batas Atterberg berada di dalam daerah yang diarsir, tanah adalah lempung lanauanCL–ML
[K] Apabila tanah mengandung 15% sampai 29% tertahan ayakan No. 200, tambahkan "dengan pasir"atau "dengan kerikil" mana yang paling dominan
[L] Apabila tanah mengandung ≥ 30% tertahan ayakan No. 200 dan dominan pasir, tambahkan "pasiran" pada nama kelompok
[M] Apabila tanah mengandung ≥ 30% tertahan ayakan No. 200 dan dominan kerikil, tambahkan "kerikilan" pada nama kelompok
[N] PI ≥ 4% dan berada pada atau di atas garis "A"
[O] PI < 4% atau berada di bawah garis "A"
[P] PI berada di atas garis "A"
[Q] PI berada di bawah garis "A"

(Sumber :SNI 6371-2015)

3.1.2 Batas- batas Atterberg

Tanah berbutir halus memiliki sifat plastis yang sangat penting untuk dipertimbangkan yang muncul karena adanya kandungna mineral lempung. Plastis

sendiri didefinisikan sebagai kemampuan butiran tanah untuk berubah bentuk tanpa volume dan tanpa adanya retak. Kadar air tanah sangat memengaruhi wujudnya sehingga tanah dapat berubah wujud menadi cair, plastis, semi plastis, dan padat. Memberikan cara untk menggambarkan batas-batas konsistensi dari tanah berbutir halus dengan mempertimbangkan kandungan kadar airnya (Attergberg, 1991) dalam (Hardyatmo,2012). Batas-batas yang dimaksud yaitu batas cari (*liquid limit*), batas plastis (*plastic limit*), batas susut (*shringkage limit*), indeks plastis (*plasticity index*). Dapat dilihat pada gambar 3.1 batas konsistensi pada tanah kohesif.

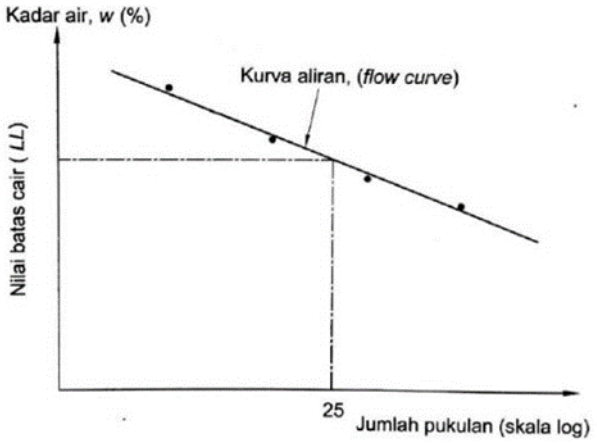


Gambar 3.1 Batas-batas Atterberg

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

1. Batas cair

   Batas cair (LL) merupakan batas nilai kadar air tanah pada keadaan cair dan plastis. Pengujian *Casagrande* digunakan dalam penentuan batas cair. Hasil dari pengujian *Casagrande* adalah hubungan antara kadar air dan jumlah pukulan dan digambarkan dalam grafik semi logaritmik untuk penentuan kadar air pada pukul ke -25.



2. Batas Plastis

   Batas plastis (*PL*) adalah batas nilai kadar air tanah pada keadaan plastis dan semi plastis. Ditandai dengan mulai retaknya tanah yang digulung silinder dengan diameter 3,2 mm.

3. Batas Susut

   Batas susut (SL) adalah batas nilai kadar air tanah pada keadaan semi plastis dan padat. Ditandai dengan tidak adanya perubahan *volume* ketika kadar air tanah diuapkan.

4. Indeks Plastis

   Indeks Plastis (*PI*) adalah perbedaan nilai antara batas cair (*LL*) dan juga batas plastis (*PL*). Keplastisan tanah diketahui dari indeks plastsitas. Nilai *PI* yang tinggi menunjukkan bahwa tanah tersebut mengandung banyak butiran halus dan lempung. Jika Nilai *PI* rendah maka hal ini juga menunjukkan tanah memiliki sedikit butiran halus dan sedikitnya pengurangan kadar air yang mengakibatkan tanah menjadi kering. Batasan mengenai indeks plastis, sifat, macam tanah, dan kohesi diberikan oleh Atterberg dalam 3.2 berikut.

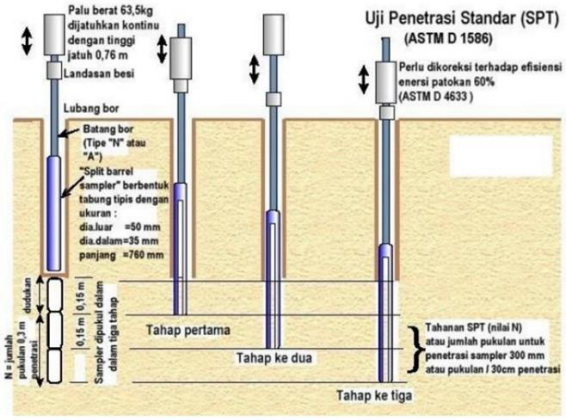
Tabel 3.2 Nilai Indeks Plastis Dan Macam Tanah

PI	Sifat	Macam Tanah	Kohesi
0	Non plastis	Pasir	Non Kohesif
< 7,00	Plastisitas Rendah	Lanau	Kohesif sebagian
7,00 -17,00	Plastisitas >Sedang	LempungBerlanau	Kohesif
> 17,00	Plastisitas Tinggi	Lempung	Kohesif

(Sumber : Hardiyatmo, 2012)

3.1.3 Penyelidikan Tanah Dengan SPT

Standart penetration test (SPT) adalah metode pengujian tanah yang digunakan agar mendapatkan data kekuatan jenis tanah pada suatu lapisan tanah tertentu. Pengujian *SPT* dapat dilakukan dilubang bor selepas pengambilan sampel tanah tiap 2 m. Pelaksanaan pengujian *SPT* dengan cara memukul tabung sedalam 0,45 m dengan palu seberat 63,5 kg dari ketinggian 0,76 m. Hasil yang didapatkan dari pengujian ini adalah jumlah pukulan pada penetrasi sedalam 0,15 m. Gambar 3.3 berikut menunjukkan skema pengujian *SPT*.



Gambar 3.2 Tahapan Pengujian Standard Penetration Test (SPT)

(Sumber : SNI 4153:2008)

3.2 Fondasi Tiang

Fondasi tiang adalah salah satu bagian dari struktur yang utama karena berfungsi meneruskan beban dari struktur atas ke dalam lapisan tanah sampai pada kedalaman tertentu. Fondasi tiang digunakan apabila tanah mempunyai daya dukung relatif kecil untuk mampu menahan beban bangunan diatasnya. Fondasi tiang lebih sering digunakan untuk memikul beban struktur yang besar dibandingkan dengan jenis fondasi dangkal (Istianingsi ,2009).

3.2.1 Fondasi Tiang Pancang

Fondasi tiang pancang (*pile foundation*) salah satu bagian struktur yang digunakan menerima dan menyalurkan beban dari struktur atas ke tanah yang memiliki daya dukung pada kedalaman tertentu. Pemakaian tiang pancang digunakan untuk suatu fondasi bangunan apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk

memikul berat beban bangunan dan apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya terletak sangat dalam (Sardjono, 1918).

Menurut (Hardiyatmo, 2002) tiang pancang umumnya berbentuk prisma atau bulat. Tiang- tiang biasanya dicetak dilokasi tertentu kemudian diangkut ke lokasi proyek pembangunan. Ukurang diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang yang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. Panjang tiang beton pracetak biasanya kisaran 20 sampai 40 m dan untuk untuk tiang beton berlubang berkisar diantara 300 sampai 800 kN.

3.2.2 Fondasi Tiang Bor (*bored pile*)

Fondasi tiang bor adalah fondasi tiang yang pemasangannya dilakukan dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, baru kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton (Hardiyatmo, 2011).

3.3 Kapasitas Fondasi Tiang Tunggal

Menurut Raharjo (2005) kapasitas daya dukung tiang adalah kemampuan tiang dalam mendukung beban fondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung ini menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan,

Berdasarkan perhitungan beban tiang dibedakan menjadi dua macam, yaitu sebagai berikut.

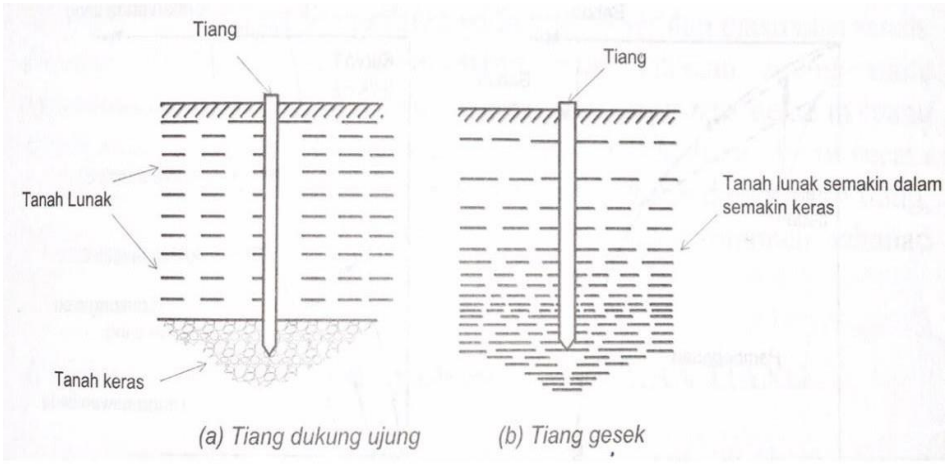
1. Tiang Dukung Ujung (*End Bearing Pile*)

   Tiang dukung ujung **(***end-bearing pile***)** adalah jenis tiang yang kapasitas dukungnya utamanya ditentukan oleh tahanan ujungnya (*end resistance*). Pondasi jenis ini sering diterapkan ketika ujung tiang dapat ditempatkan pada lapisan tanah keras atau batuan dasar yang berada di bawah zona tanah lunak. Tujuannya adalah memastikan bahwa tiang menumpu langsung pada lapisan kuat untuk mendukung beban terhitung dan mencegah penurunan (*settlement*) yang berlebihan. Dengan demikian, kapasitas dukung tiang ini sangat bergantung pada kekuatan lapisan tanah keras yang berada tepat di bawah ujung tiang tersebut.

2. Tiang Gesek (*Friction pile*)

   Tiang gesek **(***friction pile*) mendapatkan kapasitas dukungnya terutama dari tahanan gesek yang terjadi antara permukaan sisi tiang dengan tanah di sekitarnya. Dalam perhitungan kapasitas dukung tiang.

   Jenis ini, penting untuk mempertimbangkan bagaimana konsolidasi tanah memengaruhi tahanan gesek tersebut. Gambaran mengenai cara tiang mendukung bebannya, menurut Tomlinson (1997), dapat dilihat pada Gambar 3.4.



Gambar 3.3 Tiang yang Ditinjau dari Cara Mendukung Beban
(Sumber : Hardiyatmo, 2015)

Rumusan untuk daya dukung tiang bor ditunjukkan persamaan 3.1berikut.

$$Q_{ult} = Qp + Qs \quad (3.1)$$

Keterangan:

Q_{ult} = daya dukung ultimit tiang (ton)

Q_p = daya dukung ultimit ujung tiang (ton)

Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

Perhitungan kapasitas dukung disesuaikan dengan jenis tanah. Menggunakan hasil penyelidikan tanah, dapat diperoleh informasi jenis tanah lebih banyak berupa tanah sedang. Hasil dari pengujian ini digunakan untuk menunjang kebutuhan proyek.

3.3.1 Kapasitas Daya Dukung Ujung Tiang

Kapasitas daya dukung ujung tiang adalah beban maksimum yang yang dapat ditahan oleh ujung bawah tiang (bagian alas tiang) ketika tiang tersebut menembus lapisan tanah dan bertumpu pada lapisan yang kuat.

a. Metode *Tomlinson* untuk pancang

Qp = Ap x Nc^* x Cu (3.2)

Keterangan,

Qp = tahanan ujung tiang (kN)

Ap = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

Nc* = faktor kapasitas dukung

Cu = nilai kohesi di bawah ujung tiang (kN/m^2)

b. Metode *Skempton* untuk bore pile

Qp = μ x Ap x Nc^* x Cu (3.3)

Keterangan,

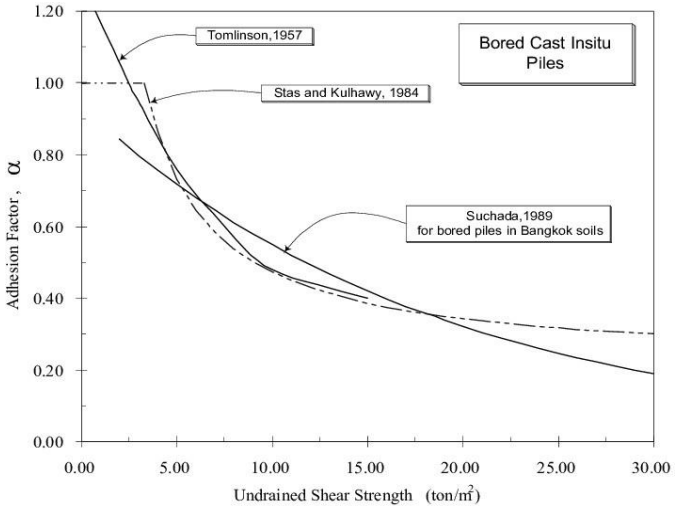
Q_p = Daya dukung ujung tiang (kN)

μ = faktor koreksi, μ=0,8 untuk d<1 m, dan μ=0,75 untuk d>1 m

Ap = luas penampang ujung bawah tiang (m^2)

Nc* = faktor kapasitas dukung (Nc* = 9), (Skempton, 1966)

Cu = nilai kohesi di bawah ujung tiang



Gambar 3.4 Faktor Adhesi Metode Tomlinson

(Sumber : Tomlinson, 1994 dalam Hardiyatmo, 2010)

3.3.2 Kapasitas Daya Dukung Selimut

Kapasitas Daya Dukung Selimut adalah beban yang ditahan oleh gesekan yang terjadi antara permukaan luar (selimut) tiang dengan tanah di sekelilingnya disepanjang kedalaman tiang.

1. Daya Dukung Selimut
   a. Metode *Skempton* untuk bore pile

      Penentuan daya dukung selimut metode *Skempton* berdasarkan persamaan 3.4, dan 3.5 berikut.

      Qs = As x L x fs (3.4)

      fs = Cu x α (3.5)

      Keterangan,

      Q_s = Daya dukung selimut (pada tanah kohesif)(kN)

      As = keliling tiang (m)

      L = kedalaman tiang perlapisan (m)

      fs = adhesi antara tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m²)

      Cu = nilai kohesi di bawah ujung tiang

      α = faktor adhesi gesek sisi tiang bor (α = 0,45), (Skempton, 1966)

   b. Metode *Tomlinson* untuk pancang

      Qs = As x f x L (3.6)

      f = α x cu (3.7)

      Keterangan,

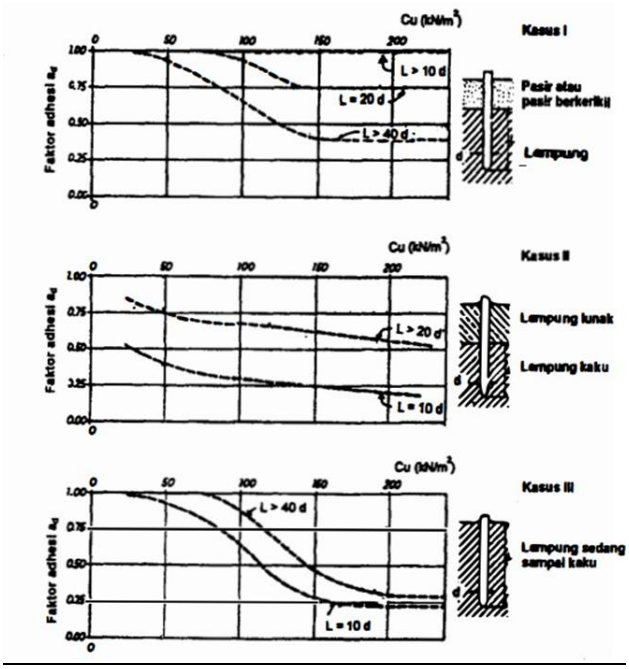
      Qs = tahanan selimut tiang (kN)

      As = luas penampang selimut tiang (m²)

      cu = nilai kohesi di setiap lapisan tanah (kN/m²)

      α = faktor adhesi

      f = gesekan selimut tiang (kN/m²)



Gambar 3.5 Hubungan Faktor Adhesi Dan Kohesi

(Sumber : Tomlinson, 1994)

3.3.3 Kapasitas Dukung Izin

Kapasitas izin didapatkan dengan cara membagi kapasitas ultimit dengan faktor aman yang sudah ditentukan. Penggunaan faktor aman bertujuan sebagai berikut:

1. Memberikan angka toleransi terhadap perubahan kecil dari faktor yang tidak diketahui.
2. Memberikan angka toleransi terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah.
3. Memberikan angka toleransi terhadap bahan yang digunakan mendukung beban yang ada.
4. Memberikan angka toleransi terhadap penurunan tiang tunggal atau kelompok.
5. Memberikan angka toleransi ketidakseragaman penurunan masing-masing tiang tunggal atau kelompok.

Persamaan kapasitas daya dukung izin dirumuskan pada persamaan 3.8 berikut:

$$Q_{all} = \frac{Q_u}{S_f} \quad (3.8)$$

Keterangan:

Q_{all} = Kapasitas daya dukung izin fondasi

Q_u = Kapasitas ultimit fondasi

S_f = Angka aman untuk tahanan ujung (2,5)

3.4 Kapasitas Dukung Tiang Kelompok

Tiang kelompok merupakan tiang yang dipancang secara berdekatan dan dipasangkan *pile cap* menjadi satu bagian. Jarak antar tiang, jumlah tiang kelompok, dan efisiensi tiang kelompok tiang merupakan hal-hal yang harus diperhatikan untuk perhitungan kapasitas dukung tiang kelompok. Kestabilan kapasitas kelompok tiang bergantung pada dua hal berikut:

1. Beban total struktur didukung oleh kapasitas dukung gesek dan ujung tanah.
2. Faktor Konsolidasi di Tiang Kelompok. Menurut Hardiyatmo tahun 2010, pengaruh konsolidasi tanah sekitar tiang kelompok itu penting banget. Kalau tiang kelompok dipasang di tanah lunak atau timbunan, bahkan pasir lepas, tapi ujungnya bertumpu pada lapisan keras. Risiko keruntuhan geser umum pada kelompok tiang jadi rendah. Asal faktor keamanan tiang tunggal sudah cukup. Tapi tetap saja, penurunan akibat konsolidasi tanah lempung lunak di bawah dan sekitar kelompok tiang harus dihitung teliti.

