

**ANALISIS KAPASITAS DUKUNG STATIS TIANG PANCANG
BERDASARKAN DATA SONDIR (CPT) PADA GEDUNG
KULIAH KAMPUS PELITA INDONESIA**

TUGAS AKHIR

*Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Untuk Meraih Gelar Sarjana
Pada Program Studi Teknik Sipil Fakultas Teknik
Universitas Islam Riau
Pekanbaru*



Oleh

YOGIE PRATAMA

143110599

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS ISLAM RIAU
PEKANBARU
2020**

KATA PENGANTAR

Assalamu'alaikum Warahmatullah Wabarokatuh

Alhamdulillah rabbil'alamin, segala puji dan syukur ke hadirat Allah SWT yang telah melimpahkan nikmat-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan tugas akhir ini mengenai **"ANALISIS KAPASITAS DUKUNG STATIS TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA SONDIR (CPT) PADA GEDUNG KULIAH KAMPUS PELITA INDONESIA "**. Tugas akhir ini berupa skripsi sebagai syarat untuk meraih gelar sarjana pada program studi strata 1 (S1) Fakultas Teknik Jurusan Sipil Universitas Islam Riau.

Tugas akhir ini berisi tentang rangkuman dan kesimpulan selama penulis melakukan penelitian dan analisa. Rangkuman dan kesimpulan ini disusun dalam bab-bab, bab tersebut terdiri dari bab I yang berisi tentang latar belakang, bab II berisi tentang tinjauan pustaka, bab III berisi tentang landasan teori, bab VI berisi tentang metodologi penelitian, bab V berisi tentang hasil dan pembahasan, dan bab VI berisi tentang kesimpulan dan sara.

Penulis berharap tugas akhir ini bisa bermanfaat bagi mahasiswa/i Teknik Sipil, penulis juga menyadari masih terdapat kekurangan dalam menyusun laporan tugas akhir ini, maka dari itu kritik dan saran sangat diharapkan dari pembaca agar kedepannya bisa lebih baik lagi.

Pekanbaru, Juni 2020

penulis

Yogie Pratama

UCAPAN TERIMA KASIH

الرَّحِيمِ الرَّحْمَنِ اللَّهُ بِسْمِ

Assalamualaikum Wr.Wb.

Puji syukur penulis panjatkan kehadirat Allah SWT yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya sehingga penulis dapat menyelesaikan penulisan Tugas Akhir ini dengan baik. Penulisan Tugas Akhir ini merupakan salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik Sipil Pada Fakultas Teknik Universitas Islam Riau. Penulis menyadari bahwa penelitian ini tidak akan terwujud tanpa adanya dorongan dan motivasi dari berbagai pihak. Oleh karena itu, dalam penulisan dan penyelesaian Tugas Akhir ini tidak lupa penulis ucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Prof. Dr. H. Syafrinaldi, S.H., M.C..L, Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Dr. Eng. Muslim, MT. Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Mursyadah, M.Sc Wakil Dekan I Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak Dr. Anas Puri, ST.,MT, Wakil Dekan II Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
5. Bapak Akmar Efendi, S.Kom.,M.Kom, Wakil Dekan III Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
6. Ibu Harmiati, ST.,M.Si, Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.
7. Ibu Sapitri, ST., M.T, Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.
8. Bapak Dr. Anas Puri, ST.,MT sebagai Dosen Pembimbing.
9. Ibu Roza Mildawati ST.,MT dan Bapak Firman Syarif ST.,M.Eng sebagai Dosen Penguji.
10. Bapak dan Ibu Dosen pengajar Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.

11. Seluruh karyawan dan karyawan fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Ayahanda dan Ibunda tercinta Sudian dan Ailiana, sebagai Orang Tua yang selalu memberikan dan mendo'akan yang terbaik serta sangat berperan dalam proses pendewasaan penulis.
13. Adik saya Fitra Dwi Setiawan, Cika Tri Jayanti, Raka yang tidak pernah berhenti memberikan motivasi dan selalu memberikan semangat kepada penulis.
14. Bapak Pimpinan Proyek Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru beserta karyawan yang telah memberikan data-data, serta izin untuk melakukan penelitian.
15. Buat teman-teman seperjuangan Iksan, Doni, Ajo, Sari, Oca dan teman-teman lainnya di Fakultas Teknik serta semua pihak yang telah banyak membantu penulis dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.

Terima kasih atas segala bantuannya, semoga penelitian ini bermanfaat bagi kita semua dan semoga segala amal baik kita mendapatkan balasan yang setimpal dari Allah SWT. Amin...

Wassalamu'alaikum Wr. Wb.

Pekanbaru, Juni 2020

Penulis

Yogie Prataman

DAFTAR ISI

	Halaman
KATA PENGANTAR	i
UCAPAN TERIMA KASIH	ii
DAFTAR ISI	iv
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR LAMPIRAN	xii
DAFTAR NOTASI	xiii
ABSTRAK	xvi
BAB I. PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan Penulisan.....	2
1.4 Manfaat Penulisan	2
1.5 Batasan Masalah.....	3
BAB II. TINJAUAN PUSTAKA	
2.1 Umum.....	4
2.2 Penelitian Terdahulu	4
2.3 Keaslian Penelitian.....	7
BAB III. LANDASAN TEORI	
3.1 Umum.....	8
3.2 Metode Penyelidikan Tanah.....	8
3.2.1 Uji Penetrasi Standar (SPT)	8

3.2.1 Uji sondir / <i>Cone penetration Test</i> (CPT)	9
3.3 Klasifikasi Parameter Tanah	10
3.4 Pondasi	18
3.5 Pondasi Tiang	19
3.6 Pondasi Tiang Pancang Beton Pracetak	21
3.7 Kapasitas Dukung Tiang dari Uji Kerucut Statis (<i>Cone Penetration Test</i> , CPT)	22
3.7.1 Kapasitas Dukung Tiang Dalam Tanah Granular	23
3.7.2 Kapasitas Dukung Tiang Dalam Tanah Kohesif.....	29
3.8 Metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984)	31
3.9 Faktor Aman.....	32
3.10 Menghitung Penurunan Tiang Tunggal dengan Metode Poulos dan Davis.....	33
3.11 Penurunan Izin Berdasarkan SNI 8460:2017	37
3.12 Metode Eleman Hingga.....	38
3.13 Pemodelan Plaxis	38

BAB IV. METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian	42
4.2 Teknik Pengumpulan Data	42
4.3 Tahap Pelaksanaan penelitian	43
4.4 Cara Analisis	45

BAB V. HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Deskripsi Umum	48
5.2 Hasil Pengelolaan Data	49
5.2.1 Jenis tanah berdasarkan data sondir (CPT) titik S-5 dan BH-2	49
5.2.2 Parameter setiap lapisan tanah	51
5.3 Hasil analisa beban yang bekerja pada pondasi tiang pancang menggunakan <i>software</i> ETABS	52
5.4 Analisa kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode elemen hingga 2D v 8.6	54
5.5 Hasil Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal.....	59
5.6 Perbandingan kapasitas dukung tiang pancang metode analitis dan metode elemen hingga 2D dengan data tekan pancang dan PDA test.....	62
5.7 Faktor aman pada tiang pancang.....	63
5.8 Hasil analisa penurunan tiang pancang tunggal	65

BAB VI. KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan.....	67
6.2 Saran.....	68