3.4.1 Jumlah Tiang (n)

Persamaan 3.9 digunakan untuk merumuskan penentuan jumlah tiang, sebagai berikut:

$$n = \frac{P}{Q_{all}} \quad (3.9)$$

Keterangan:

P = Beban maksimum yang bekerja pada titik tinjauan

Q_{all} = Kapasitas dukung ijin tiang tunggal

3.4.2 Jarak Tiang (s)

Perhitungan yang digunakan untuk menghitung jarak menurut Dirjen Bina Marga Departemen Pekerjaan Umum dan Tenaga Listrik menggunakan persamaan 3.10 dan 3.11 berikut:

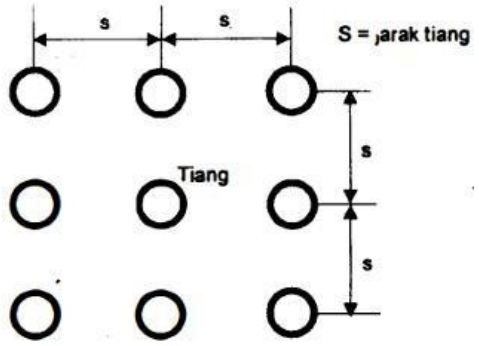
$$S \geq 2{,}5D \tag{3.10}$$

$$S \leq 3D \tag{3.11}$$

Keterangan:

S = Jarak pusat tiang ke pusat tiang lainnya (m)

D = Diameter (m)



Gambar 3.6 fa Tiang

(Sumber : Sardjono, 1991)

Persyaratan minimum untuk jarak antar tiang dalam kelompok adalah 0,6 m -2,0 m, hal ini berdasarkan pertimbangan berikut:

1. Bila S ≤ 2,5 D

   Maka dari itu tanah yang berada di antara tiang akan terlalu rapat dan mengakibatkan tanah akan bergerak ke atas dan akan menggangg tiang yang telah dipasang terlebih dahulu singga kedalaman fondasi akan menjadi tidak sama antara satu dan yang lain.

2. Bila S ≥ 3,5D

   Maka *pile cap* akan terlalu besar menyebabkan kenaikan biaya yang digunakan untuk membuat *pile cap*.

3.4.3 Efesiensi Kelompok Tiang

Besar atau kecilnya daya dukung kelompok tiang juga ditentukan dengan formasi dari kelompok tiang. Hal ini dirumuskan dengan persamaan 3.12 sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \left(\frac{((n-1)m+(m-1)n)}{90mn}\right) \quad (3.12)$$

Keterangan,

Eg = Efesiensi kelompok tiang

m = Jumlah baris

n = Jumlah tiang dalam satu baris

θ = Arctan (D/S)

S = Jarak pusat ke pusat tiang (m)

D = Diameter tiang (m)

3.4.4 Kapasitas Izin Kelompok Tiang

1. Berdasarkan tiang tunggal

   Kapasitas ultimit kelompok tiang dinyatakan dengan Persamaan 3.13 berikut:

   $Q_g = E_g \; x \; n \; x \; Q_u$ (3.13)

   Keterangan,

   Q_g = Beban maksimum kelompok tiang (ultimit)

   E_g = Efisiensi kelompok tiang

   n = Jumlah tiang dalam kelompok

   Q_u = Beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan reruntuhan

Apabila kelompok tiang didirikan pada lapisan tanah yang lemah (seperti pasir tidak padat, lempung lunak, atau tanah timbunan), tetapi ujung dasar tiang bertumpu pada lapisan kaku, risiko terjadinya keruntuhan geser umum (general shear failure) pada kelompok tiang dapat diabaikan. Syaratnya, harus dipastikan adanya faktor keamanan yang memadai terhadap keruntuhan geser tiang tunggal. Namun demikian, jika kelompok tiang bertumpu pada tanah yang lunak atau tidak kaku, faktor keamanan terhadap keruntuhan blok juga wajib diperhitungkan, terutama ketika jarak antar tiang dalam satu blok cukup rapat.

2. Berdasarkan blok tiang

   Untuk menghitung Kapasitas tiang yang berkaitan dengan keruntuhan blok, Terzaghi dan Peck (1948) mengambil asumsi-asumsi sebagai berikut:

   a. Pelat penutup tiang (*pile cap*) sangat kaku.
   b. Tanah yang berada didalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

   Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai fondasi dalam (Gambar 3.8), dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan peck, 1948):

   $$Q_g = 2D(B+L)c + 1{,}3\ c_h\ N_c\ BL \qquad (3.14)$$

   Dengan,

   Q_g = Kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui nQ_u (dengan n = jumlah tiang dalam kelompoknya)(kN)

   c = Kohesi tanah di sekliling kelompok tiang (kN/m^2)

   ch = Kohesi tanah dibawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)

   B = Lebar kelompok tiang, dihitung dari pinggir tiang-tiang (m)

   L = Panjang kelompok tiang (m)

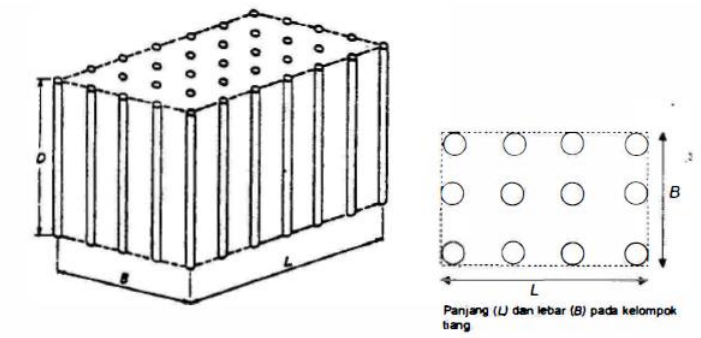
   D = Kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

   N_c = Faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan suku ke-2 adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk empat persegi panjang. Untuk bentuk-bentuk luasan yang lain dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk fondasi dangkal.

Dalam hitungan kapasitas kelompok tiang maka dipilih dari hal-hal berikut:

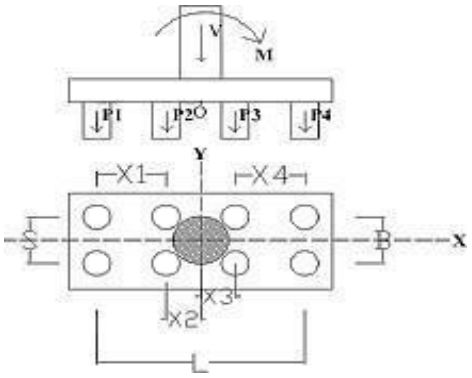
1. Jika kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih kecil dari pada kapasitas tiang tunggal kali jumlah tiang (nQ_u), maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g).
2. Sebaliknya, bila dari hitungan kapasitas kelompok tiang (Q_g) lebih besar, maka dipakai kapasitas tiang tunggal kali jumlahnya (nQ_u),



Gambar 3.7 kelompok tiang dalam tanah lempung yang bekerja sebagai blok
(Sumber : Terzaghi dan peck, 1948)

3.4.5 Analisis Distribusi Beban

Kelompok tiang yang bekerja dua arah (x dan y), dipengaruhi oleh beban vertikal dan momen (x dan y) yang dimana hal tersebut akan memengaruhi kapasitas daya dukung fondasi tiang (Hardyatmo, 2015) Gambar 3.9 menunjukkan pembebanan seperti berikut:



Gambar 3.8 Beban Sentris dan Momen Kelompok Tiang
(Sumber : Rizaldy, 2012)

Tekanan aksial dari masing-masing tiang dapat dihitung menggunakan persamaan 3.15 berikut ini.

$$Pi = \frac{P}{n_p} \pm \frac{M_y X_i}{n_y \sum x^2} \pm \frac{M_x y_i}{n_x \sum y^2} \quad (3.15)$$

Keterangan,

Pi = Beban akasial pada tiang ke-i

P = Jumlah beban vertikal yang bekerja pada pusat kelompok tiang

Mx = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x

My = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y

n_p = Banyaknya tiang bor dalam kelompok

n_x = Banyaknya tiang bor dalam kelompok baris x

n_y = Banyaknya tiang bor dalam kelompok baris y

X_i, y_i = Absis atau jarak tiang ke pusat berat kelompok tiang ke tiang no-i

Σx^2 = Jumlah kuadrat absis-absis tiang bor

Σy^2 = Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang bor

3.5 Penurunan Fondasi Tiang

Penurunan (*settlement*) didefinisikan sebagai deformasi vertikal ke bawah yang dialami tanah di sekitar lokasi, yang mengakibatkan berkurangnya panjang efektif tiang setelah dibebani. Untuk mengukur fenomena ini, penurunan (*settlement*) diartikan sebagai pergerakan relatif suatu titik tertentu dibandingkan dengan titik referensi yang dianggap tetap. Besarnya penurunan yang terjadi dapat diestimasi melalui penggunaan beberapa persamaan perhitungan yang relevan.

3.5.1 Penurunan Tiang Tunggal

Menurut Haryatmo (2015) pada fondasi tiang tunggal (*long term settlement*) yang diakibatkan konsolidasi pada fondasi tiang tunggal cenderung kecil dan dapat seringkali diabaikan. Hal ini karena perencanaan utama fondasi tiang lebih menitikberatkan pada kuat dukung ujung dan kuat dukung friksi atau penjumlahan dari keduanya. Persamaan 3.16, 3.17, serta gambar 3.10 dan 3.11 memberikan penjelasan mengenai formula penurunan yang mengacu pada metode Poulos dan Davis .

1. Poulus and davis

a. Untuk tiang apung atau tiang friksi

$$S = \frac{Q\ I}{Es\ D} \quad (3.16)$$

$I = I_o\ R_k\ R_h\ R_\mu$

b. Untuk tiang tahanan ujung

$$S = (Q\ I)/(Es\ D) \quad (3.17)$$

$I = I_o\ R_k\ R_b\ R_\mu$

Keterangan,

S = Penurunan untuk tiang tunggal

Q = Beban yang bekerja

Io = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat (Gambar 3.10 (a))

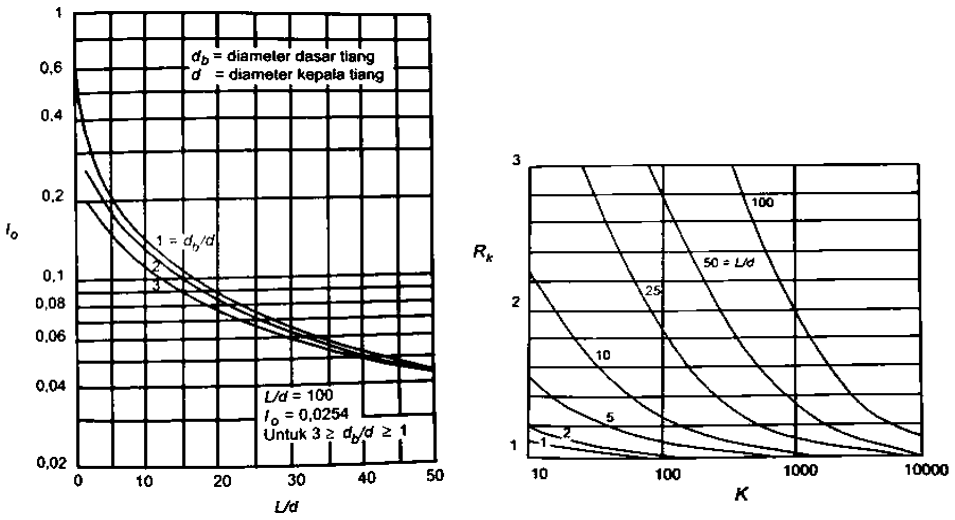
Rk = Faktor koreksi kemudahan mampatan tiang (Gambar 3.10 (b))

Rh = Faktor koreksi ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (Gambar 3.11(a))

Rμ = Faktor koreksi angka poisson μ (Gambar 3.11 (b))

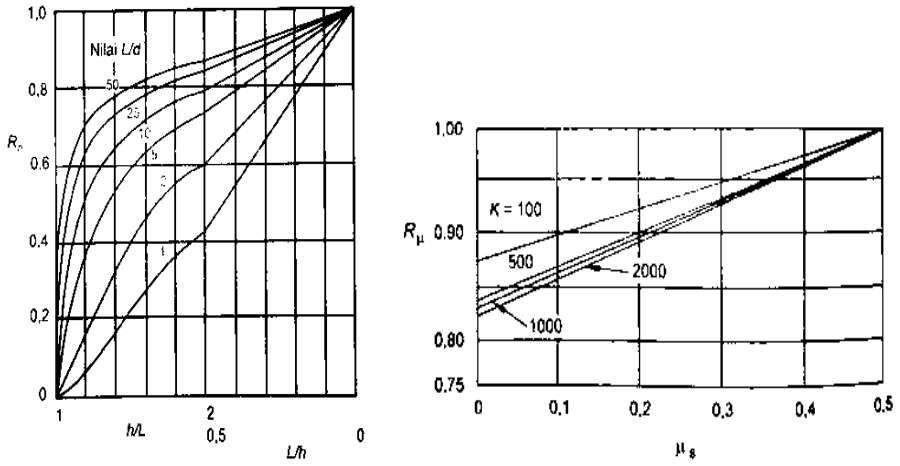
Rb = Faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.12)

h = Kedalaman total lapisan tanah ujung tiang ke muka tanah



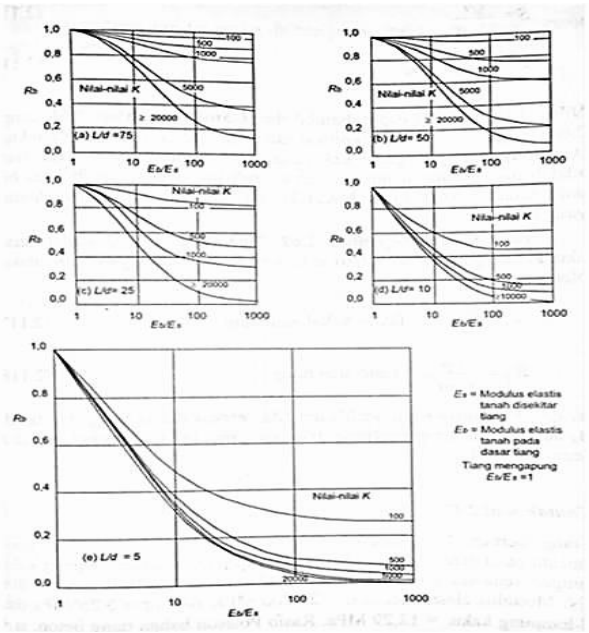
(a) (b)

Gambar 3.9 (a) Faktor Penurunan Io Poulus dan Davis; (b) Koreksi
(Sumber: Hardiyatmo, 2015)



(a) (b)

Gambar 3.10 (a) Koreksi Kedalaman Rh; Koreksi Angka Poisson, Rμ
(Sumber: Hardiyatmo, 2015)



Gambar 3.11 Koreksi Kekakuan lapisan Pendukung, R_b
(Sumber: Hardiyatmo, 2015)

Dari grafik pada gambar 3.10 dan 3.11 bisa didapatkan nilai koefisien, dengan R_b = faktor koreksi untuk kekuatan lapisan pendukung (Gambar 3.12). Kekerasan tanah pendukung bawah tiang dipengaruhi oleh penurunan, sebab itu mengurangi penurunan menjadi hal yang harus dilakukan. Terlihat lebih jelas pada tiang pendek (tiang kaku) yang terletak pada lapisan keras. Gambar 3.10 dan 3.11 terlihat ukuran

kompresibilitas relatif antara tanah dengan tiang diperlihatkan dengan rumus 3.18 dan 3.19 berikut:

$K = \frac{E_p R_A}{E_s}$ = Faktor kekakuan tiang (3.18)

$R_A = \frac{A_p}{\frac{1}{4}\pi d^2}$ = Rasio area tiang (3.19)

Keterangan,

K = Faktor kekuatan tiang

E_p = Modulus elastisitas tiang

E_s = Modulus elastisitas tanah di sekitar tiang

E_b = Modulus elastisitas tanah di dasar tiang

E_p dan E_s merupakan modulus elastis dari bahan tiang dan tanah, A_p merupakan luas penampang tiang. Nilai kompresibel tiang berbanding terbalik dengan nilai K, semakin tinggi kompresibel tiang semakin rendah K. Elastisitas tanah ditunjukan oleh nilai *modulus young* hal ini juga merupakan perbandingan antara tegangan dan regangan yang terjadi. Menggunakan data dari jenis tanah, sondir, dan $N_{SPT.}$ Tabel 3.3 berikut ini menunjukan nilai perkiraan modulus elastisitas tanah.

Tabel 3.3 Nilai Perkiraan Modulus Elastisitas Tanah (Bowles, 1977)

Macam Tanah	E (kN/m^2)
Lempung	
Sangat Lunak	300 - 3000
Lunak	2000 - 4000
Sedang	4500 - 9000
Keras	7000 - 20000
Berpasir	30000 - 42500
Pasir	
Berlanau	5000 - 20000
Tidak padat	10000 - 25000
Padat	50000 - 100000
Pasir dan Kerikil	
Padat	80000 - 200000
Tidak padat	50000 - 140000
Lanau	2000 - 20000
Loes	15000 - 60000
Serpih	140000 - 1400000

(Sumber : Hardiyatmo, 2010)

3.5.2 Penurunan Tiang Kelompok

Penurunan fondasi tiang tunggal tidak lebih besar dari penurunan fondasi tiang kelompok. Dipengaruhi oleh tegangan pada daerah yang lebih luas dan dalam. Penurunan kelompok tiang pada tanah pasir dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode, salah satunya adalah metode Vesic (1969). Persamaan 3.20 berikut adalah penurunan kelompok tiang.