DAFTAR PUSTAKA	69
----------------------	----

LAMPIRAN A

LAMPIRAN B

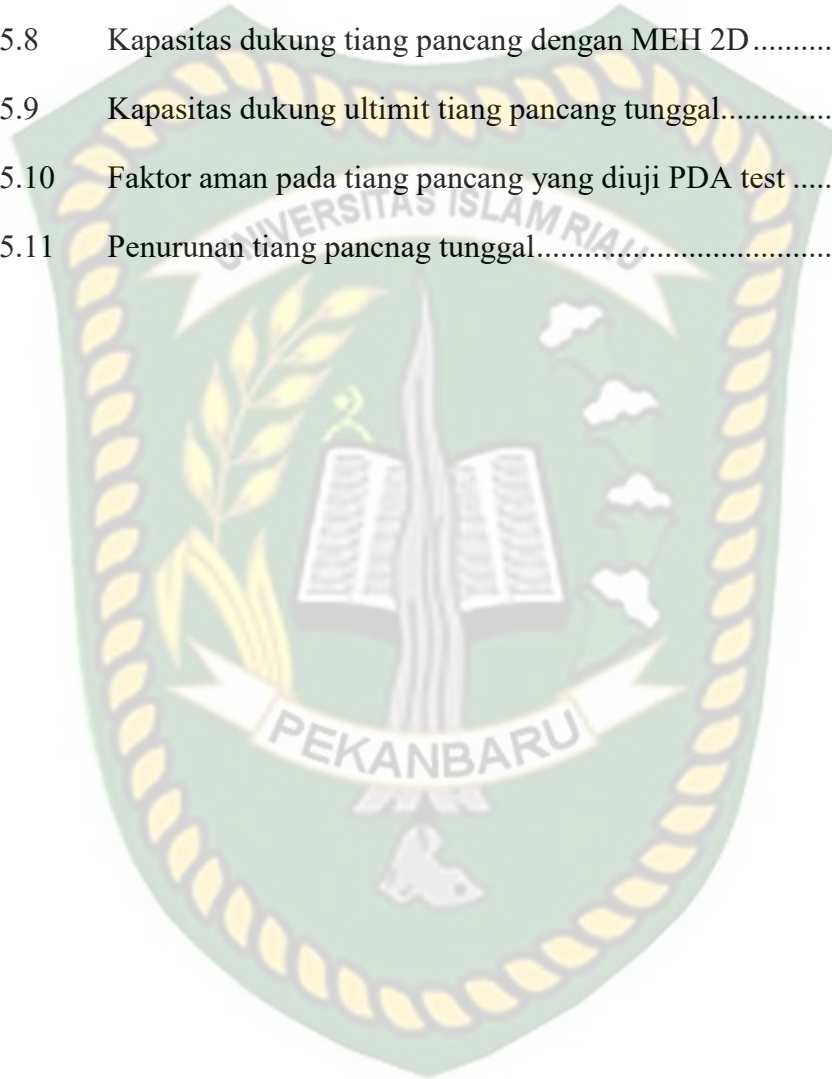
LAMPIRAN C

LAMPIRAN D

DAFTAR TABEL

		Halaman
Tabel 3.1	Hubungan N dengan kerapatan relative (D_r) tanah pasir (Terzaghi dan Peck, 1948)	9
Tabel 3.2	Hubungan antara kepadatan relative, sudut geser dalam dan nilai N-SPT serta nilai konus (Mayerhoff dan Peck).....	10
Tabel 3.3	Klasifikasi tanah untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah (sunggono, 1995)	11
Tabel 3.4	Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensi (Hardiyatmo, 2003).....	13
Tabel 3.5	Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977 dalam Hardiyatmo, 2002).....	13
Tabel 3.6	Nilai-nilai tipikal rasio poisson (Kulhawy, 1983 dalam Hardiyatmo, 2015).....	14
Tabel 3.7	Nilai koefisien permeabilitas tanah (Das, 1995)	15
Tabel 3.8	Berat jenis tanah (G_s) (Hardiyatmo, 2002)	16
Tabel 3.9	Derajat kejenuhan (S_r) (Hardiyatmo, 2002).....	16
Tabel 3.10	Nilai n , e , w , γ_b , γ_d untuk tanah keadaan asli di lapangan (Hardiyatmo, 2002)	17
Tabel 3.11	Nilai-nilai tipikal beban ijin ting beton pracetak (Hardiyatmo, 2014).....	22
Tabel 3.12	faktor ω (deRuitter dan Beringen, 1979)	27
Tabel 3.13	Faktor aman yang disarankan oleh (Reese dan O'Neill 1989, dalam Hardiyatmo, 2015).....	32
Tabel 5.1	Jenis tanah berdasarkan hasil BH-2 dan nilai q_c pada titik S-5	50
Tabel 5.2	Klasifikasi parameter tanah kedalaman 1,00-21,00 m	51
Tabel 5.3	Klasifikasi parameter tanah kedalaman 21,00-34,45 m	52
Tabel 5.4	Hasil analisa beban pada pondasi tiang menggunakan <i>software</i> ETABS yang diuji PDA test.....	53

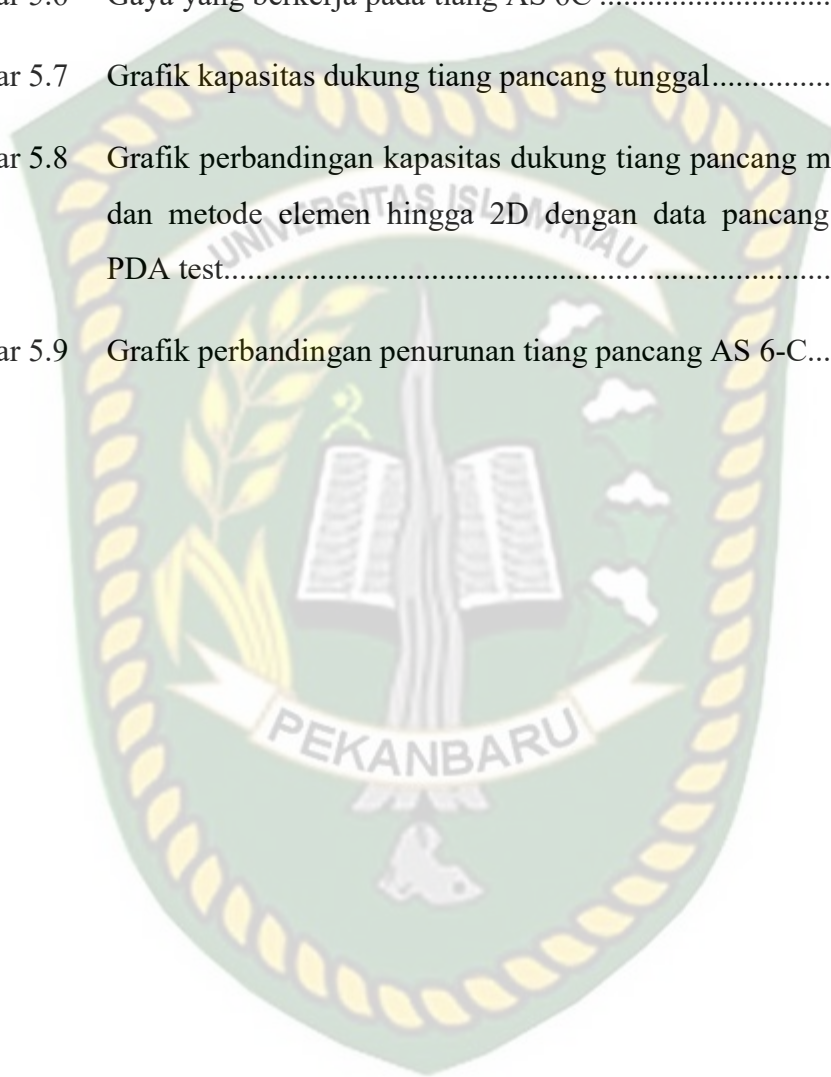
Tabel 5.5	Parameter tanah 1,00-21,00 m.....	55
Tabel 5.6	parameter tanah 21,00-34,45 m.....	56
Tabel 5.7	Parameter tiang pancang.....	57
Tabel 5.8	Kapasitas dukung tiang pancang dengan MEH 2D.....	59
Tabel 5.9	Kapasitas dukung ultimit tiang pancang tunggal.....	60
Tabel 5.10	Faktor aman pada tiang pancang yang diuji PDA test	64
Tabel 5.11	Penurunan tiang pancang tunggal.....	65



DAFTAR GAMBAR

	Halaman
Gambar 3.1 Klasifikasi tanah oleh Robertson dan Campanella (Robertson, 1986).....	12
Gambar 3.2 Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Schertmenn dan Nottingham (1975).....	25
Gambar 3.3 (a) Penyesuaian koefisien terhadap OCR (Pasir), (b) koefisien K_f lempung (Scretmenn dan Nottingham, 1975).....	26
Gambar 3.4 Paktor penurunan l_o (Poulus dan Davis, 1980).....	34
Gambar 3.5 Koreksi kompresi, R_k (Poulus dan Davis, 1980).....	34
Gambar 3.6 Koreksi kedalaman, R_h (Poulus dan Davis, 1980).....	35
Gambar 3.7 Koreksi angka poisson, R_μ (Poulus dan Davis, 1980).....	35
Gambar 3.8 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulus dan Davis, 1980).....	36
Gambar 3.9 Ilustrasi pemodelan <i>Plane strain</i> dan <i>Axisymmetric</i> (Brinkgreve, 2002).....	38
Gambar 3.10 Model pondasi tiang pancang.....	39
Gambar 4.1 Denah lokasi Proyek Gedung Kuliah Universitas Pelita Indonesia.....	42
Gambar 4.2 Bagan alir penelitian.....	44
Gambar 5.1 Lokasi titik <i>Sondir</i>	48
Gambar 5.2 Data tanah dari BH-2.....	49
Gambar 5.3 Grafik hasil uji sondir.....	50