1. Penurunan Segera

$$S_g = S\sqrt{\frac{B_g}{D}} \tag{3.20}$$

Keterangan,

Sg = Penurunan fondasi kelompok tiang

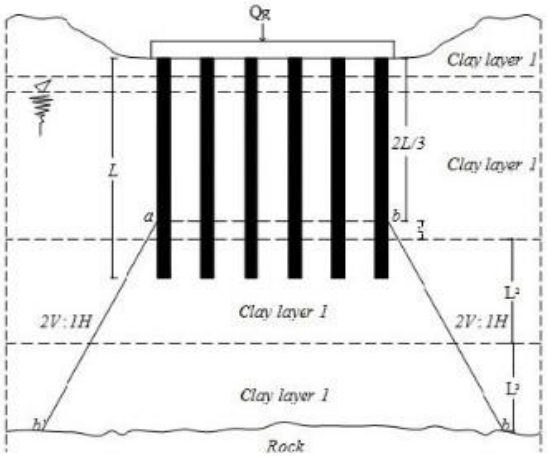
S = Penurunan fondasi tiang tunggal

Bg = Lebar kelompok tiang

D = Diameter tiang tunggal

2. Penurunan Jangka Panjang

Penurunan terjadi sedikit demi sedikit sehingga hal ini tidak terjadi seketika sekaligus. Berikut ini merupakan Gambar 3.13 penurunan tiang dengan penyebaran 2:1.



Gambar 3.12 Penurunan Tiang Dengan Metode Penyebaran 2:1
(Sumber: Tomlinson, 1986)

Prosedur berikut digunakan untuk penurunan kelompok tiang:

1. Beban kerja ditentukan
2. Pengalihan beban kerja di kedalaman 2/3D (di bawah *pilecap).* Karena penurunan di atas kedalaman tersebut cukup kecil, maka hal ini dapat diabaikan.
3. Dengan perkiraan persebaran beban kerja ke bawah fondasi tiang dengan pola 2:1 untuk vertikal : horizontal.

   Kompresibel tanah, tegangan efektif awal (Po'), dan besarnya beban luar menentukan pembagian di masing-masing lapis tanah.
4. Komprosibel tanah, tegangan efektif awal (Po'), dan besarnya beban luar menentukan pembagian di masing-masing lapis tanah.

Perhitungan penurunan dapat dilihat pada persamaan 3.21 berikut:

$$S_{pg} = \sum \frac{C_c \Delta H}{1+e0} \cdot log \frac{{P_o}^F \Delta p}{P_o'} \quad (3.21)$$

Keterangan,

S_{pg} = Penurunan kelompok tiang (m)

Cc = Indeks kompresi (lihat tabel 3.5)

ΔH = Tebal lapisan (m)

ΔP = Tegangan efektif tanah pada lapisan ke-1 ($\frac{kN}{m^2}$)

e0 = Angka pori

Po' = Tegangan efektif tanah ($\frac{kN}{m^2}$)

Tabel 3.4 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: Soedarno dan Purnomo, 1993)

3.5.3 Penurunan yang Diijinkan

Penurunan ijin adalah penurunan tiang pancang yang masih dianggap aman jika nilainya masih dibawah batas ijin. Toleransi struktur atas dan bangunan di sekeliling yang ditinjau dari tiap kasus dengan acuan integritas, stabilitas, dan fungsi dari struktur tersebut menjadi penentuan dari besarnya penurunan total dan penurunan yang diijinkan menurut SNI 8460-2017. Nilai maksimal dari penurunan dapat diketahui dengan hubungan antara penurunan yang diijinkan dan penurunan total, yaitu $S_{total} \leq S_{izin}$ dan dirumuskan pada persamaan 3.22 berikut. Perhitungan penurunan dapat dilihat pada persamaan 3.21 berikut:

S_{izin} = 15 cm + B/600 (3.22)

Keterangan,

S_{izin} = penurunan yang diijinkan (cm)

B = Lebar Bangunan (cm)

3.6 Pembebanan Struktur

Acuan yang digunakan saat analisis pembebanan ini mengacu pada peraturan:

1. SNI 03-2847-2019 tentang persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung dan dan penjelasan
2. SNI 03-1726-2019 tentang tata cara perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan non gedung.

3.6.1 Beban Mati

Menurut SNI 1727 (2020), beban mati adalah berat keseluruhan pada bahan konstruksi bangunan gedung yang sudah terpasang, salah satunya dinding, lantai, atap, plafon, tangga, dinding partisi tetap, finishing, klading gedung dan komponen arsitektural dan struktur lainnya dan juga peralatan layanan yang terpasang lain termasuk berat derek dan sistem pengangkut material.

3.6.2 Beban Hidup

Merujuk pada SNI 1727 (2020), beban hidup merupakan beban yang muncul karena adanya aktivitas pengguna dan penghuni bangunan gedung atau stuktur lainnya yang buka termasuk beban konstruksi dan beban lingkungan, contoh seperti beban angin, beban gempa, beban hujan, beban banjir, dan juga beban mati.

3.6.3 Beban Gempa

Beban gempa adalah beban yang disebabkan oleh terjadinya gempa yang dapat mengakibatkan munculnya pergerakan atau getaran yang ada pada tanah. Pergerakan tersebut dianggap menjadi salah satu faktor beban horizontal yang statis. Ada beberapa tahapan dalam analisis distribusi beban gempa, yaitu:

1. Kategori risiko bangunan dan faktor keutamaan gempa

   Kategori risiko bangunan dapat ditentukan berdasarkan fungsi atau pemanfaatan bangunan bangunan yang memungkinkan besarnya risiko korban jiwa pada bangunan apabila terjadi gempa. Untuk acuan menentukan kategori risiko bangunan dapat dilihat pada SNI 1726-2019 bagian 4.1.2, atau bisa dapat dilihat pada Tabel 3.6 terkait kategori risiko bangunan gedung dan non gedung untuk beban gempa dibawah ini.

Tabel 3.5 Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non-Gedung Untuk Beban Gempa

Jenis Pemanfaatan	Kategori Risiko
Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko rendah terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk, antara lain: - fasilitas pertanian, perkebunan, peternakan, dan perikanan - fasilitas sementara - gudang penyimpanan - rumah jaga dan struktur kecil lainnya	I
Semua gedung dan struktur lain, kecuali yang termasuk dalam kategori risiko I, III, IV, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - perumahan - rumah toko dan rumah kantor - pasar - gedung perkantoran - gedung apartemen/rumah susun - pusat perbelanjaan/mall - bangunan industri - fasilitas manufaktur - pabrik	II
Gedung dan non-gedung yang memiliki risiko tinggi terhadap jiwa manusia pada saat terjadi kegagalan, termasuk, tapi tidak dibatasi untuk: - bioskop - gedung pertemuan - stadion	

Lanjutan **Tabel 3.5** Kategori Risiko Bangunan Gedung Dan Non-Gedung Beban Gempa

- fasilitas kesehatan yang tidak memiliki unit bedah dan unit gawat darurat - fasilitas penitipan anak - penjara - bangunan untuk orang jompo Gedung dan non-gedung, tidak termasuk ke dalam 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: - pusat pembangkit listrik biasa - fasilitas penanganan air - fasilitas penanganan limbah - pusat telekomunikasi Gedung dan non-gedung 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.	III
Gedung dan non-gedung yang dikategorikan sebagai fasilitas yang penting, termasuk, tetapi tidak dibatasi untuk: - 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 Gedung dan non-gedung yang dibutuhkan untuk mempertahankan fungsi struktur bangunan lain yang masuk ke dalam kategori risiko IV.	IV

(Sumber: SNI 1726-2019)

2. Faktor keutamaan gempa (Ie)

Faktor keutamaan gempa didapatkan dari kategori risiko bangunan kemudian digunakan sebagai faktor pada saat analisis distribusi beban gempa. Faktor keutamaan gempa dapat dilihat pada 3.6 berikut.

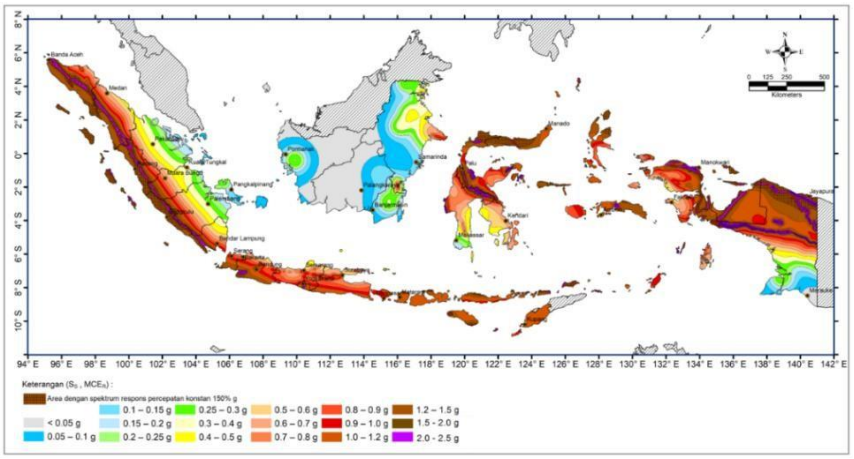
Tabel 3.6 Faktor Keutamaan Gempa

Kategori Risiko	Faktor Keutamaan Gempa, I_e
I atau II	1,0
III	1,25
IV	1,50

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

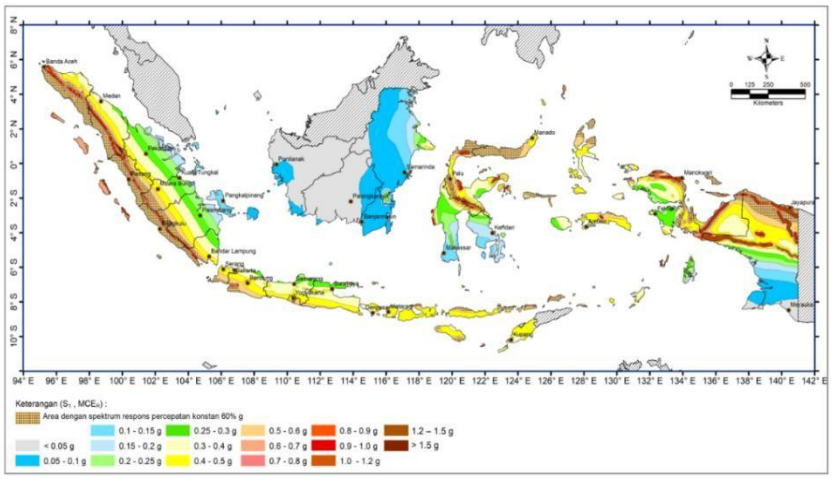
3. Parameter percepatan gempa terpetakan (S_s dan S_1)

Parameter percepatan gempa terpetakan yang digunakan pada periode pendek (Ss) dan periode 1 detik (S1) ditentukan berdasarkan lokasi yang ditinjau dengan mengacu pada peta percepatan batuan dasar periode pendek 0,2 detik (Ss), dan peta percepatan batuan dasar periode 1 detik (S1) pada SNI 1726-2019. Adapun peta Ss dan S1 tersebut ditampilkan pada gambar 3.14 dan 3.15 berikut.



Gambar 3.13 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 0,2 Detik (Ss)

Sumber: Badan Standarisasi Nasional SNI (1726:2019)



Gambar 3.14 Peta Wilayah Percepatan Batuan Dasar Periode Pendek 1 Detik (Ss)
(Sumber: Badan Standarisasi Nasional SNI (1726:2019)

4. Klasifikasi situs tanah dan batuan

Klasifikasi situs tanah dan batuan bertujuan untuk menentukan besarnya percepatan gempa puncak dari batuan dasar ke permukaan disuatu lokasi. Pada SNI 1726-2019 terdapat pembagian klasifikasi tanah dan batuan menjadi 6 kelompok. Pembagian klasifikasi tersebut dapat dilihat pada Tabel 3.7 sebagai berikut.

Tabel 3.7 Klasifikasi Situs

Kelas situs	$\overline{v}_s$ (m/detik)	$\overline{N}$ atau $\overline{N}_{ch}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan keras)	>1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	*50 sampai100*
SE (tanah lunak)	< 175	<15	*< 50*
	Atau setiap profil tanah yang mengandung lebih dari 3 m tanah dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air, $w \geq 40\%$, 3. Kuat geser niralir $\overline{s_u} < 25$ kPa		
SF (tanah khusus,yang membutuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik-situs yang mengikuti 0)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut: - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung sangat organik dan/atau gambut (ketebalan H > 3 m)		

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

5. Parameter respon spektral

Parameter respon spektral periode pendek (S_{MS}) dan periode 1 detik (S_{MS1}) untuk dapat menentukan respon spektral percepatan gempa memerlukan faktor amplifikasi. Faktor amplifikasi seismik dibagi menjadi dua yaitu faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode pendek (F_a) dan faktor amplifikasi getaran terkait percepatan pada periode 1 detik (F_V). Nilai F_a dan F_v tersebut dapat ditentukan berdasarkan Tabel 3.8 dan 3.9.

Tabel 3.8 Koefisien F_a

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

(Sumber: Badan Standarisasi Nasional SNI (1726:201)

Tabel 3.9 Koefisien Situs F_v

Kelas situs	Parameter respons spektral percepatan gempa maksimum yang dipertimbangkan risiko-tertarget (MCE_R) terpetakan pada periode 1 detik, S_1					
	$S_1 \leq 0{,}1$	$S_1 = 0{,}2$	$S_1 = 0{,}3$	$S_1 = 0{,}4$	$S_1 = 0{,}5$	$S_1 \geq 0{,}6$
SA	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SB	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
SC	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,4
SD	2,4	2,2	2,0	1,9	1,8	1,7
SE	4,2	3,3	2,8	2,4	2,2	2,0
SF	SS[a]					

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

Apabila telah diketahui nilai faktor amplifikasi getaran pada periode pendek (F_a) dan periode 1 detik (F_v), maka setelahnya dapat menentukan parameter respon spektral percepatan pada periode pendek (S_{M1}). Adapun cara menentukan parameter tersebut dapat menggunakan persamaan 3.30 dan 3.31 berikut.

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (3.23)$$

$$S_{M1} = F_V \times S_1 \quad (3.24)$$

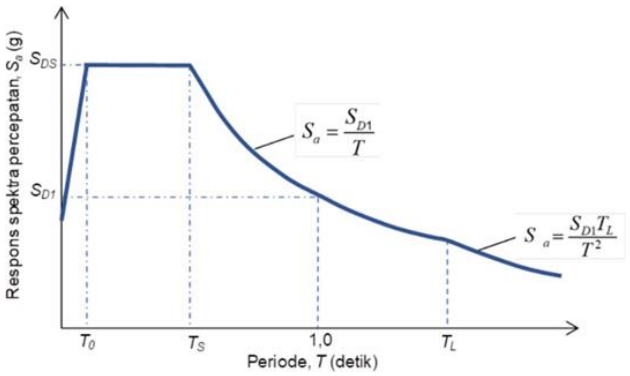
6. Parameter percepatan spektral desain

Parameter percepatan spektral desain pada periode pendek (SDS) dan periode 1 detik (SD1) dapat diketahui menggunakan persamaan 3.25 dan 3.26 berikut.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.25)$$

$$S_{DS} = \frac{2}{3} \times S_{MS} \quad (3.26)$$

7. Spektrum respon desain



Gambar 3.15 Spektrum Respon Desain
(Sumber: Badan Standarisasi Nasional (1726:2019)

Penentuan kategori desain seismik berdasarkan parameter respon

Tabel 3.10 Kategori Desain Seismik berdsarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode Pendek (S_{DS})

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

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

Tabel 3.11 Klasifikasi Desain Seismik berdasarkan Parameter Respon Percepatan pada Periode 1 Detik (S_{D1})

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

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

8. Periode getar struktur (T)

Periode getar struktur ialah waktu selama satu putaran suatu getaran saat terjadi gangguan dari posisi keseimbangan statis hingga kembali ke posisi aslinya. Nilai periode getar struktur dapat diperoleh menggunakan cara seperti contih dibawah ini.

a. Periode fundamental Pendekatan (T_a)

Perhitungan periode fundamental pendekatan (T_a) dapat ditentukan dengan persamaan 3.27 berikut

$$T_a = C_t \times h_n^x \quad (3.27)$$

Dengan:

h_n = Ketinggian struktur (m), diatas dasar sampai tingkat tertinggi struktur dan nilai Ct dan x dapat ditentukan menggunakan Tabel 3.12 berikut.

Tabel 3.12 Nilai Parameter Pendekatan Ct dan x

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

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

b. Periode *computed* (T_c)

Periode *computed* (T_c) adalah periode getaran struktur yang diperoleh melalui hasil analisis komputer. Periode *computed* (T_c) akan digunakan sebagai pembanding periode fundamental pendekatan (T_c) dengan syarat-syarat sebagai berikut.

1) Jika $T_c > T_a \,.\, C_u$ gunakan $T = T_a \,.\, Cu$
2) Jika $T_a < T_c < T_a \,.\, C_u$ gunakan $T = T_c$
3) Jika $T_c < T_a$ gunakan $T = T_a$

Koefisien C_u yang digunakan dapat ditentukan pada Tabel 3.13 berikut.