Gambar 5.4	Denah pondasi tiang pancang.....	54
Gambar 5.5	Kumpulan data material dan lapisan tanah.....	58
Gambar 5.6	Gaya yang berkerja pada tiang AS 6C	59
Gambar 5.7	Grafik kapasitas dukung tiang pancang tunggal.....	61
Gambar 5.8	Grafik perbandingan kapasitas dukung tiang pancang metode statis dan metode elemen hingga 2D dengan data pancang tekan dan PDA test.....	63
Gambar 5.9	Grafik perbandingan penurunan tiang pancang AS 6-C.....	65



DAFTAR LAMPIRAN

Halaman

LAMPIRAN A. PERHITUNGAN

A.1 Beban Yang Bekerja setiap Tiang	A-1
A.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang	A-2
A.3 Perhitungan Faktor Aman (<i>Safety Factor</i>)	A-19
A.4 Analisa Penurunan Tiang Pancang	A-20


LAMPIRAN B. ANALISA DENGAN PROGRAM ETABS DAN PLAXIS

B.1 Analisa Beban Rencana Pada Pondasi Tiang Pancang Menggunakan ETABS... ..	B-1
B.2 Analisa kapasitas Dukung Dan Penurunan Tiang Pancang Menggunakan Metode Eleman Hingga 2D V 8.6.	B-11

LAMPIRAN C. DATA SEKUNDER

LAMPIRAN D. SURAT-SURAT

DAFTAR NOTASI



B	= Lebar (m)
γ''	= Berat Volume Efektif (kN/m^3)
d	= Diameter (cm)
Dr	= Kerapatan Relatif (%)
c_u	= Kohesi tak terderainase (kN/m^2)
E	= Modulus young (kg/m^2)
μ	= Poisson Rasio
Kx	= Koefisien permeabilitas arah horizontal (m/day)
Ky	= Koefisien permeabilitas arah vertikal (m/day)
Gs	= Berat Jenis
Sr	= Drajat Kejenuhan (%)
n	= Porositas (%)
e	= Angka Pori
w	= Kadar Air (%)
γ_m	= Berat Volume Basah (kN/m^3)
γ_d	= Berat Volume Kering (kN/m^3)
γ_w	= Berat Volume Air ($9,81 \text{ kN/m}^3$)
φ	= Sudut Gesek Dalam (°)
Q_u	= Kapasitas Dukung Ultimit (kN)

- Q_a = Kapasitas Dukung Izin (kN)
 Q_b = Kapasitas Dukung Ujung Ultimit (kN)
 Q_s = Kapasitas Dukung Gesek Ultimit (kN)
 W_p = Berat Sendiri Tiang (kN)
 f_b = Tahanan Ujung (kN/m²)
 f_s = Tahanan gesek (kN/m²)
 A_b = Luas penampang ujung tiang bawah (m²)
 A_s = Luas Tiang (m)
 f_c'' = Mutu beton (Mpa)
 f_y = Mutu baja (Mpa)
 P_o'' = Tekanan *overburden* efektif (kN/m²)
 I_r = Indeks kekakuan
 N_γ, N_q = Faktor-faktor kapasitas dukung
 K_o = Koefisien tekanan tanah leteral saat diam
 z_c = Kedalaman kritis (m)
 α = Faktor adhesi
 λ = Kefisien tak berdimensi
 S = Penurunan ting tunggal (mm)
 S_f = Faktor aman
 Q = Beban yang bekerja (kN)

- l_0 = Faktor pengaruh penurunan tiang yang tidak mudah mampat dalam massa semi tak terhingga
- R_k = Faktor koreksi kemudahan – mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$
- R_h = Faktor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras
- R_μ = Faktor koreksi
- K = Faktor kekakuan tiang
- R_a = Rasio area tiang



ANALISIS KAPASITAS DUKUNG STATIS TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA SONDIR (CPT) PADA GEDUNG KULIAH KAMPUS PELITA INDONESIA

YOGIE PRATAMA

143110599

ABSTRAK

Apabila di perencanaan awal pondasi salah dalam memperhitungkan kapasitas dukung, maka berpotensi besar terjadinya kegagalan konstruksi. Maka dari itu, dilakukan penelitian kapasitas dukung dan penurunan tiang pada Gedung Kuliah Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru. Bertujuan untuk mengetahui kapasitas dukung, penurunan, faktor aman tiang pancang, dan membandingkan kapasitas dukung dan penurunan dengan PDA test.

Perhitungan menggunakan data sondir (CPT), data gambar struktur dan data gambar arsitektur yang dikeluarkan oleh CV. Momen Area, dan kedalaman tiang pancang diperoleh dari PT. Jaya Sentrikon Indonesia. Perhitungan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham + deRuiter dan Beringen metode Mayerhoff + deRuiter dan Beringen, metode Sardjono HS. Terhadap kekuatan bahan, dan metode Sardjono HS. Terhadap kekeutan tanah serta metode elemen hingga 2D. Untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis dan metode elemen hingga 2D.

Dari hasil analisa pada *software* ETABS didapatkan beban maksimum pada titik As-6C. Kapasitas dukung yang mendekati hasil PDA test adalah dengan metode Schmertmann & Nottingham (1975) + deRuiter & Beringen (1979) sebesar 2.758,08 kN dan metode Mayerhoff + deRuiter dan Beringen dengan nilai kapasitas dukung tiang sebesar 2.729,57 kN dan faktor aman yang diperoleh dengan menggunakan metode Schmertmann dan Nottingham + deRuiter dan Beringen sebesar 2,27, sedangkan pada metode Sardjono HS, Terhadap kekuatan bahan diperoleh kapasitas dukung dan faktor aman lebih besar, dan untuk metode elemen hingga 2D didapat kapsitas dukung dan faktor aman lebih kecil sebesar 1,62, penurunan yang mendekati penurunan PDA test adalah metode elemen hingga 2D dengan *interface* yakni 20,08 mm, sedangkan sedangkan penurunan dengan metode Poulos dan Davis sebesar 2,47 mm serta semua perhitungan penurunan lebih kecil dari penurunan izin sebesar 50 mm.

Kata Kunci : Kapasitas Dukung, Penurunan, Kampus Pelia Indonesia, Faktor aman, PDA Test.

**ANALYSIS OF STATIC BEARING CAPACITY OF DRIVER PILEBASED ON CPT
DATA ON THE LECTURE BUILDING PELITA INDONESIA CAMPUS**

YOGIE PRATAMA

143110599

ABSTRACT

If the initial planning of the foundation is wrong in calculating the bearing capacity, there is a big potential for construction failure to occur. Therefore, a research on the carrying capacity and settlement of piles was conducted at the Pelita Indonesia Campus Lecture Building in Pekanbaru. This reseang is aimed to determine bearing capacity, settlement, safety factor of piles, and to compare with PDA test resaets.

Calculations using sondir data (CPT), structural drawing data and architectural drawing data were issued by CV. Moment Area, and the depth of the pile were obtained from PT. Jaya Sentrikon Indonesia. The calculation uses the Schnertmann method and the Nottingham + deRuiter and Beringen method, the Mayerhoff + deRuiter and Beringen method, the Sardjono HS method. Against the strength of the material, and the Sardjono HS method. Against soil congestion and 2D finite element methods. For settlement analysis using the Poulus and Davis method and the 2D finite element method.

From the analysis on the ETABS software, the maximum load was obtained at point As-6C. The carrying capacity that is close to the results of the PDA test is the Schmertmann & Nottingham (1975) + deRuter & Beringen (1979) method of 2.758,08 kN and the Mayerhoff + deRuiter & Beringen method with a pile bearing capacity value of 2.729,57 kN and the safety factor obtained by using the Schmertmann and Nottingham + deRuiter and Beringen methods of 2,27, while in the Sardjono HS method, the carring capacity and safety factor are obtained for the strength of the material is greater, and for the 2D finite element method the carryng capacity and safety factor are obtained smaller by 1,62, the decrease which is close to the reduction of the PDA test is the 2D finite element method with an interface of 20,08 mm, whereas the decrease using the Poulus and Davis method is 2,47 mm and all the calculation of the reduction is smaller than the decrease in the permit of 50 mm.

Keywords: Support Capacity, Reduction, Campus of Pelita Indonesia, Safe Factor, PDA Test.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pekerjaan pondasi (Struktur bawah) merupakan elemen struktur yang lebih dahulu dilaksanakan. Pembangunan suatu pondasi memberi efek yang besar pada suatu konstruksi. Secara umum pondasi didefinisikan sebagai bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya (Hardiyatmo, 2002).

Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui, maka penurunan yang berlebihan dan keruntuhan dari tanah akan terjadi, kedua hal tersebut akan menyebabkan kerusakan pada konstruksi yang berada di atas pondasi tersebut (Hulu, 2015).

Berdasarkan uraian di atas maka suatu pondasi harus dihitung dan direncanakan sesuai dengan ketentuan yang berlaku. Pembangunan gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru ini memiliki 5 lantai yang difungsikan sebagai salah satu gedung perkuliahan di Pekanbaru. Jenis pondasi yang digunakan pada bangunan ini ialah pondasi tiang pancang dengan diameter 50 cm dan mutu beton K-500. Tiang pancang adalah salah satu jenis pondasi dalam yang diperuntukkan pada bangunan-bangunan dengan beban yang besar. Metode pemancangan yang digunakan ialah *jack in-pile*, suatu metode dimana tiang pancang ditekan dengan menggunakan alat berat HSPD (*Hydraulic Static Pile Driver*) beserta beban untuk tiang pancang sehingga tidak menimbulkan getaran dan kebisingan, dengan begitu sewaktu pemancangan dilakukan tidak menimbulkan dampak buruk bagi bangunan di sekitarnya.

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang dan penurunan pada pondasi ada banyak metode yang dapat digunakan. Dikarenakan hal tersebut penulis tertarik untuk melakukan penelitian tentang kapasitas dukung tiang pancang serta penurunan yang terjadi. Hal tersebut bertujuan untuk mengetahui

besarnya kapasitas dukung tiang dan penurunan tiang yang terjadi, apakah kapasitas dukung tiang dan penurunan lebih kecil dari PDA test atau hasilnya mendekati PDA test.

1.2 Rumusan Masalah

Adapun rumusan masalah yang didapat dari latar belakang ialah :

1. Berapakah kapasitas dukung ultimit pondasi tiang pancang berdasarkan data sondir dan membandingkan dengan data pancang tekan dan PDA test?
2. Berapakah faktor aman yang didapatkan pada tiang pancang?
3. Berapakah besarnya penurunan yang terjadi akibat beban rencana?

1.3 Tujuan penulisan

Dari rumusan masalah yang ada, dapat diketahui tujuan penulisan antara lain :

1. Menghitung kapasitas dukung ultimit pondasi tiang pancang berdasarkan data sondir dan membandingkan dengan data pancang tekan dan PDA test.
2. Mengetahui nilai faktor aman terhadap beban rencana.
3. Mengetahui besarnya penurunan pondasi akibat beban rencana.

1.4 Manfaat Penelitian

Manfaat penelitian ini adalah sebagai berikut:

1. Bagi penulis mendalami ilmu teknik sipil khususnya ilmu pada bidang pondasi tiang pancang serta mengetahui tata cara perhitungan.
2. Bagi pihak pembaca, mahasiswa/i sebagai referensi mengenai perhitungan tiang pancang menggunakan data sondir (CPT).

1.5 Batasan Masalah

Batasan masalah dalam karya ilmiah ini antara lain:

1. Perhitungan gaya aksial menggunakan *software* ETABS.
2. Data tanah yang digunakan yaitu data *Cone Penetration Test* (CPT).
3. Tidak menghitung kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang group.
4. Tiang pancang yang dihitung hanya pada pondasi yang diuji PDA test yaitu AS 6-C.
5. Perhitungan hanya pada kapasitas dukung aksial tekan, tidak menghitung kapasitas dukung lateral.
6. Membandingkan hasil perhitungan dengan data pancang tekan dan data PDA test.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Umum

Tinjauan pustaka memuat tentang hasil penelitian yang terdahulu sebagai landasan bagi peneliti untuk melakukan suatu penelitian dengan teori-teori yang relevan. Tujuan dari penulisan tinjauan pustaka ialah menguatkan penelitian yang sedang dilakukan dengan berlandaskan penelitian yang sudah ada. Penelitian mengenai pondasi tiang pancang sudah banyak dilakukan diberbagai tempat dengan metode-metode yang berbeda-beda. Maka dari itu, dalam bab ini memuat beberapa referensi dari penelitian sebelumnya antara lain Yusti (2014), Balamba (2015), Nugraha (2016), Sulistia (2018).

2.2 Penelitian Terdahulu

Tinjauan kuat dukung tiang bor maupun tiang pancang menggunakan data SPT telah dilakukan oleh Yusti (2014). Balamba (2015), Nugraha (2016). Berikut adalah hasil dari penelitiannya:

Yusti (2014), dalam penelitiannya mengenai “ Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Diverifikasi Dengan Hasil Uji *Pile Driving Analyzer Test* dan *Capwap* (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Bank Sumsel Babel di Pangkal Pinang)”. Tujuan dari penelitian ini adalah untuk menganalisis dan membandingkan daya dukung pondasi tiang tunggal secara analitis dan numeris dengan pengujian dinamik test di lapangan atau *Pile Driving Analyzer* (PDA) dan *CAPWAP*. Secara analitis, perhitungan dilakukan dengan analisis manual menggunakan metode Bagemann, deRuiter dan Beringen, Mayerhof (1976), Mayerhof (1956), α , Tomlinson (1977) yang dilakukan dengan menghitung kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang berdasar data-data dari lapangan yang didapat dari pengujian CPT dan SPT, sedangkan numeris yaitu menghitung dengan menggunakan metode elemen hingga menggunakan program Plaxis 2D V.8. Perhitungan dilakukan pada dua titik pengujian dilapangan yaitu titik S1,S2 untuk pengujian CPT sedangkan pengujian SPT yaitu titik BH1,BH2

yang akan diverifikasi dengan pengujian PDA dan CAPWAP pada Proyek Pembangunan Gedung Kantor Bank Sumsel Babel di pangkalpinang. Dari hasil analisis secara manual dan program, dapat disimpulkan bahwa metode Mayerhof (1956) memiliki nilai rentang paling kecil dibandingkan dengan metode-metode lainnya yang diverifikasi dengan pengujian PDA dan CAPWAP. Nilai Q_u sebesar 128,298 ton berbanding 118 ton, dan 102 ton pada titik BH1. Sedangkan pada titik BH2 Q_u sebesar 118,679 ton berbanding 165 ton, dan 163 ton.

Balamba (2015), dalam penelitiannya mengenai " Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Statik Dan Calendring (Studi Kasus Proyek Pembangunan Manado Town Square 3)". Permasalahan yang diangkat dalam penelitian ini yakni mengenai Pemakaian alternative metode dalam mencari nilai daya dukung tiang sangat beragam, dengan menggunakan berbagai data parameter tanah. Coduto (1994) membagi 3 (tiga) untuk mendukung Daya Dukung Pondasi tiang diantaranya yaitu metode Static (Menggunakan prinsip –prinsip mekanika tanah klasik), Dynamic dan loading test (uji beban skala penuh). Beberapa metode yang dibahas dalam perhitungan daya dukung tiang diantaranya dengan cara statik dan calendring, untuk metode statik menggunakan data triaxial, N-SPT dan Sondir. Rumus umum yang digunakan untuk mencari daya dukung dengan metode statik yaitu $Q_u = Q_b + Q_s$ dengan menjumlahkan tahanan ujung (Q_b) dan tahanan samping (Q_s). Pengujian calendring didasarkan atas perlawanan tanah terhadap tumbukan tiang. Pengujian ini ditujukan untuk penghentian pemukulan dikarenakan tiang sudah tidak mengalami perlawanan penetrasi sehingga perlu dilakukan uji calendring untuk mendapatkan daya dukung tiang. Hasil daya dukung antara cara statik akan dibandingkan dengan pengujian calendring. Hasil nilai daya dukung tiang dengan menggunakan data triaxial pada metode Meyerhof sebesar 38,76 ton dan U.S Army Corps sebesar 56,27. Perubahan nilai daya dukung tiang akibat pengaruh pemancangan, untuk Metode Meyerhof sebesar 74,17 ton dan U.S. Army Corps sebesar 105,90 ton. Penggunaan data SPT dalam mencari nilai daya dukung tiang dibagi menjadi dua metode, untuk Metode Meyerhof daya dukung tiang sebesar 69,88 ton dan metode Briaud et al 124,99 ton. Hasil daya dukung tiang dengan

menggunakan data sondir, untuk Metode Meyerhof sebesar 96,21 ton dan Metode Schmertmann & Nottingham sebesar 90,1320 ton. Daya dukung tertinggi ada pada uji calendring dengan metode hiley sebesar 272,83 ton. Penurunan tertinggi sebesar 0,4 inch dan struktur dapat dikategorikan sebagai Reinforced concrete structure, Brick walls high story, Machine operation dengan batas penurunan maksimum antara 1-3 inch. Hasil dari setiap metode diambil daya dukung tiang terendah untuk mewakili setiap metode.