Tabel 3.13 Koefisien untuk Batas Atas pada Periode yang Dihitung

Parameter Percepatan Respon Spektrum Desain pada 1 detik, S_{D1}	Koefisien C_u
≥ 0,4	1,4
0,3	1,4
0,2	1,5
0,15	1,6
≤ 0,1	1,7

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

9. Gaya geser daya seismik

Menurut SNI (1726-2019) tentang cara perencanaan struktur bangunan gedung dan non gedung tahan gempa. Gaya geser yaitu lateral total yang terjadi pada tingkat dasar bangunan dan dapat ditentukan dengan persamaan 3.28 berikut.

$$V = Cs \times W_{\text{total bangunan}} \quad (3.28)$$

Dengan:

Cs = koesifisien respon seismik

W = berat seismik efektid bangunan (kN)

3.7 Analisis Program Struktur (SAP2000)

SAP2000 merupakan salah satu *software* yang biasanya digunakan oleh mahasiswa teknik dalam menganalisis gaya-gaya yang bekerja dalam suatu struktur, dan juga dapat memudahkan pekerjaan menganalisis dan merancang bangunan konstruksi seperti gedung bertingkat, jembatan, bendungan, dan berbagai jenis struktur lainnya. Keunggulan dari SAP2000 yaitu desain dapat ditampilkan secara langsung (*real time*). Tipe struktur dalam SAP2000 dapat ditampilkan dalam bentuk 2D dan 2D. Output yang dihasilkan dari *software* ini yaitu BMD, SFD, NFD, dan lendutan.

Langkah-langkah pengoprasian *software* SAP2000 adalah sebagai berikut.

1. Buka *software* SAP 2000.
2. Klik file untuk memilih *new model* (Ctrl+N).
3. Mengatur satuan dan memilih *template.*
4. Mengatur dimensi seperti *number of divisions, divisions lenght,* dan *height.*
5. Kemudian muncul tampilan SAP2000 dengan pengaturan dimensi sebelumnya.

6. Kemudian pada *tab difine-materials-add new material-material type and material name*-ok.
7. Kemudian pada *tab difine-section properties-frame properties-add new property-select property type- add to type section*-buat bentuk *type* sesuai yang diinginkan-ok.
8. Kemudian pada *tab define-load patterns-add new load patterns*-ok.
9. Kemudian pad *tab define-load combinations-dd new combo*-ok.
10. Kemudian tampilan awal dihapus (kalau tidak sesuai)
11. Selanjutnya memodelkan ulang kembali menggunakan *properties of object* yang diinginkan.
12. Kemudian pada tab assign-joint-restraints-pilih tumpuan yang akan digunakan-ok.
13. Kemudian pada tab assign-frame-releases/partial fixity-pilih sesuai data yang dicari-okk.
14. Pilih titik yang akan diinputkan beban kemduian tab assign-joint loads-forces-load pattern name-load force global Z (beban ke arah bawah)-ok.
15. Kemudian pada tab analyze-se analyze optiont-pilih plane frame-ok.
16. Kemudian pada tab analyze-run analyze-run now (jika sudah sesuai)-save.
17. Setelah proses analisis sudah selesai, maka dapat diperoleh beberapa output hasil analisis, seperti berat bangunan, gaya geser, momen lentur, momen torsi, dan lendutan.

3.8 Analisa *software Plaxis*

Langkah-langkah pengoprasian *plaxis 2D foundation* sebagai berikut.

1. Pengaturan umum program, seperti nama proyek, satuan, dan dimensi proyek.
2. Memodelkan geometri tanah dan tiang tunggal.
3. Menentukan parameter-parameter material seperti lapisan tanah (*soil layers,*), tiang (*pile*) dan karakteristik tanah.
4. *Meshing* atau menyusun jaringan elemen secara 2D,
5. Menfinisikan langkah-langka (*pharse*) perhitungan, kemudian *run calculate* program *Plaxis 2D* untuk mencari faktor aman dengan prosedur kalkulasi menggunakan *phi-c reduction*.

BAB IV
METODE PENELITAN

4.1 Metode Penelitian

Penlitian yang dilakukan merupakan analisis kapasitas dukung fondasi tiang bor yang mengambil objek pada proyek pembangunan Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur dengan menggunakan metode Tomlinson dan Skempton. Bertujuan untuk mengevaluasi kelayakan penggunaan fondasi tiang bor sebagai alternatif dari fondasi tiang pancang di proyek konstruksi ini. Penggunaan metode perhitungan yang berbeda dapat memungkinkan para peneliti untuk membandingkan hasil dan dapat juga memperoleh gambaran yang lebih komprehensif tentang perilaku fondasi. Kapasitas dukung yang didapatkan, diharapkan dapat menahan struktur atas dan penurunan (*settlement*) yang berada pada batas toleransi. Studi kasus ini diharapkan bisa memberikan konstribusi terhadap perkembangan desain fondasi yang lebih efisien dan ekonomis dalam proyek-proyek selanjutnya.

4.2 Pengumpulan Data

Pada penelitian ini data yang digunakan berasal dari proyek pembangunan Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur. Berikut adalah data yang digunakan.

1. Gambar teknis pembangunan Gedung ESDM Samarinda (Lampiran 1)
2. Data beban pada pembangunan Gedung ESDM Samarinda (Lampiran 2)
3. Data penyelidikan tanah hasil laboratorium dan N-SPT (Lampiran 3)

4.3 Analisis Fondasi Tiang Bor

Metode Analisis penelitian yang dilakukan ada beberapa hal diantaranya adalah sebagai berikut.

1. Studi Pustaka

   Berfungsi sebagai acuan para peneliti menganalisis setelah subjek ditentukan. Salah satunya buku, pendapat, penelitian terdahulu, atau teori-teori yang berhubungan dengan penelitian.

2. Metode Pengumpulan Data

   Faktor utama dalam penentuan jenis pekerjaan yang akan dipilih dalam perencanaan konstruksi adalah data. Data yang digunakan berupa gambar teknik, data beban, dan dan data penyelidikan tanah.

Perhitungan kapasitas dukung tiang (tunggal dan kelompok) dan penurunan merupakan langkah yang diambil. Berikut langkah-langkah perhitungan yang akan digunakan.

1. Menghitung Kapasitas Dukung

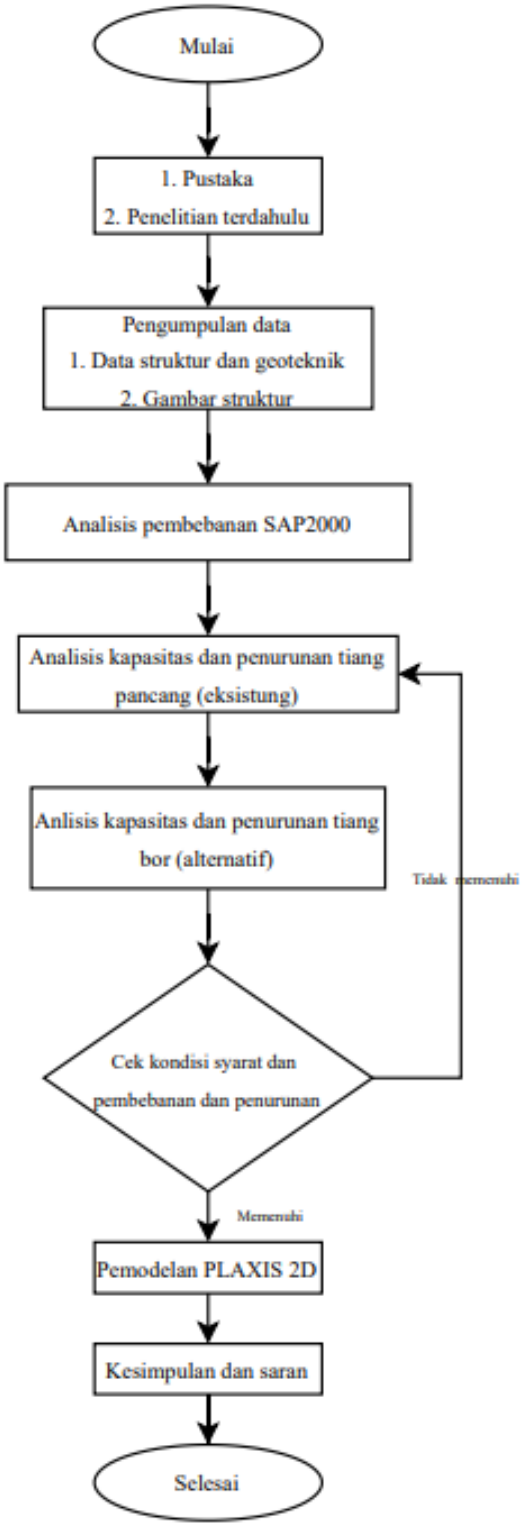
   Faktor-faktor yang perlu diperhatikan, yaitu:

   b. Mencari nilai daya dukung ujung dan selimut tiang
   c. Mencari daya dukung ultimit tiang
   d. Mencari daya dukung ijin tiang
   e. Mencari jumlah tiang

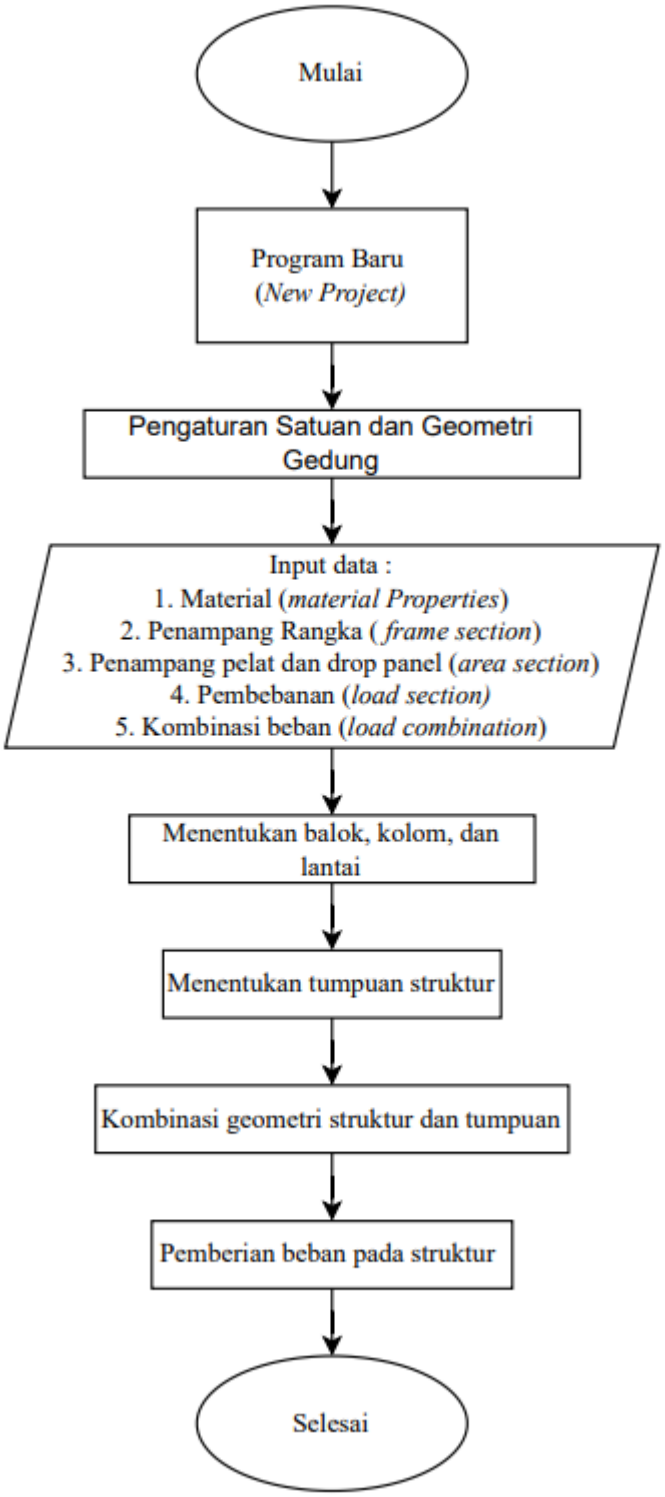
2. Menghitung Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok
   a. Faktor efisiensi (Eg)
   b. Jumlah tiang (n)
   c. Jarak tiang kelompok
3. Menghitung Penurunan Fondasi
   a. Penurunan fondasi eksisting
   b. Penurunan fondasi tiang bor tunggal (S)
   c. Penurunan fondasi tiang kelompok (Sg)

4.4 Bagan Aliran Penelitian

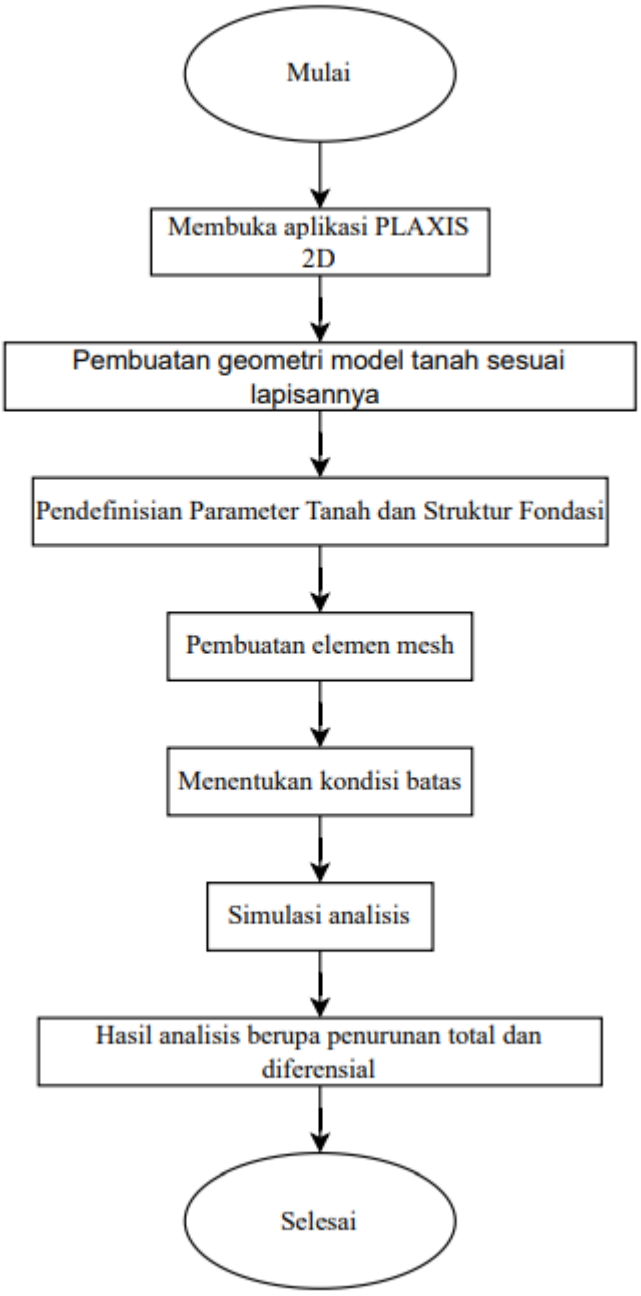
Bagan aliran adalah diagram yang akan digunakan untuk menyelesaikan masalah dengan langkah-langkah dalam melakukan penelitian. Pada penelitian ini terdapat dua bagan aliran yaitu bagan alir penelitia dan analisis pembebanan struktur dengan menggunakan *software* SAP2000 dan PLAXIS 2D, dapat dicermati pada gambar 4.1, 4.2, dan 4.3.



Gambar 4.1 Bagan Alir Metode Penelitian Tugas Akhir



Gambar 4.2 Bagan Alir Analisis Pembebanan Struktur dengan Software SAP2000



Gambar 4.3 Bagan Alir Analisis Penurunan Dengan Software PLAXIS 2

BAB V
ANALISIS DAN PEMBAHASAN

5.1 Data Gedung ESDM Samarinda

Gedung ESDM Samarinda merupakan gedung yang dibangun sebagai pusat kegiatan pemerintahan Provinsi disektor energi dan mineral, termasuk perumusan kebijakan, perizinan pertambangan dan energi, pengawasan, pengembangan energi terbarukan seperti listrik tenaga surya, hingga koordinasi program pemberdayaan masyarakat. Fungsi utama dari Gedung ESDM yaitu pusat administrasi, pelayanan publik, koordinasi dan pembinaan serta fasilitas program pemerintah. Gedung tersebut berada di jalan MT Haryono No 22, Air putih, Kecamatan Samarinda Ulu, Kota Samarinda, Kalimantan Timur. Gedung ESDM dibangun terdiri dari empat lantai, lantai satu hingga lantai tiga untuk ruangan kantor dan lantai empat ruangan aula. Lokasi proyek dapat dilihat pada Gambar 5.1 berikut.



Gambar 5.1 Lokasi Gedung ESDM Samarinda

(Sumber : Google Earth)

5.1.1 Data Umum Proyek

Data pembangunan gedung ESDM sebagai berikut:

1. Nama Proyek : Gedung ESDM
2. Pemilik Proyek : Pemerintah Provinsi Kalimantan Timur
3. Perencanaan : PT. BANYUMILI DESAIN KONSULTAN
4. Lokasi Proyek : Jalan MT Haryono No 22 Samarinda
5. Konstruksi Atas : Beton Bertulang
6. Konstruksi Bawah : Tiang Pancang
7. Jumlah Bangunan : 4 Lantai
8. Tinggi Bangunan : 16,54 m
9. Fungsi Bangunan : Perkantoran Administrasi

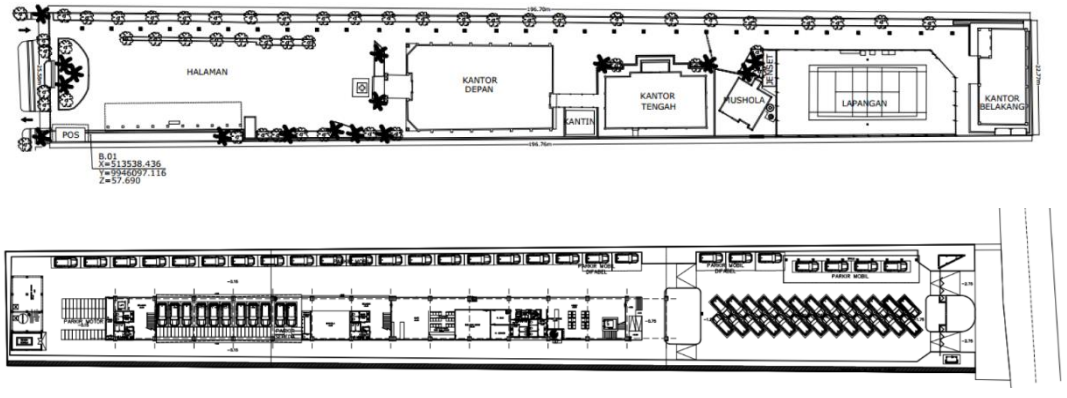
5.1.2 Mutu Bahan Dan Material

Material yang digunakan:

1. Beton
   - Kuat tekan (**f'c**) = 25 Mpa
   - Modulus elastis (**Ec**) = 23500 Mpa
2. Tulangan ulir
   - Kuat leleh (**f'y**) = 420 Mpa
   - Modulus elastis (**Es**) = 200000 Mpa

5.1.3 Denah Konstruksi

Denah pembangunan gedung ESDM dapat dilihat pada gambar 5.2 berikut.