Nugraha (2016), dalam penelitiannya tentang " Analisis Perhitungan Daya Dukung Ultimit Tiang Pancang Pada Gedung A Rumah Sakit Umum Daerah Kota Pekanbaru Provinsi Riau". Masalah yang diangkat ialah Menghitung besarnya daya dukung tiang pancang dengan Metode Aoki De Alencar, Philoponat, dan langsung serta daya ijin dari hasil sondir yang terjadi pada pondasi Gedung A Rumah Sakit Umum Daerah Tipe C Kota Pekanbaru, Riau. berdasarkan perhitungan dengan menggunakan metode Aoki De Alencar nilai daya dukung ultimit tiang pancang yang didapatkan dari perhitungan metode Aoki De Alencar pada kedalaman 4m, 8m, dan 12 m masing-masing adalah 30.5 ton, 34.5 ton, dan 39.1 ton serta nilai daya dukung ijin, yaitu 12.2 ton, 13,8 ton, dan 15.64 ton sedangkan untuk perhitungan metode Philoponat menghasilkan nilai daya dukungultimit tiang pancang dengan kedalaman yang sama, masing-masing adalah 90.5 ton, 94.38 ton, dan 109.38 ton serta nilai daya dukung ijin, yaitu 36.2 ton, 37.75 ton, dan 43.75 ton dan metode langsung menghasilkan nilai daya dukung ultimit tiang pancang dengan kedalaman yang sama, masing-masing adalah 96.33 ton, 105.13 ton, dan 115.13 ton serta nilai daya dukung ijin, yaitu 20.43 ton, 23.36 ton, dan 32,19 ton.

Sulistia (2018), Penelitiannya yang berjudul “ Analisa Daya Dukung Tanah Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Mayerhoff ”. Dalam penelitian ini membahas kapasitas dukung tiang pancang dengan beberapa metode berdasarkan data-data yang berbeda baik dari data berdasarkan sondir, data *Standar Penetrasi Test* (SPT), dan data laboratorium, data-data tersebut didapatkan dari pemilik proyek, selain pemilik proyek juga diperoleh dari Laboratorium Geoteknik &

Mekanika Tanah Fakultas Teknik Universitas Mataram berupa data hasil sondir, Hasil SPT, data laboratorium pemeriksaan tanah, data-data juga diperoleh dari Studi pustaka dari buku dan jurnal. Adapun tujuan dari tugas akhir ini adalah untuk membandingkan hasil penyelidikan lapangan dari data sondir, dan SPT, serta hasil laboratirium berupa parameter kuat geser tanah. Metode yang digunakan untuk analisa kapasitas dukung tiang pancang dari semua data yang didapatkan menggunakan metode Mayerhoff, untuk analisa penurunan menggunakan metode Poulos dan Davis. Dari analisa kapasitas dukung tiang pancang dengan metode Mayerhoff berdasar data sondir didapatkan daya dukung sebesar 300,57 ton pada titik pertama dan pada titik pengujian ke-dua sebesar 111,714 ton, untuk data berdasar SPT diperoleh kapasitas dukung ultimit sebesar 59,283 ton pada titik pengujian pertama dan 41,867 ton pada titik pengujian ke-dua, dan untuk berdasarkan data laboratorium sebesar 43,283 ton pada titik pengujian pertama dan 43,647 ton pada titik pengujian ke-dua. Pada perhitungan penurunan, pondasi mengalami penurunan 22,597 mm dan penurunan tiang kelompok sebesar 8,382 mm, jika dibandingkan dengan penurunan izin 25 mm dapat disimpulkan bahwa penurunan aman dan memenuhi syarat.

2.3 Keaslian penelitian

Judul yang diajukan oleh peneliti dalam penelitian Tugas akhir ini terdapat kesamaan dengan judul-judul peneliti terdahulu tetapi memiliki perbedaan seperti lokasi penelitian, metode perhitungan yang digunakan, jenis tanah di lokasi penelitian dan lain-lain. Maka dari itu seluruh penelitian ini adalah benar hasil penelitian penulis dan penelitian ini belum pernah diteliti sebelumnya sebagai obyek penelitian tugas akhir.

BAB III

LANDASAN TEORI

3.1 Umum

Dalam bab ini akan membahas teori-teori yang berkaitan dengan judul penelitian. Pembahasan tersebut antara lain: mengenai tanah, pondasi, perhitungan kapasitas dukung dan penurunan pondasi, serta ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building System*) dan metode elemen hingga 2D sebagai penunjang di dalam perhitungan. Tingkat keberhasilan suatu bangunan tidak ditentukan dengan kokohnya struktur atas saja, tetapi konstruksi di bawah menjadi suatu kesatuan struktur bangunan. Dalam suatu bangunan, pondasi merupakan salah satu komponen utama dalam pembangunan. Untuk itu dalam sub bab selanjutnya akan membahas tentang pondasi.

3.2 Metode Penyelidikan Tanah

Dalam suatu pembangunan konstruksi perlunya lapisan setiap kedalaman tanah agar bisa merencanakan pondasi yang bisa memikul beban-beban yang beradah diatas tanah, ada berbagai metode untuk melakukan penyelidikan tanah tersebut baik setiap lapisannya maupun sifat tanah tersebut seperti permeabilitas, konsolidasi, dan tegangan geser, adapun beberapa cara untuk melakukan penyelidikan tanah guna mengetahui lapisan dan sifatnya adalah sebagai berikut.

3.2.1 Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi dilakukan pada pondasi dalam seperti tiang pancang guna untuk mengetahui kedalaman tanah keras, SPT dilakukan untuk mengetahui daya dukung tanah, selain itu juga guna mengidentifikasi jenis lapisan tanah setiap kedalamannya sehingga bisa menentukan jenis pondasi yang sesuai dengan sifat-sifat tanah tersebut, sifat tanah ditentukan dengan kerapatan relatif tanah, kerapatan relatif bisa didapatkan dengan menghubungkan dengan nilai N yang

diusulkan oleh Terzaghi dan Peck (1948) untuk tanah pasir pada tabel 3.1, sedangkan untuk tanah lempung nilai N dihubungkan dengan kuat tekat bebas.

Tabel 3.1 Hubungan N dengan kerapatan relative (Dr) tanah pasir (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Kerapatan Relatif (Dr)
<4	Sangat tidak padat
4-10	Tidak padat
10-30	Kepadatan sedang
30-50	Padat
>50	Sangat padat

Untuk nilai N yang kurang dari 4 kerapatan relatif tidak padat yang berarti angka pori tanah tersebut tinggi, untuk nilai N 4 sampai 10 kepadatan relatif tidak padat, nilai N 10-30 kepadatan sedang, untuk 30-50 kepadatan relatif padat, dan pada untuk nilai N lebih dari 50 sangat padat yang berarti angka pori kecil membuat tanah tersebut merupakan tanah keras.

Nilai N diperoleh dari tabung belah standar yang dimasukkan kedalam *bore hole*, alat dimasukkan bersama dengan pipa bor kedasar tanah setelah itu dipukul engan berat 63,5 kg, pukulan pertama dipukul hingga sedalam 15 cm, kemudian dipukul sedalam 30,48 cm, jumlah pukulan yang dibutuhkan untuk penetrasi tabung belah standar yang diartikan sebagai nilai-N.

3.2.2 Uji Sondir / *Cone Penetration Test* (CPT)

Uji sondir atau dikenal dengan uji penetrasi kerucut statis banyak digunakan di Indonesia. Pengujian ini merupakan suatu pengujian yang digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tanah. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau hambatan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian dapat langsung dikorelasikan dengan kapasitas dukung tanah (Hardiyatmo, 1992). Pada uji sondir, terjadi perubahan yang kompleks dari tegangan tanah saat penetrasi sehingga hal ini mempersulit interpretasi secara teoritis. Dengan demikian

meskipun secara teoritis interpretasi hasil uji sondir telah ada, dalam prakteknya uji sondir tetap bersifat empiris (Rahardjo, 2008).

3.3 Klasifikasi Parameter Tanah

Dalam jenis tanah yang didapatkan dari SPT, maka selanjutnya dapat mengklasifikasi parameter tanah sesuai dengan jenis tanah dengan cara pendekatan, pada umumnya jenis tanah ada dua yakni tanah granular dan tanah kohesif, tanah granular tanah yang membulat, atau banyak sisi, tanah jenis ini seperti pasir dan krikil, sedangkan tanah kohesif adalah tanah yang berbutir halus seperti lempung dan lanau. Adapun parameter tanah yang digunakan dalam plaxis antara lain:

1. Sudut gesek dalam

Sudut gesek dalam merupakan sudut yang dibentuk dari hubungan antara tegangan normal dan tegangan geser di dalam material tanah atau batuan, semakin besar sudut geser dalam suatu material maka material tersebut akan lebih tahan menerima tegangan luar yang dikenakan terhadapnya. Sudut gesek dalam biasanya dengan N hasil uji SPT, hubungan antara ϕ' dan N_{spt} serta nilai konus (Meyerhoff & Peak), dapat dilihat pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2 Hubungan antara kepadatan relatif, sudut gesek dalam dan nilai N_{spt} serta nilai konus (Meyerhoff & Peak)

Nilai		Kepadatan Relatif		Sudut gesek dalam (ϕ')	
N	Qc	$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}}$		Menurut Peck	Menurut Meyerhoff
0-4	<16	Sangat lepas	0,0-0,2	Kurang dari 28,5	Kurang dari 30
4-10	16-40	Lepas	0,2-0,4	28,5-30	30-35

Tabel 3.2 Lanjutan

10-30	40-120	Sedang	0,4-0,6	30-36	35-40
30-50	120-200	Padat	0,6-0,8	36-41	40-45
>50	>200	Sangat padat	0,8-1,0	Lebih dari 41	Lebih dari 45

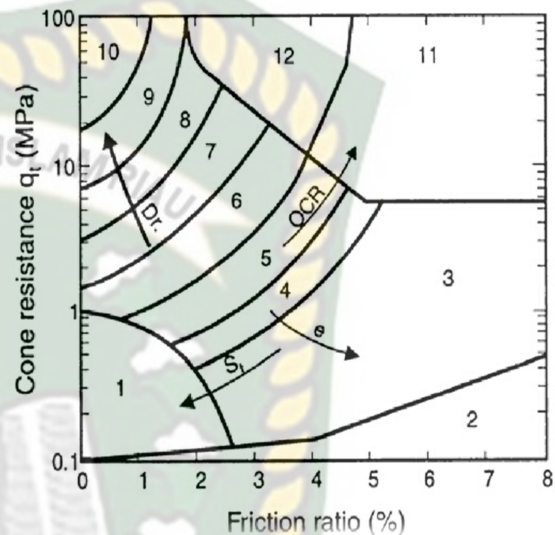
Tabel 3.3 Klasifikasi tanah untuk memberikan gambaran sepintas mengenai sifat-sifat tanah (Sunggono, 1995)

Hasil sondir (kg/cm ²)		Klasifikasi
Qc	fs	
6	0,15-0,40	Humus, lempung sangat lunak
6-10	0,20	Pasir kelanauan lepas, pasir sangat lepas
	0,20-0,60	Lempung lembek, lempung kelanauan lembek
10-30	0,10	Kerikil lepas
	0,10-0,40	Pasir lepas
10-30	0,40-0,80	Lempung atau lempung kelanauan
	0,80-2,00	Lempung agak kenyal
30-60	1,5	Pasir kelanauan, pasir agak padat
	1,00-3,00	Lempung atau lempung kelanauan kenyal
60-150	1,00	Kerikil kepasiran lepas
	1,00-3,00	Pasir padat, pasir kelanauan atau lempung padat dan kerikil kelempungan
>150	3,00	Lempung kekerikilan kenyal
	1,00-2,00	Pasir padat, pasir kekerikilan padat, pasir kasar padat, pasir kelanauan sangat padat

Dari Tabel 3.2 dan Tabel 3.3 tampak bahwa semakin tinggi nilai q_c maka konsistensi tanah semakin baik. Tanah padat berada pada q_c antara 120-200 kg/cm² dan tanah sangat padat dengan $q_c \geq 200$ kg/cm².

Klasifikasi tanah yang telah diberikan oleh Robertson dan Campanella (1986) seperti pada gambar 3.1 berikut:

Zone	Soil Behavior Type
1	<i>Sensitive fine grained</i>
2	<i>Organic material</i>
3	<i>Clay</i>
4	<i>Silty Clay to clay</i>
5	<i>Clayey silt to silty clay</i>
6	<i>Sandy silt to clayey silt</i>
7	<i>Silty sand to sandy silt</i>
8	<i>Sand to silty sand</i>
9	<i>Sand</i>
10	<i>Gravelly sand to sand</i>
11	<i>Very stiff grained*</i>
12	<i>Sand to clayey sand*</i>



Gambar 3.1 Klasifikasi tanah oleh Robertson dan Campanella (Robertson, 1986)

2. Kohesi

Kohesi adalah gaya tarik menarik antara partikel dalam tanah, saat pengujian kuat geser tanah terhadap air yang dalam tanah maka jenis pengujian, permeabilitas, kadar air menentukan nilai kohesi (c), pada pengujian lempung jenuh air sudut gesek dalam mencapai nol yang ada hanyalah nilai kohesinya saja, untuk kohesi tak terderainase (c_u) dapat diperoleh dengan mengetahui kuat tekan bebas (q_u), mendapatkan kohesi tak terderainase (c_u) dengan persamaan 3.1:

$$c_u = \frac{q_u}{2} \dots\dots\dots(3.1)$$

Hubungan kuat tekan bebas (q_u) tanah lempung dengan konsistensinya dapat dilihat pada Tabel 3.4

Tabel 3.4 Hubungan kuat tekan bebas (q_u) dengan konsistensi (Hardiyatmo, 2003)

Konsistensi	Kuat Tekan Bebas (q_u) (kN/m^2)
Lempung Keras	>400
Lempung Sangat Kaku	200-400
Lempung Kaku	100-200
Lempung Sedang	50-100
Lempung Lunak	25-50
Lempung Sangat Lunak	<25

Dari Tabel 3.4 nilai kuat tekan bebas (q_u) dipengaruhi oleh konsistensi tanah lempung, apabila tanah lempung keras maka nilai kuat tekan bebas (q_u) besar, begitu juga sebaliknya apabila tanah lempung sangat lunak maka nilai kuat tekan bebas (q_u) kecil.

3. Modulus young

Modulus young ialah besarnya elastisitas yang terjadi akibat dari perbandingan tegangan terhadap regangan yang bisa didapat dari uji triaxial. Nilai modulus young (E) dapat ditentukan dari jenis tanah yang didapatkan dari hasil sondir dan SPT, perkiraan modulus young yang disarankan oleh (Bowles, 1977) dapat dilihat pada Tabel 3.5 berikut.

Tabel 3.5 Nilai perkiraan modulus elastisitas tanah (Bowles, 1977 dalam Hardiyatmo, 2002)

Jenis Tanah	Modulus Young (E) kg/cm^2
Lempung sangat lunak	3-30
Lempung lunak	20-40
Lempung sedang	45-90
Lempung keras	70-200
Lempung Berpasir	300-425
Pasir berlanau	50-250

Tabel 3.5 Lanjutan

Pasir tidak padat	100-250
Pasir padat	500-1000
Pasir dan kerikil padat	800-2000
Pasir dan kerikil tidak padat	500-1400
Lanau	20-200
Lanau <i>loess</i>	150-600
Lanau serpih	1400-14000

Nilai modulus young didapatkan pada lempung sangat lunak kecil hal tersebut dikarenakan tegangan pada tanah lempung sangat lunak kecil bila dibandingkan dengan regangannya begitu juga sebaliknya pada tanah lanau serpih.

4. Poisson rasio

Sebuah benda yang diberi gaya akan mengalami perubahan bentuk, perubahan bentuk terjadi ke arah tegak lurus dengan arah gaya. Poisson rasio ialah perbandingan antara berubahnya arah aksial dengan arah lateral. Pada tanah poisson rasio dapat ditentukan berdasarkan jenis tanah seperti pada Tabel 3.6 dibawah ini.

Tabel 3.6 Nilai-nilai tipikal rasio poisson (kulhawy, 1983 dalam Hardiyatmo 2015)

Tanah dan Batu	Rasio Poisson (μ)
Lempung jenuh, Kondisi <i>Undrained</i>	0,50
Lempung tidak jenuh	0,30-0,40
Pasir padat kondisi terdrainase	0,30-0,40
Pasir longgar kondisi terdrainase	0,1-0,3
Batu pasir	0,25-0,30
Granit	0,23-0,27

Pada nilai rasio poisson didapatkan lempung jenuh 0,50, hal tersebut dikerenakan apabila perubahan terjadi ke arah tegak lurus dengan arah gaya besar, maka besar pula rasio poissonnya.

5. Permeabilitas

Permeabilitas tergantung dari butiran tanah tersebut, apabila butiran tanah kecil maka meloloskan air juga kecil seperti tanah lempung, beda dengan tanah yang granular seperti pasir yang permeabilitasnya relatif besar. Koefisien permeabilitas dinyatakan dalam (k), nilai (k) bisa didapatkan melalui pendekatan jenis tanah yang tertera pada Tabel 3.7 dibawah ini.