Gambar 5.2 Denah Gedung

(Sumber : PT BANYUMILI DESAIN KONSULTAN)

5.2 Pembebanan Struktur

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

5.2.1 Peraturan Pembebanan

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

1. SNI 1727:2020, Beban minmal dalam perencanaan bangunan gedung dan infrastruktur lain.
2. SNI 1726:2019, Prosedur perencanaan ketahanan gempa untuk struktur bangunan gedung dan infrastruktur nongedung.
3. SNI 2847:2019, Persyaratan beton struktural untuk bangunan gedung
4. SNI 8460:2017, Persyaratan perancangan geoteknik.

5.2.2 Beban Hidup

Sebagai mana hal ini telah tertulis pada SNI 1727 : 2013 dan pada SNI 03-1726-2019. Beban hidup dihasilkan berdasarkan penggunaan dan penghunian bangunan gedung atau struktur yang bukan mencakup beban konstruksi. Dijelaskan dalam SNI beban tersebut dikategorikan berdasarkan fungsinya, dan untuk gedung ini berada di angka 4 – 6 $\frac{kN}{m^2}$

5.2.3 Beban Mati

Pembebanan mati adalah beban yang di terima oleh struktur yang didapat dari struktur itu sendiri. Beban ini bersifat konstan dan meliputi keseluruhan struktur bangunan. Pembebanan mati ini sangat penting bagi perhitungan struktur, karena menjadi dasar utama dalam menentukan kekuatan fondasi dan stabilitas struktur. Beban mati di jabarkan sebagai berikut:

Tabel 5.1 Analisis Beban Mati Pada Lantai

No	Material	Dimensi	Berat *Volume*	Beban	Ket
		m	$\frac{kg}{m^3}$	$\frac{kN}{m^2}$	
1	Plat beton	0.12	2400	312.00	
2	Spesi	0.03	1700	51.00	
3	Pasir	0.03	1600	48.00	
4	Keramik			10.42	
5	*Plafond*			9.27	
6	*Mechanical*/Electrical			12.00	
7	Partisi			73.40	
Qd Lantai				204.09	kg/m^2
				0.20	t/m2
				2.002	kN/m^2

5.2.4 Beban Gempa

Bangunan ini digunakan untuk bangunan kantor tempat kerja yang memiliki tekstur tanah lempung halus.

1. Perioda Struktur Bangunan (T)

   Berdasarkan SNI 03-1726-2019 besaran yang digunakan untuk gedung tersebut ditentukan oleh perioda struktur.

   a. Perioda Fundamental Pendekatan (Ta)

      Gedung ini memiliki 4 lantai dan atap di atasnya dengan ketinggian total 16,54 m. Gedung ini menggunakan struktur rangka beton pemikul momen. Pendekatan pada ct dan x nilai koefisiennya dapat dilihat pada SNI 03-1726-2019, persamaan yang digunakan sebagai berikut :

$$T_a = 0{,}0466\ x\ H^{0,9}$$
$$= 0{,}0466\ x\ 16{,}54^{0,9}$$
$$= 0{,}8291 \text{ detik}$$

   b. *Perioda Computed (T_c)*

      Proses analisa yang mendapatkan hasil *perioda computed* 1,0988 detik berasal dari SAP2000 pada arah X.

c. Perioda (T)

Berdasarkan SNI 03-1726-2019 pada tabel diatas pendekatan koefisien batas atas diperuntukan guna mendapatkan nilai dari perioda fundamental (C_u) sebesar 1,5 sehingga persamaan yang di gunakan adalah sebagai berikut. :

$$T = C_u \, x \, T_a$$
$$= 1{,}5x \; 0{,}8291$$
$$= 1{,}24 \text{ detik}$$

Persyaratan yang digunakan sebagai berikut :

Jika *Tc* > Cu Ta maka T = Cu Ta

Jika Ta < Tc < Cu Ta maka T = Tc, dan

Jika Tc < Ta maka T = Ta

Hasil yang di dapatkan adalah 0,824 detik maka hasil yang di gunakan berdasarkan aturan adalah 1,0988 detik

2. Faktor Keutamaan (I) dan Kategori Risiko Struktur bangunan

Kategori risiko yang dimiliki gedung berikut adalah kategori II, hal ini tercantum dalam SNI 03-1726-2019 yang menjelaskan tentang klasifikasi bangunan berdasarkan tingkat risiko terhadap jiwa manusia jika bangunan tersebut runtuh saat terjadinya gempa.

3. Nilai Respon Spektrum Gempa

Melalui parameter percepatan kita dapat mengetahui nilai respon spektrum gempa yang dijelaskan pada SNI 03-1726-2019. Terdapat 2 percepatan batuan yaitu perioda pendek ((S_s) dan perioda 1 detik (S_1). Dijelaskan pada gambar 5.3 .

Data seperti F_a, F_v, S_s, S_1 dijelaskan dalam pasal pasal pada SNI 03-1726-2019.

a. Pasal 6.2

1) Koefisien situs untuk perioda 0,2 detik (F_a)
2) Koefisien situs untuk perioda 1 detik (F_v)

b. Pasal 6.1.1

1) Merujuk pada peta gambar, parameter percepatan respon sprectal MCE pada perioda pendek redaman 5%(S_s)
2) Merujuk pada peta gambar, parameter percepatan respon sprectal MCE pada perioda 1 detik, redaman 5% (S_1)

Berdasarkan hal tersebut didapatkan nilai yang digunakan pada perhitungan respon spektrum yang ditunjukan pada tabel 5.2, 5.3, dan 5.4. Respon spektrum tersaji pada Gambar 5.3

Tabel 5.2 Respon Spektrum Periode Pendek

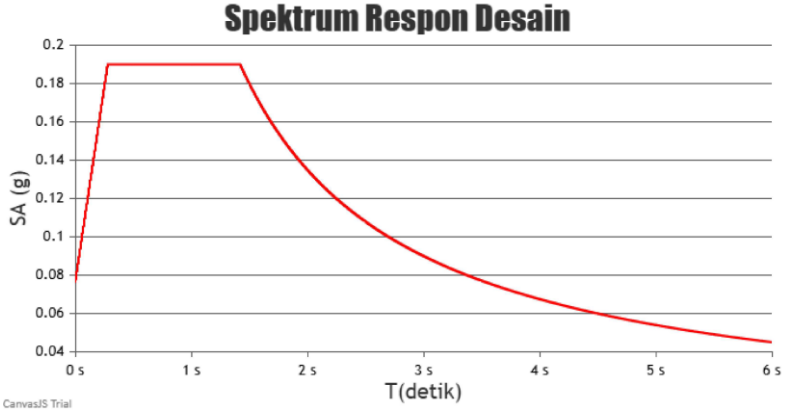
Respon Spectrum Percepatan Periode Pendek	
Ss	0,1148
Fa	2,5
S_{MS}	0,2755
S_1	0,0951
F_v	3,5
S_{M1}	0,3994

Tabel 5.3 Parameter Percepatan Spektrum Desain

Parameter Percepatan Spectrum Desain	
S_{DS}	0,1836
S_{D1}	0,2662

Tabel 5.4 Faktor Koreksi Kerentanan

Faktor Koreksi Kerentanan	
C_{RS}	0,900
C_{R1}	0,900
S_{Dsr}	0,567
S_{D1r}	0,260



Gambar 5.3 Hasil Respon Spektrum Site Class SE

(Sumber : Desain Spektra Indonesia, 2025)

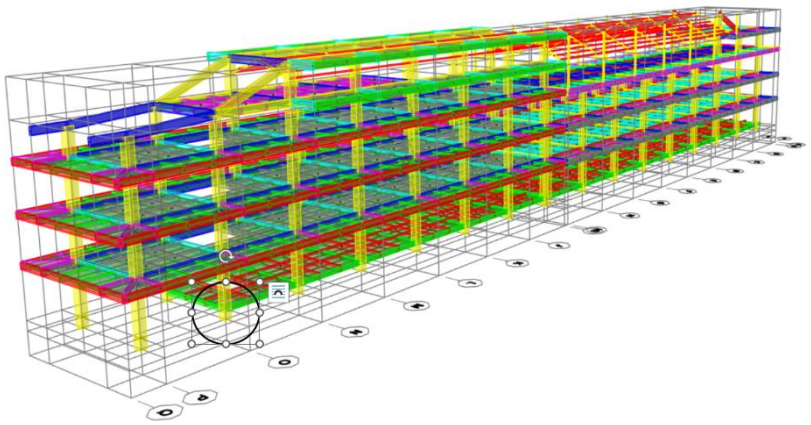
4. Beban Geser Nominal (V)

   Perhitungan beban geser nominal menurut SNI 03-1726-2019 sebagai berikut :

$$V = C_s \, x \, W_t$$
$$= 0{,}023 \, x \; 4.895{,}85$$
$$= 112{,}605$$

5.2.5 Hasil Program SAP 2000

Hasil dari Pemrograman menggunakan SAP2000 Dapat dilihat pada gambar 5.4 berikut ini.



Gambar 5.4 Permodelan SAP2000 Dalam 3 Dimensi

(Sumber: Software SAP2000)

Berdasarkan hasil analisa menggunakan program SAP2000 yang diasumsikan jepit jepit supaya tidak ada pergeseran pada strukturnya. Plat lantai dari bawah hingga ke dak dimasukan kedalam kategori beban mati. Beban mati untuk tiap lantai adalah 4,70 $\frac{kN}{m^2}$.

Beban gempa diikutkan untuk dihitung yang didasarkan oleh ketinggian dan portalnya. Beban gempa dimasukan dengan dua arah (Horizontal dan Vertikal). Tinggi dari tiap lantai mempengaruhi besar dari beban gempa dikarenakan, semakin tinggi lantai tersebut maka nilai beban gempa yang dimiliki akan membesar.

Program SAP2000 didapatkan gaya-gaya dalam Frame K170/70 dengan kombinasi beban sebagai berikut

Beban aksial (P) = 4895,85 kN

Gaya Lateral (H) = 534,2378 kN

Momen arah x (Mx) = 275,896 kNm

Momen arah y (My) = 224.307 kNm

Data dari kolom yang didapatkan tersebut pada dasarnya akan digunakan untuk menganalisa fondasi tiang bor yang akan digunakan.

5.3 Data Karakteristik Tanah

Penyelidikan tanah yang dilakukan mendapatkan hasil merupakan tanah lempung dan berpasir. Metode yang digunakan adalah *standard penetration test* (SPT) pada wilayah Gedung ESDM Samarinda dengan titik koordinat (X;Y) adalah (513438;9946185). Berikut hasil dari pengujian yang dilakukan dapat dilihat pada Tabel 5.6 Berikut.

Tabel 5.5 Rangkuman Hasli Uji SPT

Kedalaman (m)	N-SPT	Keterangan
2	5	Lempung Halus
4	7	
6	6	
8	4	
10	7	
12	4	
14	4	
16	7	
18	8	Pasir Kelempungan
20	38	
22	44	Batu Lempung
24	50	
26	60	
28	60	
30	60	

(Sumber : PT BANYUMILI DESIGN KONSULTAN)

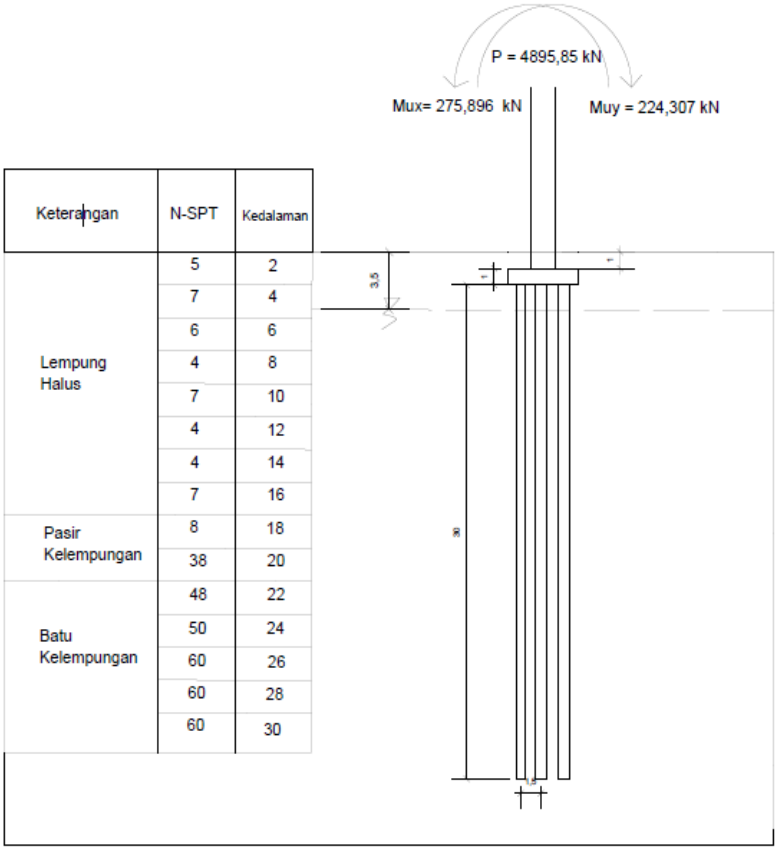
5.4 Fondasi Tiang Bor

Hasil analisa menggunakan progrem SAP2000 pada *frame* K170/70 mendapatkan hasil berupa beban aksial geser, momen x dan momen y masing-masing sebesar 4895,85 kN, 534,2378 kN, 275,896 kNm, 224.307 kNm

5.4.1 Kapasitas Tiang Bor Tunggal

Pada analisis pembebanan menggunakan aplikasi SAP2000 pada frame yang di maksud menghasilkan luaran berupa beban aksial geser, momen x dan momen y.

sketsa dari desain fondasi tiang bor menggunakan beban tersebut dapat dilihat pada gambar 5.5 berikut.



Gambar 5.5 Permodelan Beban Pada Fondasi Tiang Bor

Fondasi terletak pada kedalaman 1 m sementara muka air tanah berada pada kedalaman 4 m dan Panjang pile yang ditinjau adalah 30 m. Fondasi ini terletak pada tanah lempung halus hingga kedalaman 16 m kemudian pasir kelempungan pada kedalaman 18-20 m dan pasir halus pada kedalaman 22-30 m. Ujung fondasi terletak pada kedalaman 30 m dengan jenis tanah berupa batu lempung.

1. Skempton
    a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang Untuk Diameter

        Berikut ini perhitungan kapastias dukung ujung tiang menggunakan metode Skempton yang menggunakan rumus butiran halus dikarenakan ujung fondasi berada pada tanah pasir halus.

Luas tiang $(A_p) = \pi \; x \; r^2$

$= \pi \; x \; 0{,}25^2$

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

C_u $= 6 \; x \; 60 \; = 360 \; kPa$

N_c $= 9$

μ $= 0{,}8$

Q_p $= A_{p \; x \; N_c \; x \; C_u x \; \mu}$

$= \; 0{,}196 \; x \; 360 \; x \; 9 \; x \; 0{,}8$

$= \; 508{,}938 \; kN$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

1) Lempung Halus

a) Kedalaman 2 – 16 m

P $= \; 2 \; x \; \pi \; x \; r$

$= 1{,}571 \; m^2$

C_u $= 6 * \frac{7+6+4+7+4+4+7}{7}$

$= 33{,}428$

α $= 0{,}25$

L $= 14$

Qs $= L \; x \; P \; x \; C_u \; x \; \alpha$

$= 14 \; x \; 1{,}571 \; x \; 33{,}428 \; x \; 0{,}25$

$= 197{,}471 \;\; kN$

2) Pasir Kelempungan

a) Kedalaman 16 – 20 m

P $= \; 2 \; x \; \pi \; x \; r$

$= 1{,}571 \; m^2$

C_u $= 6 * \frac{8+38}{2}$

$= 138$

α $= 0{,}5$

L $= 4$

Qs $= L \; x \; P \; x \; C_u \; x \; \alpha$

$$= 4\ x\ 1{,}571\ x\ 138x\ 0{,}5$$

$$= 433.539\ kN$$

3) Pasir Halus

a) Kedalaman 16 – 20 m

P $= 2\ x\ \pi\ x\ r$

$= 1{,}571\ m^2$

C_u $= 6 * \frac{44+50+60+60}{4}$

$= 328.8$

α $= 0{,}75$

L $= 10$

Qs $= L\ x\ P\ x\ C_u\ x\ \alpha$

$= 10\ x\ 1{,}571\ x\ 328{,}8\ x\ 0{,}75$

$= 3873.583742\ kN$

4) Jumlah

$\sum Q_s = 197{,}471 + 433.539 + 3873.583742\ kN$

$= 4504.595\ kN$

c. Kapasitas Dukung ultimit tiang (Q_u)

$Q_u = Q_p + Q_s$

$= 508{,}938 + 4504.595\ kN$

$= 5013.533\ kN$

d. Kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})

$Q_{all} = \frac{Q_u}{S_f}$

$= \frac{5013.533}{3}$

$= 1671.177\ kN$

1. Jumlah Tiang (n)

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

$= \frac{4895{,}85}{1671.177}$

$= 2.929$

$\approx 3\ tiang$

2. Tomlinson

a. Kapasitas Dukung Ujung Tiang Untuk Diameter

Berikut ini perhitungan kapastias dukung ujung tiang menggunakan metode Tomlinson.