Tabel 3.7 Nilai koefisien permeabilitas tanah (Das, 1995)

Jenis Tanah	K	
	Cm/dtk	ft/mnt
Kerikil bersih	1,0-100	2,0-200
Pasir kasar	1,0-0,01	2,0-0,02
Pasir halus	0,01-0,001	0,02-0,002
Lanau	0,001-0,00001	0,002-0,00002
Lempung	<0,000001	<0,000002

Permeabilitas yang besar terjadi pada kerikil bersih dikarenakan air mudah lolos disebabkan karena butiran pada kerikil besar maka diperoleh permeabilitas besar pula berbeda dengan lempung dengan butiran yang kecil, maka permeabilitas juga kecil.

6. Berat Jenis Tanah (Gs)

Berat jenis tanah adalah perbandingan berat satuan bahan dengan berat satuan air, Nilai Gs juga bisa didapatkan dari jenis tanah, adapun nilai Gs berdasarkan jenis tanah ditunjukkan pada Tabel 3.8.

Tabel 3.8 Berat Jenis Tanah (Gs) (Hardiyatmo, 2002)

Macam Tanah	Berat Jenis Tanah (Gs)
Kerikil	2,65-2,68
Pasir	2,65-2,68
Lempung anorganik	2,62-2,68
Lempung organik	2,58-2,65
Lempung anorganik	2,68-2,75
Humus	1,37
Gambut	1,25-1,80

Berat jenis tanah seperti pada Tabel 3.8 tentunya diperoleh dengan melakukan pengujian, lalu didapatkan hasil dari pengujian tersebut dimana berat jenis tanah berkisar 2,65 sampai 2,75, untuk tanah kohesif tak organik berkisar antara 2,68 sampai 2,72.

7. Derajat kenenuhan (Sr)

Derajat kejenuhan merupakan perbandingan volume air dengan volume total rongga pori yang dinyatakan dalam persen (%). Dalam mememntukan derajat kejenuhan bisa dilakukan dengan mengetahui keadaan tanah berdasarkan NSPT, didalam data N-SPT juga dijelaskan apakah tanah tersebut jenuh air, kerimg atau basah, apabila keadaan tanah tersebut dapat diketahui, maka nilai derajat kejenuhan bisa didapatkan melalui tabel 3.9.

Tabel 3.9 Derajat kejenuhan (Sr) (Hardiyatmo, 2002)

Keadaan Tanah	Derajat Kejenuhan (Sr)
Tanah kering	0
Tanah agak lembab	>0-0,25
Tanah lembab	0,26-0,50
Tanah sangat lembab	0,51-0,75
Tanah basah	0,76-0,99
Tanah jenuh air	1

Dari Tabel 3.9 diperoleh derajat kejenuhan dengan keadaan tanah, apabila tanah mengalami jenuh air atau bisa dikatakan dibawah permukaan air tanah, maka derajat kejenuhannya 1, apabila diatas permukaan air tanah bisa dikatakan tanah tersebut agak lembab atau bisa kering, dimana nilai tanah kering derajat kejenuhannya 0.

8. Porositas, kadar Air, Angka Pori, Berat Volume Basah (γ_b), Berat Volume Kering (γ_d)

Porositas (n) merupakan perbandingan antara volume rongga (V_v) dan volume total (V), parameter ini berguna untuk mencari angka pori, porositas dinyatakan dalam persen (%) dan untuk kadar air adalah perbandingan berat air (W_w) dengan berat butiran padat (W_s) yang juga dinyatakan dalam persen (%). Mendapatkan berat volume basah harus diketahui berat butiran air tanah dan udara (W) yang dibagi volume total tanah (V) dan berat volume kering bisa didapatkan dengan berat butiran (W_s) dibagi dengan volume total tanah (V). Berat volume basah dan berat volume kering guna menganalisa kapasitas dukung tiang pancang yang mana kedua parameter tersebut dinyatakan dalam kN/m^3 , nilai-nilai parameter tersebut bisa dilihat pada Tabel 3.10.

Tabel 3.10 Nilai n , e , w , γ_b , γ_d untuk tanah keadaan asli di lapangan (Hardiyatmo, 2002)

Macam Tanah	n	E	w	γ_d	γ_b
Pasir seragam, tidak padat	46	0,85	32	14,3	18,9
Pasir seragam, padat	34	0,51	19	17,5	20,9
Pasir berbutir campuran, tidak padat	40	0,67	25	15,9	19,9
Pasir berbutir campuran, padat	30	0,43	16	18,6	21,6
Lempung lunak sedikit organic	66	1,90	70	-	15,8
Lempung lunak sangat lunak	75	3,00	110	-	14,3

Parameter tersebut bisa didapatkan atas saran yang dilakukan oleh (Terzaghi, 1947) dengan mengetahui dari jenis tanah di lapangan. Angka pori (e) berguna untuk mencari berat volume efektif (γ') yang mana berat volume efektif

dimasukan dalam analisa kapasitas dukung tiang pancang, berat volume efektif (γ') dapat dicari dengan persamaan berikut.

$$\gamma' = \frac{(Gs-1)\gamma_w}{1+e} \dots\dots\dots (3.2)$$

$$\gamma_b = \frac{Gs-\gamma_w(1+e)}{1+e} \dots\dots\dots (3.3)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{\gamma_w(Gs+e)}{1+e} \dots\dots\dots (3.4)$$

Keterangan:

- e = Angka pori
- γ_b = Berat volume basah
- γ_{sat} = Berat tanah jenuh air
- γ' = Berat volume efektif
- Gs = Berat jenis tanah
- γ_w = Berat volume air (9,81 kN/m³)

3.4 Pondasi

Pondasi merupakan struktur bawah yang memikul beban-beban yang bekerja pada struktur atas. Pondasi adalah bagian terendah dari bangunan yang meneruskan beban bangunan ke tanah atau batuan yang ada di bawahnya (Hardiyatmo, 2002). Pondasi terbagi menjadi dua klasifikasi yaitu pondasi dangkal (*shallow foundations*), menurut (Hardiyatmo, 2002) pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung beban secara langsung, seperti: Pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. Pondasi dalam (*deep foundations*) didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batuan yang terletak relative jauh dari permukaan, contohnya pondasi sumuran dan pondasi tiang.

Seperti penjelasan di atas, pondasi dangkal ada tiga jenis, yaitu: pondasi telapak, pondasi memanjang dan pondasi rakit. (Hardiyatmo, 2002) menjelaskan tiga tipe pondasi tersebut.

1. Pondasi telapak (*shallow foundations*) merupakan pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.
2. Pondasi rakit (*raft foundation* atau *mat foundation*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung bangunan yang terletak pada tanah lunak, atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat di semua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain.
3. Pondasi memanjang (*continuous footing*) adalah pondasi yang digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau sederetan kolom yang berjarak dekat sehingga bila dipakai pondasi telapak sisinya akan berimpit satu sama lain.

Pada pondasi dalam, (Hardiyatmo, 2002) juga menjelaskan tipe-tipe pondasi dalam antara lain :

1. Pondasi sumuran atau kaison (*pier foundation/caisson*) yaitu pondasi yang merupakan peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah keras relatif dalam.
2. Pondasi tiang (*pile foundation*) adalah pondasi yang di dalam mendukung beban bangunan mengandalkan tahanan ujung dan tahanan dindingnya, digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung beban yang bekerja dan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi tiang umumnya diameternya lebih kecil dan lebih panjang dibandingkan dengan pondasi sumuran atau kaison.

3.5 Pondasi Tiang

Pondasi tiang merupakan salah satu pondasi yang memikul beban yang besar dimana pada dasar tanah tidak bisa memikul beban tersebut, lalu beban tersebut mampu dipikul oleh lapisan tanah yang keras dengan kedalaman tertentu yang disalurkan melalui tiang tersebut. Penggunaan pondasi tiang pancang sebagai pondasi bangunan apabila tanah yang berada dibawah daras bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan atau beban yang bekerja (Sardjono HS, 1988). Ada berbagai jenis

pondasi tiang yakni: tiang pancang, tiang bor, dan kaison yang mana penggunaan pondasi tersebut sesuai kondisi tanah atau kondisi lingkungan sekitar, (Hardiyatmo, 2010) mengklasifikasi pondasi tiang tersebut berdasarkan metode pelaksanaannya yaitu:

1. Tiang pancang (*driven pile*) tiang dipasang dengan cara memuat beban berbentuk bulat atau bujur sangkar memanjang yang dicetak terlebih dahulu dan kemudian dipancang atau ditekan kedalam tanah. Metode pelaksanaan pemancangan tiang pancang bisa dilakukan dengan cara *jack-in pile*, metode ini dilakukan dengan cara tiang pancang ditekan menggunakan alat berat yakni *Hydraulic Static Pile Driver* (HSPD) dimana tiang pancang ditekan dibagian tengah alat berat tersebut dan sekelilingnya diberi beban *counter waight* sehingga gaya tekan bisa diketahui melalui manometer pada setiap kedalaman, kapasitas pemancangan alat berdasarkan tipenya terdiri dari 120 ton, 320 ton, dan 450 ton, proses pemancangan tentunya dibantu *Mobile Crene* yang mengangkat tiang pancang tersebut.