Luas tiang (A_p) $= \pi \; x \; r^2$

$= \pi \; x \; 0{,}25^2$

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

C_u $= 360$

N_c $= 9$

Q_p $= A_{p \; x \; N_c \; x \; C_u}$

$= \; 0{,}196 \; x \; 360 \; x \; 9$

$= \; 636{,}172 \; kN$

b. Kapasitas Dukung Selimut Tiang

1) Lempung Halus

b) Kedalaman 0 – 16 m

P $= \; 2 \; x \; \pi \; x \; r$

$= 1{,}571 \; m^2$

C_u $= 6 * \frac{5+7+6+4+7+4+4+7}{8}$

$= 33.423$

α $= 0{,}25$

L $= 16$

Qs $= L \; x \; P \; x \; C_u \; x$ α

$= 14 \; x \; 1{,}571 \; x \; 200 \; x \; 0{,}25$

$= 197.4715382 \;\; kN$

2) Pasir Kelempungan

a) Kedalaman 16 – 20 m

P $= \; 2 \; x \; \pi \; x \; r$

$= 1{,}571 \; m^2$

C_u $= 6 * \frac{8+38}{2}$

$= 138$

α $= 0{,}5$

L $= 4$

Qs $= L\ x\ P\ x\ C_u\ x\ \alpha$

$= 4\ x\ 1{,}571\ x\ 150x\ 0{,}5$

$= 433{,}534\ kN$

3) Pasir Halus

a) Kedalaman 20 – 30 m

P $= 2\ x\ \pi\ x\ r$

$= 1{,}571\ m^2$

$C_u = 6 * \frac{44+50+60+60+60}{5}$

$= 328.8$

α $= 0{,}75$

L $= 10$

Qs $= L\ x\ P\ x\ C_u\ x\ \alpha$

$= 10\ x\ 1{,}571\ x\ 100\ x\ 0{,}75$

$= 3873{,}583742kN$

4) Jumlah

$\sum Q_s = 197{,}4715382 + 433{,}534 + 3873{,}5837\ kN$

$= 4504{,}595066\ kN$

e. Kapasitas Dukung ultimit tiang (Q_u)

$Q_u = Q_p + Q_s$

$= 636{,}172 + 4504{,}595066\ kN$

$= 5140{,}767580\ kN$

f. Kapasitas dukung ijin tiang (Q_{all})

$Q_{all} = \frac{Q_u}{S_f}$

$= \frac{5140{,}767580}{3}$

$= 1713{,}589193\ kN$

1. Jumlah Tiang (n)

$$n = \frac{P}{Q_{all}}$$
$$= \frac{4895,85}{1713,589193}$$
$$= 2,857$$
$$\approx 3\ tiang$$

Tabel 5.6 Rekapitulasi Daya Dukung Tiang dan Jumlah Tiang

	Tiang pancang spun pile eksisting D50 (Tomlinson)	**Tiang bor D50 altenatif (Skempton)**	**Tiang Pancang spun pile D40 altenatif (Tomlinson)**
Qp (kN)	636.173	508.938	407.150
Qs (kN)	4504.595	4504.595066	3603.676
Qu (kN)	5140.767579	5013.533076	4010.826461
Qall (kN)	1713.589193	1671.177692	1336.942154
Jumlah tiang (n)	3	3	4

5.4.2 Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas Dukung Kelompok Tiang bisa dihitung dengan persamaan berikut. Dengan nilai efisien kelompok tiang berdasar S ≥ 3D.

1. Tomlinson

E_g = 0,8634444824

$Q_g = E_g\ x\ n\ x\ Q_{all}$

$= 0,863444824\ x\ 3\ x\ 1713,589193$

$= 4438,51045769155$ kN

2. Skempton

E_g = 0,8634444824

$Q_g = E_g\ x\ n\ x\ Q_{all}$

$= 0,8634444824x\ 3\ x\ 1671,177692$

$= 4328,90918$ kN

Untuk mengetahui nilai Q_g sudah sesuai maka akan dicek menggunakan nilai Q_{ug}, nilai Q_{ug} harus lebih besar dari nilai Q_g

$A_p = \pi \; x \; r^2$

$= \pi \; x \; 0{,}25^2$

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

$Q_p = \frac{Q_p}{S_f}$

$= \frac{636{,}172}{3}$

$= 212{,}057504 \; kN$

$q_p = \frac{Q_p}{A_p}$

$= \frac{212{,}057504}{0{,}196}$

$= 1081{,}930 \frac{kN}{m^2}$

L $= 30 \; m$

P $= \pi \; x \; D$

$= \pi \; x \; 0{,}5$

$= 1{,}571 \; m$

$Q_s = \frac{Q_s}{S_f}$

$= \frac{4504{,}595066}{3}$

$= 1501{,}531689 \; kN$

$F_s = \frac{Q_s}{p \; x \; L}$

$= \frac{1501{,}531689 kN}{1{,}571 \; x \; 30}$

$= 31{,}86349206 \; \frac{kN}{m^2}$

$Q_{ug} = L_g \; x \; B_g \; x \; q_p + \sum[2 \; x \; (L_g \; x \; B_g) \; x \; \Delta L \; x \; F_s$

$= 20194{,}71429 \; kN$

$Q_{ug} > Q_g$

a. Tomlinson

$20194{,}71429 \; kN > 4438{,}769155 \; \cancel{kN}$ ⟶ OKE

b. Skempton

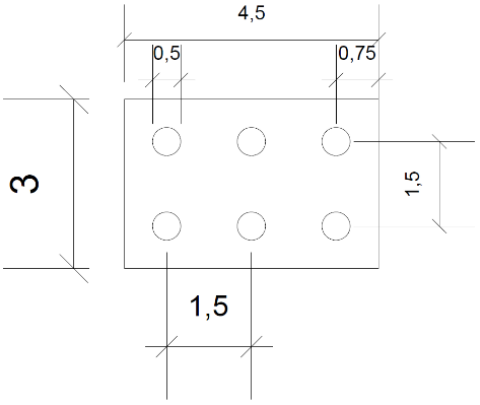
$18736 \; kN > 4328{,}90918 \cancel{kN}$ ⟶ OKE

c. Tomlinson Alternatif

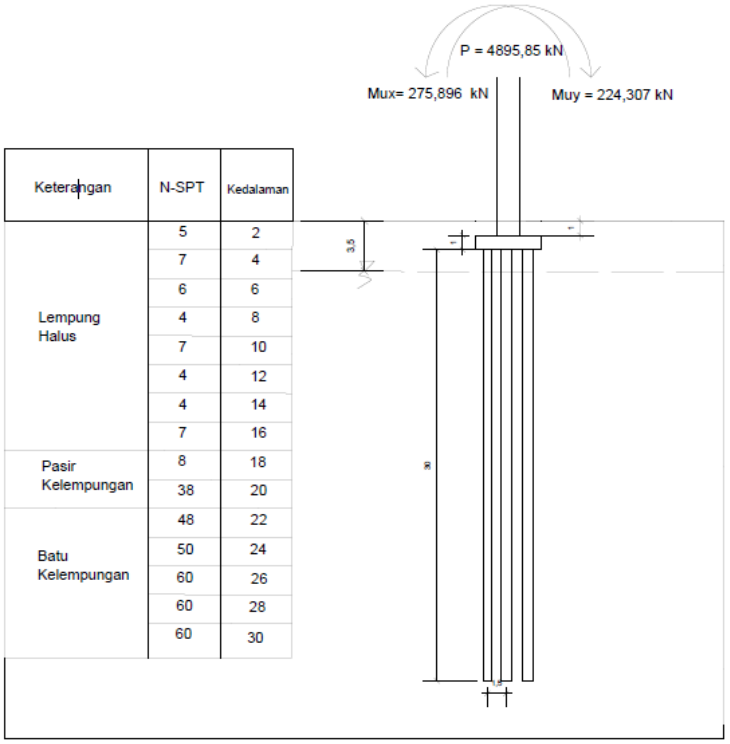
$26926{,}28571\ kN > 4460{,}549013\ kN$ ⟶ OKE

Tabel 5.7 Rekapitulasi Perhitungan Kapasitas Dukung Blok Tiang Kelompok

Metode	Ap (m^2)	Qp (kN)	qp (kN/m^2)	Qs (kN)	Fs (kN/m^2)	Qug (kN)	Qg (kN)	Qg (pakai)
Tomlinson	0,196	636,173	1080,000	4504,595	31,863	20194,714	4438,769	4438,769
Skempton	0,196	508,938	864,000	4504,595	31,863	26926,286	4328,909	4328,909
Tomlinson Alternatif	0,126	407,150	1080,000	3603,676	31,863	26926,286	4460,549	4460,549



Gambar 5.6 Susunan Tiang Bor Pada Pilecap Dalam Satuan Meter



Gambar 5.7 Permodelan Fondasi Tiang Bor Kelompok

5.4.3 Distribusi Beban Ke Tiap Kelompok

Beban yang dapat diterima pada setiap tiang (P_i) pada kelompok tiang bor ditentukan dengan persamaan berikut ini.

Beban aksial (P) $= 4895{,}85$ kN

Berat Pilecap (W) $= B_g \; x \; L_g \; x \; h \; x \; \gamma$

$= 4{,}5 \; x \; 3 \; x \; 1 \; x \; 24$

$= 324$ kN

Berat tiang (W_g) $= A_p \; x \; \gamma \; n \; x \; L$

$= 0{,}196 \; x \; 24 \; x \; 6 \; x \; 30$

$= 848{,}2300165$ kN

Berat Total (P_t) $= P + W + W_g$

$= 4895{,}85 + 324 + 848{,}2300165$

$= 6068{,}080$ kN

Untuk mencari dimensi pelat penutup tiang (*pilecap)* ditentukan dengan banyaknya tiang dalam satu kelompok, sehingga jarak tiang akan memengaruhi dimensi pelat penutup tiang (Teng, 1962). Tabel 3.3 menjelaskan mengenai jarak minimum serta dimensi dari penutup yang di anjurkan. Berikut ini perhitungan untuk absis tiang terhadap pusat penutup tiang:

$\sum x^2 = 3 \; x \; 0{,}75^2$

$= 1{,}6875 \; m^2$

$\sum y^2 = 2 \; x \; 0{,}75^2$

$= 1{,}125 \; m^2$

$M_x = 275{,}896$ kNm (didapatkan dari $SAP2000$)

$M_y = 224.307$ kNm (didapatkan dari $SAP2000$)

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

$P_i 1 = \frac{6068{,}080}{6} + \frac{224{,}307 \; x \; -1{,}5}{1{,}6875} + \frac{275{,}896 \; x \; 0{,}75}{1{,}125}$

$= 971{,}187$ kN

$P_i 2 = \frac{6068{,}080}{6} + \frac{224{,}307 \; x \; 0}{1{,}6875} + \frac{275{,}896 \; x \; 0{,}75}{1{,}125}$

$= 1333{,}917$ kN

$P_i3 = \frac{6068,080}{6} + \frac{224,307\ x\ 1,5}{1,6875} + \frac{275,896\ x\ 0,75}{1,125}$

$= 1696,648$ kN

$P_i4 = \frac{6068,080}{6} + \frac{224,307\ x\ 1,5}{1,6875} + \frac{275,896\ x -0,75}{1,125}$

$= 1051,507$ kN

$P_i5 = \frac{6068,080}{6} + \frac{224,307\ x\ 0}{1,6875} + \frac{275,896\ x -0,75}{1,125}$

$= 688,776$ kN

$P_i6 = \frac{6068,080}{6} + \frac{224,307\ x\ -1,5}{1,6875} + \frac{275,896\ x -0,75}{1,125}$

$= 326,045$kN

Material yang digunakan dapat menjadi acuan perhitungan kekuatan tiang. Dengan mutu beton K-300 serta diameter tiang sebesar 0,5 dan panjang tiang sebesar 30. Berikut ini merupakan perhitungan dari kekuatan tiang bor menggunakan material.

$\sigma = \frac{P}{A}$

Dengan:

$P = 4895,85\ kN$

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

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

$= 0,196\ m^2$

$\sigma = \frac{P}{A}$

$= \frac{4895,85}{0,196}$

$= 6793,586\ \frac{kg}{cm^2}$

$\sigma_{ijin} = K - 300$

$=300\ x\ 0,83$

$= 249\ \frac{kg}{cm^2}$

$\sigma = 69,249\ \frac{kg}{cm^2} \quad < \quad \sigma_{ijin} = 249\ \frac{kg}{cm^2} \longrightarrow$ (AMAN)

5.4.4 Penurunan Fondasi Tiang Bor

1. Penurunan Tiang Tunggal

   Mekanisme pengalihan beban memengaruhi penurunan, sehingga penyelesaian perhitungan menggunakan metode pendekatan. Oleh sebab itu perhitungan penurunan tiang tunggal dihitunf dengan persamaan 3.16 dan 3.17 berikut.

   a. Perkiraan penurunan tiang apung atau friksi

   Q = 4895,850 kN

   E_s = 20.000 $\frac{kN}{m^2}$

   E_b = 5 x E_s

   = 5 x E_s

   = 100000 $\frac{kN}{m^2}$

   E_p = 4700 x $\sqrt{f_c'}$

   = 4700 x $\sqrt{25}$

   = 23500 Mpa

   = 23500000 $\frac{kN}{m^2}$

   Untuk $\frac{db}{d}$ = $\frac{0,5}{0,5}$ = 1, diameter ujung atas sama besarnya

   Untuk $\frac{L}{d}$ = $\frac{30}{0,5}$ = 60

   Dari masing-masing grafik diperoleh :

   I_o = 0,0385 (untuk $\frac{L}{d} = 60, \frac{db}{d} = 1$) (Gambar 3.6 (a))

   R_μ = 0,89 (untuk $\mu_s = 0,25, K = 1288$) (Gambar 3.7 (b))

   R_k = 0,9 (untuk $\frac{L}{d}$ = 60, K = 1288) (Gambar 3.6 (a))

   R_h = 0,75 (untuk $\frac{L}{d}$ = 60, $\frac{L}{h}$ = 0,7) (Gambar 3.7 (a))

   R_b = 0,85 (untuk $\frac{L}{d}$ = 60, $\frac{E_b}{E_s} = 5$, K = 1288) (Gambar 3.8)

   Maka diperoleh penurunan friksi sebagai berikut:

   I = I_o x R_k x R_b x R_μ

   = 0,0385 x 0,9 x 0,85 x 0,89

   = 0,026212725

S_f $= \frac{Q\ x\ I}{E_s\ x\ D}$

$= \frac{4895{,}85\ \ \text{x}\ 0{,}02621}{20000\ x\ 0{,}5}$

= 0,012833357 m

b. Perkiraan penurunan tiang dukung ujung

I $= I_o\ x\ R_k\ x\ R_h\ x\ R_\mu$

$= 0{,}0385\ x\ 0{,}9\ x\ 0{,}75\ x\ 0{,}89$

$= 0{,}023128875$

S_u $= \frac{Q\ x\ I}{E_s\ x\ D}$

$= \frac{2380{,}158\ \ x\ 0{,}023128875}{20000\ x\ 0{,}5}$

= 0,01132355 m

c. Perkiraan penurunan total

S $= S_f + S_u$

= 0,012833357 m + 0,01132355 m

$= 0{,}024156907\ m$

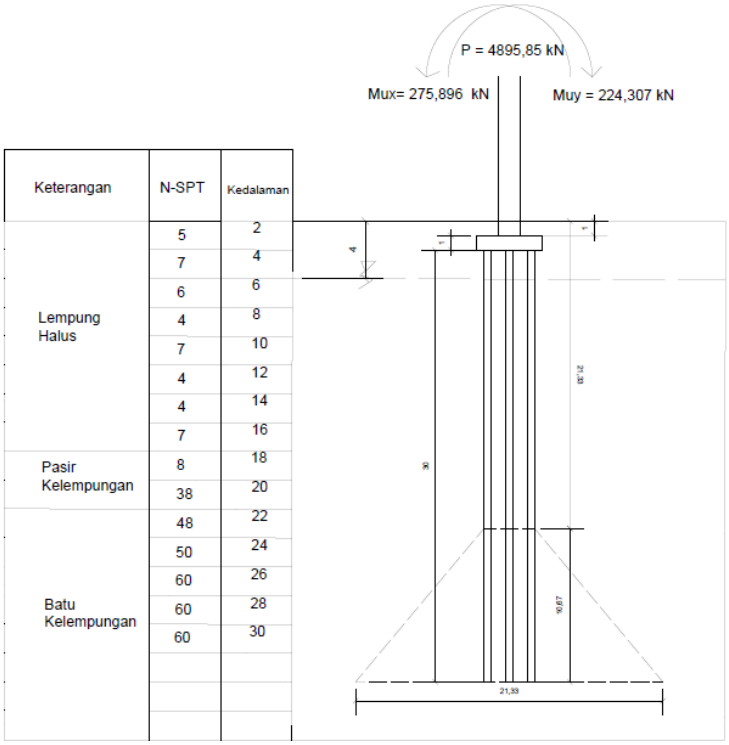
Tabel 5 8 Rekapitulasi Perhitungan Penurunan Elastik Tiang Tunggal

Keterangan	Tomlinson D50	Skempton D50	Tomlinson alternatif D40
Beban yang bekerja (Q) (kN)	4,895.85	4,895.85	4,895.85
Modulus elastisitas tanah (Es) (kN/m^2)	20,000.00	20,000.00	20,000.00
Modulus elastisitas tanah didasar tiang (Eb) (kN/m^2)	100,000.00	100,000.00	100,000.00
Modulus elastisitas bahan tiang (Ep) (kN/m^2)	23,500.00	23,500.00	23,500.00
Faktor penurunan (Io)	0.0385	0.0775	0.0385
Faktor koreksi angka *poisson* Rμ	0.89	0.89	0.89
Faktor koreksi kompresi (Rk)	0.9	0.9	0.9
Faktor koreksi kedalaman Rh	0.75	0.75	0.75

Faktor koreksi kekakuan lapisan pendukung Rb	0.85	0.85	0.85
I untuk tiang friksi	0.026212725	0.052765875	0.026212725
Penurunan tiang apung atau friksi (S) (m)	0.012833357	0.037942838	0.016041696
I untuk ujung tiang	0.023128875	0.046558125	0.023128875
Penurunan ujung tiang (S) (m)	0.01132355	0.02279416	0.014154438
Penurunan Total (S) (m)	0.024156907	0.060736997	0.030196134

2. Penurunan Tiang Kelompok

Tegangan yang bekerja pada area yang lebih luas dan pada kedalaman yang lebih besar berpengaruh terhadap besarnya penurunan kelompok tiang. Berdasarkan Gambar 5.6, daerah ujung tiang terletak pada lapisan tanah pasir halus, sehingga perhitungan penurunan kelompok tiang menggunakan persamaan berikut.



Gambar 5.8 Distribusi Beban Pada Kelompok Tiang

P = 4895,850 kN

B = 4,5 m

H = 3 m

L $= 32\ m$

A1 $= (4{,}5 + 5{,}333)x(3 + 5{,}333)$

$= 81{,}94444444\ m$

A2 $= (4{,}5 + 4{,}666)x(3 + 4{,}6666)$

$= 70{,}27777778\ m$

$\sigma'_0 1 = (5\ x\ 21) + (9{,}6\ x\ 15)$

$= 249\ m$

$\sigma'_0 2 = (0{,}333\ x\ 15) + (4{,}5\ x\ 22) + (9{,}5\ x\ (22 - 9{,}81)$

$= 219{,}8\ m$

$\Delta\sigma^1 1 = \frac{4895{,}850}{81{,}94444444}$

$= 59{,}7459661m$

$\Delta\sigma^1 2 = \frac{4895{,}850}{70{,}27777778}$

$= 69{,}66426877\ m$

a. Kedalaman 21,3333 m – 27 m

$S_c = \frac{C_c}{1 + \ell_0}\ x\ \Delta H\ x\ \log\frac{\sigma'_0 1 + \Delta\sigma^1 1}{\sigma'_0 1}$

$S_c 1 = \frac{0{,}03}{1 + 0{,}6}\ x\ 10{,}6666\ x\ \log\frac{249 + 59{,}745}{249}$

= 0,018680389 m

b. Kedalaman 10 m – 14 m

$S_c = \frac{C_c}{1 + \ell_0}\ x\ \Delta H\ x\ \log\frac{\sigma'_0 1 + \Delta\sigma^1 1}{\sigma'_0 1}$

$S_c 2 = \frac{0{,}01}{1 + 0{,}6}\ x\ 9{,}333\ x\ \log\frac{219{,}8 + 69{,}664}{219{,}8}$

= 0,007696284 m

c. Total S_c

$S_c = S_c 1 + S_c 2$

= 0,018680389 m + 0,007696284 m

= 0,026376673 m

Dengan mengadakan hubungan pada penurunan yang diizinkan dan penurunan total, hal ini pada umumnya digunakan untuk memprediksi penurunan maksimum. Sebagai syarat untuk dibandingkan yaitu $S_{total} \leq S_{izin}$. Berikut ini hasil dari perhitungan untuk penurunan izin yang ditunjukan pada SNI 8460-2017.

$$S_{izin} = 15 \text{ cm} + \frac{b}{600}$$
$$= 15 \text{ cm} + \frac{800}{600}$$
$$= 16{,}3 \text{ cm}$$
$$S_{total} = 0{,}02637 \text{ m} \leq S_{izin} = 0{,}163\ m \longrightarrow \quad \text{Aman}$$

5.4 Pembahasan

Dalam perencanaan pada pembangunan gedung, fondasi selalu menjadi hal yang sangat krusial. Fondasi merupakan elemen struktur bawah yang berfungsi menyalurkan beban dari bagian struktur atas bangunan menuju tanah pendukung bawah. Perencanaan fondasi harus memastikan bahwa tanah dasar memiliki kapasitas yang cukup untuk menopang beban tersebut tanpa menimbulkan kerusakan pada struktur ataupun penurunan (*settlement*) yang melebihi batas aman.

Seperti data tanah, beban yang akan diterima fondasi, dan mutu dari fondasi tersebut.Dengan perhungan fondasi yang tepat dibutukan data yang mendukung seperti data tanah yang akan digunakan untuk pembangunan Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur merupakan data N-SPT, serta analisa kapasitas dan penurunan menggunakan PLAXIS 2D dan beberapa metode lainnya.

5.4.1 Hasil Analisis Daya Dukung Fondasi Tiang Bor Tunggal

Anaslisis kapasitas dukung fondasi bore pile dan fondasi tiang pancang dilakukan dengan variasi diameter yang berbeda untuk fondasi bore pile 0,5 m dan dibandingkan untuk fondasi tiang pancang 0,5 m dan 0,4 m dengan kedalaman 30 m. Analisis menggunakan metode Tomlinson, Skempton. Kapasitas dukung (Q_u) diperoleh dari kapasitas dukung ujung tiang (Q_p) dan kapasitas dukung selimut tiang (Q_s). Hasil dari analisis tersebut dapat dilihat pada tabel 5.7 diatas.

Berdsarkan tabel, maka didapatkan hasil nilai dari analisis dukung ultimit (Q_u), dukung ujung tiang (Q_p), dukung selimut tiang (Q_s), kapasitas daya dukung

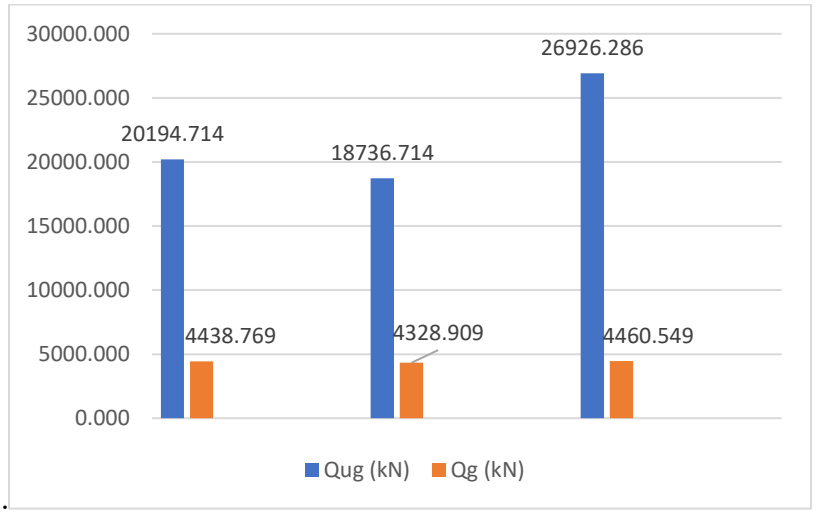
ijin fondasi (Q_{all}), dan jumlah tiang yang akan digunakan (n), dijelaskan melalui gambar 5.9 berupa gambar grafik perbandingan kapasitas dukung fondasi. Perbedaan dari hasil grafik pada gambar dibawah untuk metode Tomlinson D50 dan Skempton D50 sebesar 2,45% dan untuk Tomlinson D50 dan Tomlinson alternatif D40 sebesar 22,08%. Dari hasil gambar dibawah menunjukkan bahwa metode Tomlinson alternatif cenderung lebih kecil dikarenakan diameternya lebih kecil dibandingkan diameter lainya yaitu D50, sehingga Diameter fondasi berpengaruh terhadap kapasitas dukung seperti luas penampang ujung.



Gambar 5.9 Perbandingan Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Tunggal

5.4.2 Hasil Analisis Kapasitas Dukung Tiang Bor Kelompok

Dari hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang bor tunggal didapatkan hasil berupa jumlah tiang 1 – 4 buah tiap kelompok tiang bor, Analisis menunjukkan hasil kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g) dan kapasitas dukung ultimit tiang kelompok kelompok (Q_{ug}) yang bisa dapat dilihat pada tabel 5.7 diatas. Maka dilakukan pengecekan terhadap keamanan kelompok tiang bahwa fondasi tersebut bisa dikatakan aman jika kapasitas daya dukung ultimit tiang kelompok (Q_{ug}) lebih besar dari pada kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g). Dapat dilihat hasil dari perhitungan nilai kapasitas dukung ultimit tiang kelompok (Q_{ug}) yang melebihi dari nilai kapasitas dukung tiang kelompok (Q_g). Sehingga hasil yang didapatkan oleh fondasi masuk kategori aman dan memenuhi syarat.



Gambar 5.10 Perbandingan Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

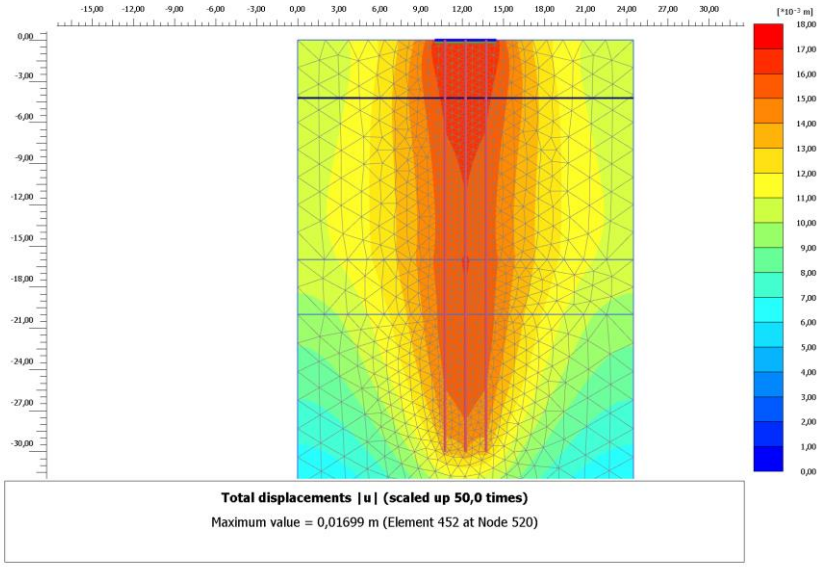
5.4.3 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Bor

Analisis penurunan tiang tunggal dengan menggunakan metode poulus and davis (1980) dan pada penurunan tiang kelompok menggunakan metode vesic (1969) serta menggunakan permodelan dari PLAXIS 2D . Nilai dari penurunan tiang kelompok umumnya lebih besar daripada tiang tunggal. Nilai penurunan akan semakin lebih besar jika beban tersebut didukung oleh tiang yang lebih besar. Berikut dapat dilihat pada tabel 5.9 dari rekapitulasi untuk penurunan tiang bor. Berdasarkan dari tabel tersebut tiang kelompok PLAXIS 2D cenderung lebih besar dari pada tiang kelompok manual terjadi perbedaan sekitar 0,35413, hal ini terjadi karena pada permodelan PLAXIS 2D digunakan keseluruhan beban yang didapatkan dari hasil analisis SAP2000 sedangkan pada analisis tiang kelompok manual beban hanya berdasarkan pada beban Mux kolom.

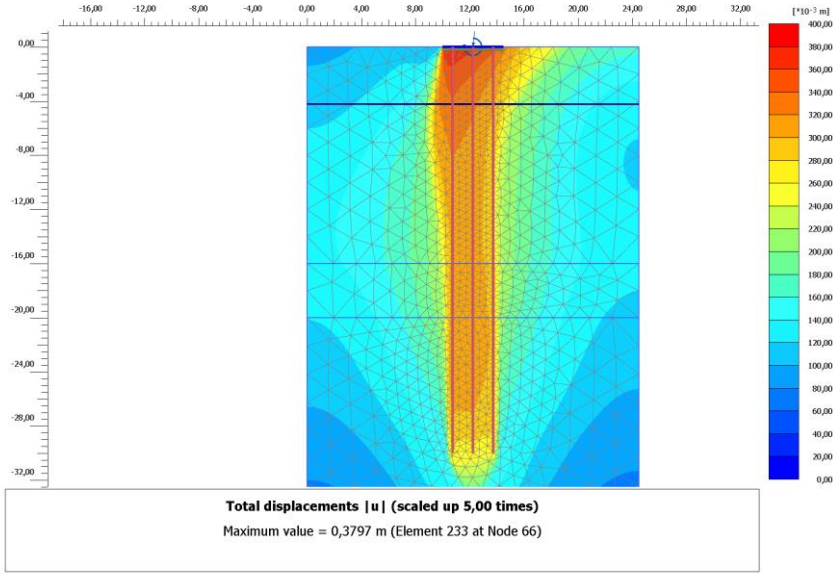
Tabel 5.9 Rekapitulasi Penurunan Fondasi Tiang Bor Kelompok

Keterangan	Tiang tunggal manual	Tiang kelompok manual	Tiang kelompok PLAXIS 2D
Tanpa beban	-	-	0,01699 m
Dengan beban	0,06073 m	0,02637 m	0,3805 m

5.4.4 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Bor Menggunakan PLAXIS 2D

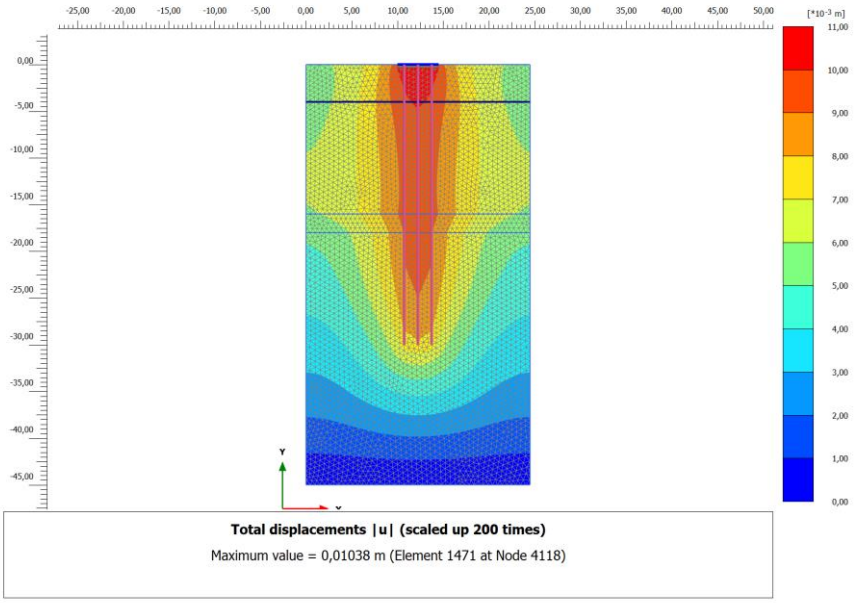


Gambar 5.11 Output PLAXIS 2D Tanpa Beban

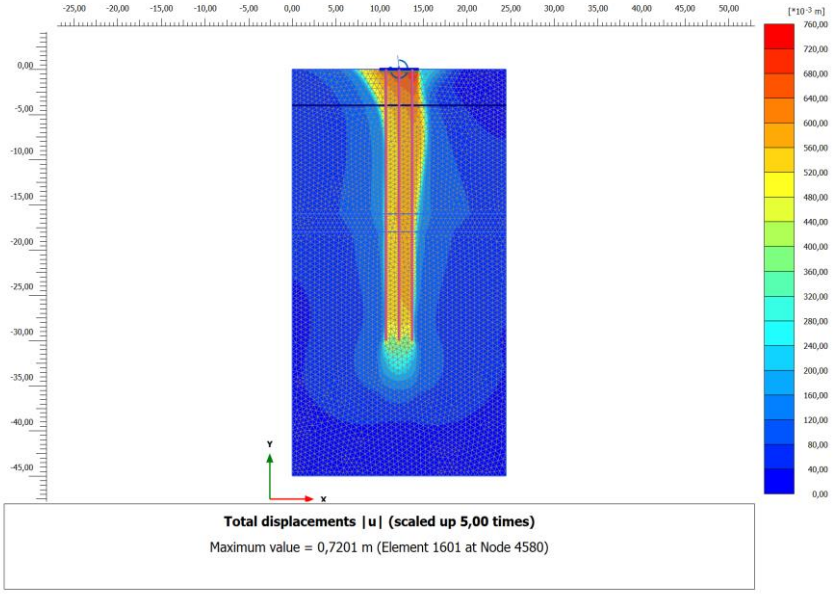


Gambar 5.12 Output PLAXIS 2D Dengan Beban

5.4.5 Hasil Penurunan Fondasi Tiang Pancang Menggunakan PLAXIS 2D



Gambar 5.13 Output PLAXIS 2D Tanpa Beban



Gambar 5.14 Output PLAXIS 2D Dengan Beban

BAB VI
KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis kapasitas fondasi daya dukung dan penurunan tiang bor pada Gedung ESDM Samarinda Kalimantan Timur dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Dari hasil uji SPT dapat disimpulkan bahwa kondisi tanah terdiri dari lapisan lempung dengan konsistensi lunak sampai kaku pada kedalaman 0-16 m, lapisan lempung dengan konsistensi sangat kaku pada kedalaman 16-20 m, dan untuk lapisan batu lempung sangat keras pada kedalaman 20-30 m.
2. Nilai daya dukung fondasi tiang pancang ultimit (Q_u) dengan menggunakan metode tomlinson untuk diameter 50 cm, 40 cm berturut-turut adalah 5140,767579 kN, 4010,826461 kN. Sementara nilai daya dukung ijin (Q_{all}) dihasilkan fondasi tiang pancang dengan metode dan diameter yang sama sebesar 1713,589193 kN, 1336,942154 kN.
3. Nilai penurunan dengan fondasi tiang bor tunggal untuk diameter 50 menggunakan metode skempton adalah 0,06073 m dan nilai penurunan yang terjadi pada tiang tunggal (*single pile*) untuk diameter 50 cm, 40 cm, dengan metode tomlinson adalah 0,02415 m, 0,03019 m.
4. Nilai penurunan pada fondasi tiang bor kelompok untuk diameter 50 cm dengan menggunakan skempton adalah 0,060737 m, sementara menggunakan analisis dari PLAXIS 2D adalah 0,3797 m.

   Hasil nilai dari fondasi tersebut telah memenuhi syarat SNI8460-2014 yaitu kurang dari 0,15 + (D) sebesar 15,1 cm dan dapat dinyatakan aman untuk digunakan.

6.2 Saran

Agar dapat meningkatkan ketelitian dan lebih efektivitas perencanaan fondasi tiang bor disarankan untuk melakukan analisis yang lebih komprehensif dengan langkah-langkah sebagai berikut.

1. Menggunakan metode yang lain untuk melakukan analisis pada fondasi agar mendapatkan hasil yang lebih optimal dan presisi.
2. Menggunakan aplikasi lain seperti *soil vision*, PLAXIS 3D agar didapatkan dibandingkan hasil yang sudah ada.
3. Melakukan permodelan dengan perangkat lunak geoteknik seperti geo studio dan program geoteknik lainnya

DAFTAR PUSTAKA

Ahmad, 2016. Perhitungan Daya Dukung Fondasi Tiang dengan Metode *Meyerhof.*

Anonim., 2017, BUKU PEDOMAN TUGAS AKHIR DAN PRAKTIK KERJA, jurusan Teknik Sipil, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta

Badan Standarisasi Nasional, 2008, SNI-4153-2008; Pengujian Standartd Penetration Test (SPT)

Badan Standarisasi Nasional, 2012, SNI-1726-2012; Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta

Badan Standarisasi Nasional, 2017, SNI-8460-2017; Persyaratan Perancangan Geoteknik, Badan Standarisasi Nasional, Jakarta

Bowles, J. E., 1981. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill, New York.

Bowles, J. E., 1997, Analisis dan Desain Fondasi. Edisi Keempat, Erlangga, Jakarta Gunawan, R., 1983, Pengantar Teknik Fondasi, Kansius, Yogyakarta.

Hadihardaja, Joetata., 1997, Rekayasa Fondasi II (Fondasi Dalam dan Fondasi Dangkal). Jakarta: Gunadarma Press.

Haq, Dhiya'ul, 2018, Pengaruh Variasi Dimensi Terhdap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Bor Kelompok dengan Menggunakan Metode Elemen Hingga. Tugas Akhir. Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Hardiyatmo, H.C., 2010, Analisis dan Perancangan FONDASI I, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta

Hardiyatmo, H.C., 2010, Analisis dan Perancangan FONDASI II, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta

Hardiyatmo, H.C., 2012. Mekanika Tanah dan Teknik Fondasi. Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.

Hardiyatmo, H.C., 2015, Analisis dan Perancangan FONDASI I, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta

Hardiyatmo, H.C., 2015, Analisis dan Perancangan FONDASI II, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta

Hidayat, 2018, Perencanaan Ulang Struktur Bawah dengan Fondasi Bored Pile Pada Gedung White Hotel Sedan Yogyakarta. Tugas Akhir, Universitas Ilam Indonesia, Yogyakarta

Idris, 2019 Perencanaan Fondasi Tiang Bor Pada Rusunami Sentraland Bekasi Jawa Barat. Skripsi, Universitas Muhammadiyah Malang, Jawa Timur.

Meyerhof, G.G., 1951. The Ultimate Bearing Capacity of Foundation. Geotechnique, vol. 2, 1951

Mutiarasella, 2020. Analisa Daya Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Bor (Bored Pile) pada Gedung Masjid Hajjah Yuliana. Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Nakazawa, K., 1983. Soil Mechanics and Foundation Engineering. Tokyo: McGraw-Hill.

PT BANYUMILI DESAIN KONSULTAN. Denah Gedung

Purnama Putra, Paksitya. “Teknik Fondasi – 3. Daya Dukung Fondasi Dangkal (Beban Eksentris)” Youtube, uploaded by Pay Presents, 9 March 2021, https://www.youtube.com/watch?v=1iAePXBupoc. Accessed 14 Sep 2021

Purnama Putra, Paksitya. “Teknik Fondasi – 5. Penurunan Fondasi Dangkal” Youtube, uploaded by Pay Presents, 24 March 2020,

https://www.youtube.com/watch?v=pMUBQ1YRFZ0. Accessed 14 September 2021

Purnama Putra, Paksitya. “Teknik Fondasi – 9. Daya Dukung Tiang Grup & Penurunannya” Youtube, uploaded by Pay Presents, 27 April 2020, https://www.youtube.com/watch?v=pMUBQ1YRFZ0. Accessed 14 Sep 2021

Raharjo, P.P., 2005, Manual Fondasi Tiang, Program Pascasarjana Magister Teknik Sipil, Universitas Katolik Parahyangan, Bandung

Ramadhani, 2019, Studi Perencanaan Fondasi Tiang Bor (Bored Pile) Pada Gedung

Sardjon,1991.Fondasi Tiang Dan Jarak Antar Tiang

Sardjono, HS, 1998, Fondasi Tiang Pancang, Sinar Wijaya, Surabaya, Transmart Malang, Skripsi, Institut Teknologi Nasional, Jawa Timur.

Sudarmo, Djatmiko dan Purnomo, Edy, 1993, Mekanika Tanah 1, Yogyakarta : Kanisius.

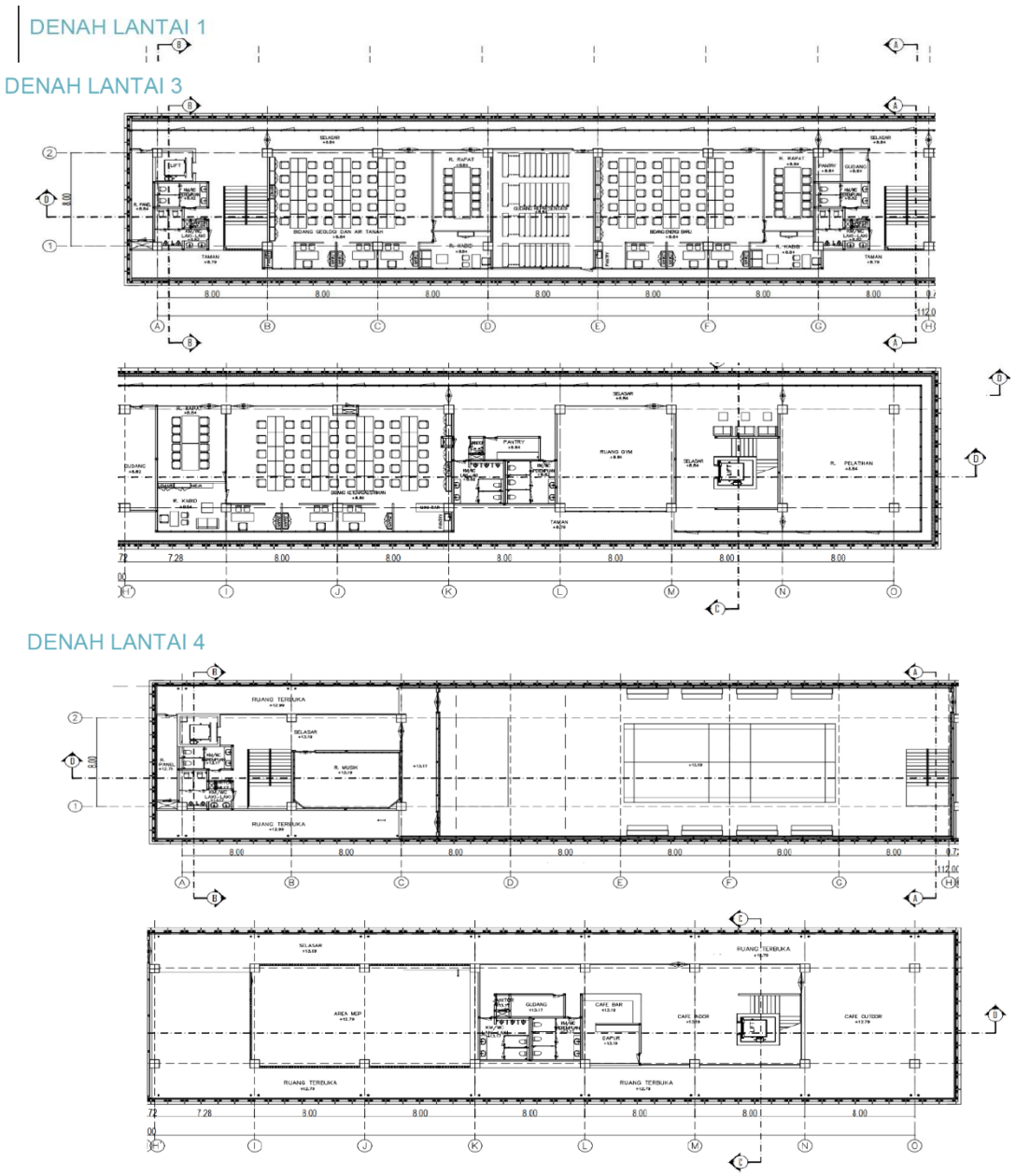
Tamini, 2020. Perencanaan Ulang Struktur Bawah Gedung dengan Fondasi Bored Pile. Tugas Akhir, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Tomlinson, 1994. Hubungan Faktor Adhesi Dan Kohesi

Verhoef, P., 1994. Soil Mechanics and Foundation Design. Rotterdam: Balkema.

LAMPIRAN

Gambar Lampiran 1



Lanjutan Gambar Lampiran 1

Gambar Lampiran 2

KOMBINASI

Kombinasi Menurut SNI sebagai berikut ini:

1.) Kombinasi 1 = 1,4.DL
2.) Kombinasi 2 = 1,2.DL + 1,6.LL
3.) Kombinasi 3 = (1,2 + 0,2.Sds).DL + 1.LL + 1,0ρ.Ex + 0,3ρ.Ey
4.) Kombinasi 4 = (1,2 + 0,2.Sds).DL + 1.LL + 0,3ρ.Ex + 1,0ρ.Ey
5.) Kombinasi 5 = (0,9 - 0,2.Sds).DL + 1,0ρ.Ex + 0,3ρ.Ey
6.) Kombinasi 6 = (0,9 - 0,2.Sds).DL + 0,3ρ.Ex + 1,0ρ.Ey

DL = beban mati
LL = beban hidup
Ex = beban gempa arah x
Ey = beban gempa arah Y
ρ = faktor redundasi

Kombinasi yang akan digunakan dalam pembebanan sebagai berikut:

Data	Nilai
S_{ds}	0.184
ρ	1.0
0.2 S_{ds}	0.037

Comb 1	=	1.4	DL									
Comb 2	=	1.2	DL	+	1.6	LL						
Comb 3	=	1.237	DL	+	1	LL	+	1	Ex	+	0.3	Ey
Comb 4	=	1.237	DL	+	1	LL	+	0.3	Ex	+	1	Ey
Comb 5	=	1.237	DL	+	1	LL	-	0.3	Ex	+	1	Ey
Comb 6	=	1.237	DL	+	1	LL	-	1	Ex	+	0.3	Ey
Comb 7	=	1.237	DL	+	1	LL	-	1	Ex	-	0.3	Ey
Comb 8	=	1.237	DL	+	1	LL	-	0.3	Ex	-	1	Ey
Comb 9	=	1.237	DL	+	1	LL	+	0.3	Ex	-	1	Ey
Comb 10	=	1.237	DL	+	1	LL	+	1	Ex	-	0.3	Ey

DRIFT RASIO

ARAH X

lantai	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	perpindahan (mm)	Cd	I	story drift (mm)	ρ	Koef	ijin Story Dirft (mm)	Status	Rasio
Atap	3.35	6.226	0.55	5.5	1	3.025	1	0.02	67.000	Ok	22.149
Lantai 4	4.35	5.676	1.678	5.5	1	9.229	1	0.02	87.000	Ok	9.427
Lantai 3	4.2	3.998	2.172	5.5	1	11.946	1	0.02	84.000	Ok	7.032
Lantai 2	4.64	1.826	1.826	5.5	1	10.043	1	0.02	92.800	Ok	9.240
Lantai 1		0	0								

ARAH Y

lantai	Tinggi Lantai (m)	Simpangan (mm)	perpindahan (mm)	Cd	I	story drift (mm)	ρ	Koef	ijin Story Dirft (mm)	Status	Rasio
Atap	3.35	11.328	-0.857	5.5	1	-4.714	1	0.02	67.000	Ok	-14.214
Lantai 4	4.35	12.185	3.793	5.5	1	20.862	1	0.02	87.000	Ok	4.170
Lantai 3	4.2	8.392	4.711	5.5	1	25.911	1	0.02	84.000	Ok	3.242
Lantai 2	4.64	3.681	3.681	5.5	1	20.246	1	0.02	92.800	Ok	4.584
Lantai 1		0	0								

Simpangan antar lantai	kategori resiko		
	I atau II	III	IV
struktur, selain struktur dinding geser batubata, 4 tingkat atau kurang dengan dinding interior, partisi,la	0.025 h	0.02h	0.015h
struktur dinding geser kantilever batubata	0.01 h	0.01 h	0.01h
struktur dinding geser batubata lainnya	0.007 h	0.007h	0.007h
semua struktur	0.02 h	0.015h	0.01h

PEMBESIAN STRUKTUR

Hasil dari desain struktur beton bertulang dapat dilihat dibawah ini:

PELAT

kode	tebal	Tulangan bawah		tulangan atas	
	mm	Sb. X	Sb.Y	Sb. X	Sb.Y
A1	120	D10-150	D10-150	D10-150	D10-150

BALOK

kode	dimensi		tumpuan			lapangan			susut	N
	b	h	atas	bawah	begel	atas	bawah	begel		
B1	300	700	10D25	5D25	2D10-100	3D25	6D25	2D10-150	D13 - 4 buah	4
B2	250	650	4D25	2D25	D10-100	2D25	2D25	D10-150	D13 - 4 buah	3
B3	200	400	4D22	2D22	D10-100	2D22	4D22	D10-150	D13 - 2 buah	3
B4	250	500	4D16	2D16	D10-70	2D16	2D16	D10-100	D13 - 2 buah	4

KOLOM

kode	dimensi		tumpuan		lapangan		joint balok-kolom	
	b	h	lentur	begel	lentur	begel	lentur	begel
KOLOM K1 LANTAI 1	700	700	12D25	1.5D10-100	12D25	1.5D10-150	12D25	1.5D10-4 buah
KOLOM K1 LANTAI 2	700	700	12D25	1.5D10-100	12D25	1.5D10-150	12D25	1.5D10-4 buah
KOLOM K1 LANTAI 3	700	700	12D25	1.5D10-100	12D25	1.5D10-150	12D25	1.5D10-4 buah
KOLOM K1 LANTAI 4	700	700	12D25	1.5D10-100	12D25	1.5D10-150	12D25	1.5D10-4 buah

Gambar Lampiran 3

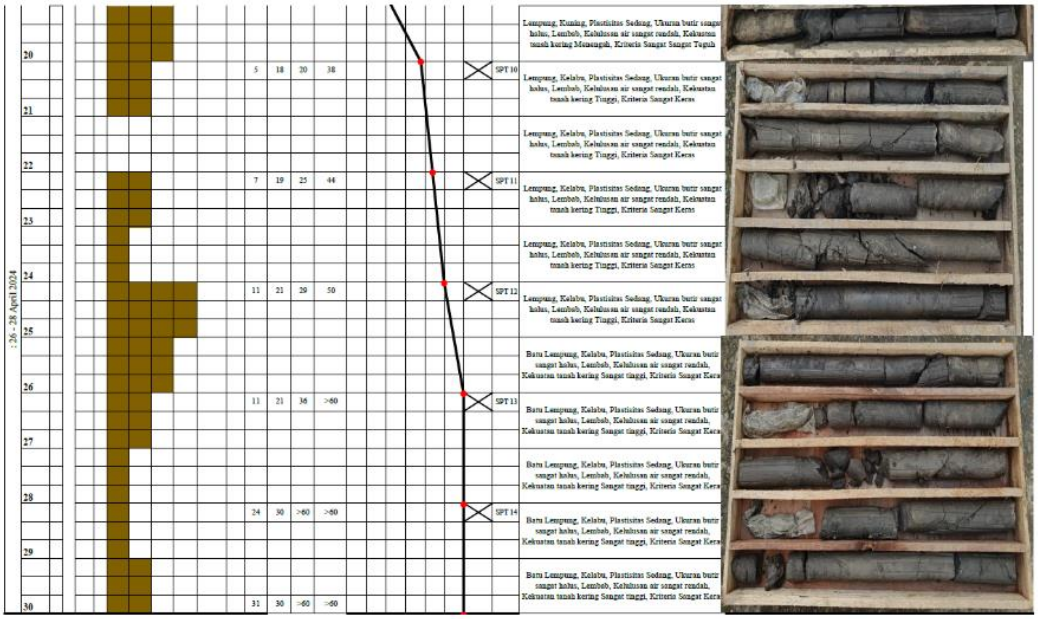
PEMBORAN MESIN / SNI 2436; 2008

Nama Proyek	: Perencanaan Gedung Kantor Tempat Kerja Dinas ESDM Provinsi Kaltim	Koordinat (X-Y)	: 513438 ; 9946185
Lokasi / Prov / Kab	: JL. MT Haryono No.22 Air Putih, Kec. Samarinda Ulu, Kota Samarinda	Jumlah Kedalaman (m)	: 30 m
No Titik Bor	: BH 05	Diameter Pengintí (cm)	: 7,3 cm
Elevasi	: 13 m	Type Pengintí	: STCB O 7,3 cm
Diameter Cassing	: 3,5 inc	Mesin yang digunakan	: XY-1
Berat Penumbuk SPT	: 63,5 kg	Kedalaman Muka oleh (MAT)	: 3,5 m
Tinggi Jatuh Penumbuk SPT	: 0,76 m	Mulai tanggal	: 26/04/2024
		Selesai Tanggal	: 28/04/2024
		Juru Bor	: Syamsul

Kode : SPT UDS DS

Tanggal	Kedalaman (m)	Cara pemboran	Ke Casing (m)	MAT (m)	Core Recovery (%) 20	40	60	80	100	RQD (%)	Nilai SPT N1	N2	N3	N = N2+N3	Grafik SPT 0 10 20 30 40 50	Macam Test	Nomor Contoh	Deskripsi	Foto CORE BOX
: 26 - 28 April 2024	1																	(Beton), Lempung Kepasiran, Kuning Kekelabuan, Plastisitas Rendah, Ukuran Butir Sangat Halus, Lembab, Kelulusan Air Sangat Rendah, Kekuatan Tanah Rendah, Kriteria Teguh	
	2																	Lempung, Kuning, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
											2	2	3	5			SPT 1	Lempung, Kuning, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
	3																		
																		Lempung, Kuning Kekelabuan, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
	4																		
											2	3	4	7			SPT 2	Lempung, Kelabu, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
	5																		
																	UDS		
	6																	Lempung, Kuning Kekelabuan, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
											2	3	3	6			SPT 3	Lempung Sisipan Kayu Lapuk, Hitam Kekelabuan, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
	7																		
																		Lempung, Kelabu, Plastisitas Sedang, Ukuran butir sangat halus, Lembab, Kelulusan air sangat rendah, Kekuatan tanah kering menengah, Kriteria Teguh	
	8																UDS		

BH 05



BH 05