Selain dengan cara *jack-in pile*, tiang pancang juga bisa dengan *Drop Hammer*, cara kerja alat ini adalah dengan cara pemukul yang terdiri dari balok-balok kuat dijatuhkan dari atas, balok-balok tersebut ditarik dengan kabel pada ketinggian tertentu, lalu penumbuk dilepaskan dan jatuh beban di atas kepala tiang, apabila memerlukan energy yang besar maka memerlukan *Hammer* yang berat dan besar pula dan ketinggian jatuh *Hammer* yang besar.

2. Tiang bor (*drilled shaft*) tiang dipasang dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu sampai kedalaman yang diinginkan, kemudian tulangan baja dimasukkan kedalam lubang bor dan kemudian diisi/dicor dengan beton. Metode pelaksanaan tiang bor ialah dengan cara tanah dibor terlebih dahulu pada kedalaman yang telah ditentukan dan dibersihkan dasar lubang bor tersebut dari tanah, lalu memasukan tulangan kedalam lubang tersebut, kemudian lubang tersebut di cor.

3. Kaison (*caisson*) suatu bentuk kotak atau silinder telah dicetak terlebih dahulu, dimasukan kedalam tanah, pada kedalaman tertentu kemudian diisi beton. Kadang-kadang kaison juga disebut tiang bor yang berdiameter lebih besar, sehingga kadang-kadang membingungkan dalam penyebutan. Namun bisa dibedakan dari pelaksanaannya, pelaksanaan kaison biasanya membenamkan dilanjutkan dengan menggali, kaison dibenam bersamaan dengan penggalian, apabila sudah sampai tanah keras maka di cor dengan ketebalan 1,5 m sampai 5 m.

3.6 Pondasi Tiang Pancang Beton Pracetak

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat keatas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin. Selain itu, tiang-tiang juga digunakan untuk mendukung bangunan dermaga, dimana pada bangunan ini, tiang-tiang dipengaruhi oleh gaya-gaya benturan kapal dan gelombang air (Hardyatmo, 2014).

Tiang beton pracetak yaitu tiang dari beton yang dicetak disuatu tempat dan kemudian diangkut ke lokasi rencana bangunan. Tiang beton, umumnya berbentuk prisma atau bulat. Ukuran diameter yang biasanya dipakai untuk tiang yang tidak berlubang diantara 20 sampai 60 cm. Untuk tiang berlubang diameternya dapat mencapai 140 cm. panjang tiang beton pracetak berkisar antara 20 sampai 40 m. Untuk tiang beton berlubang bisa sampai 60 m. beban maksimum untuk tiang ukuran kecil berkisar diantara 300 sampai 800 kN.

Keuntungan pemakaian tiang pancang pracetak antara lain:

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

Kerugian pemakaian tiang pancang pracetak, antara lain:

1. Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah.
2. Kepala tiang kadang-kadang pecah akibat pemancangan.
3. Pemancangan sulit, bila diameter tiang terlalu besar.
4. Pemancangan menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan sekitarnya.
5. Banyaknya tulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkutan dan pemancangan tiang.

Nilai-nilai beban maksimum tiang beton pracetak pada umumnya, yang ditinjau dari segi kekuatan bahan tiangnya dapat dilihat dalam Tabel 3.11.

Tabel 3.11 Nilai-nilai tipikal beban ijin tiang beton pracetak (Hardiatmo, 2014)

No	Diameter Tiang (cm)	Beban tiang maksimum (kN)
1	30	300 – 700
2	35	350 – 850
3	40	450 – 1.200
4	45	500 – 1.400
5	50	700 – 1.750
6	60	800 – 2.500

3.7 Kapasitas Dukung Tiang dari Uji Kerucut Statis (Cone Penetration Test, CPT)

Kapasitas dukung tian dapat diperoleh dari data uji kerucut statis (CPT) atau sondir. Tahanan ujung yang termobilisasi pada tiang pancang harus setara dengantahanan ujung saat uji penetrasi. Tetapi, pengaruh sekala dan perbedaan kecepatan pembebanan yang menyebabkan perbedaan signifikan pada nilai tahanan ujung tiang. Fleming et al. (2009) menyarankan untuk tiang pancang yang ujungnya tertutup maka tahanan ujung satuan tiang sama ddengan tahanan konus

(q_c) , namun untuk tiang pancang yang ujungnya terbuka atau tiang bor, tahanan ujung satuan tiang diambil 70%-nya.

Tahanan gesek tiang umumnya bergantung pada bahan tiang dan jenis tanahnya. Beberapa peneliti menyarankan tahanan gesek satuan tiang diambil sama dengan tahanan gesek lokal sisi konus (q_c).

Kapasitas dukung ultimit netto (Q_u), dihitung dengan persamaan umum:

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b f_b + A_s f_s - W_p \dots\dots\dots(3.5)$$

Dengan:

A_b = luas ujung bawah tiang

A_s = luas selimut tiang

f_b = tahanan ujung satuan tiang

f_s = tahanan gesek satuan tiang

W_p = berat tiang

Tahanan ujung tiang persatuan luas (f_b) kurang lebih sama dengan tahanan konus (q_c), atau dengan memberikan faktor modifikasi pengaruh skala (ω):

$$f_b = \omega q_c \dots\dots\dots(3.6)$$

Tahanan gesek satuan tiang (f_s) dikorelasikan dengan tahanan gesek sisi (*sleeve*) konus (q_f), dengan memberikan koefisien modifikasi tahanan gesek K_f , yaitu:

$$f_s = K_f q_f \dots\dots\dots(3.7)$$

Tahanan gesek sisi tiang bergantung pada bahan tiang, volume tanah yang dipindahkan oleh akibat pemancangan dan bentuk tiang (seragam atau meruncing)

3.7.1 Kapasitas Dukung Tiang dalam Tanah Granular

1. Metode Schmertmann dan Nottingham

Kapasitas dukung ultimit netto (Q_u), dihitung dengan persamaan

$$Q_u = A_b f_b + A_s f_s - W_p \dots\dots\dots(3.8)$$

Atau

$$Q_u = A_b \omega q_{ca} + A_s K_f q_f - W_p \dots\dots\dots(3.9)$$

Dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s	= luas selimut tiang (cm^2)
f_b	= tahanan ujung satuan (kg/cm^2)
f_s	= tahanan gesek satuan (kg/cm^2)
q_{ca}	= tahanan konus rata-rata (kg/cm^2)
q_f	= tahanan gesek sisi konus (kg/cm^2)
K_f	= koefisien tak berdimensi
ω	= koefisien korelasi

a) Tahanan ujung satuan

Dalam metode Schmertmann dan Nottingham (1975) tahanan ujung tiang per satuan luas, diperoleh dari nilai-nilai q_c di sepanjang $8d$ di atas dasar tiang sampai $0,7d$ atau $4d$ di bawah dasar tiang, seperti yang ditunjukkan dalam Gambar 3.2. Langkah-langkah penentuan q_{ca} adalah sebagai berikut :

- 1) Perhatikan diagram tahanan kerucut (q_c) per kedalamannya dan pilihlah kedalaman sementara yang dianggap mendekati kapasitas ultimit bahan tiang yang akan dipakai.
- 2) Pada kedalaman tiang yang ditinjau, perhatikan tahanan konus rata-rata (q_c) diambil pada jarak $8d$ di atas kedalaman ujung tiang dan $4d$ dibawahnya.
- 3) Tentukan q_{c1} dengan menghitung nilai rata-rata tahanan kerucut (q_c) di sepanjang garis patah-patah pada zona $8d$ di atas dasar tiang (Gambar 3.2). Lintasan garis patah-patah menunjukkan pengambilan nilai-nilai q_c yang mewakili dan perkiraan aman.
- 4) Telusuri lintasan garis patah-patah sedalam $4d$ dibawah tiang (Gambar 3.1) tentukan q_{c2} dengan menghitung q_c rata-rata di sepanjang garis tersebut.
- 5) Hitung $q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$
- 6) Dengan menggunakan nilai-nilai dalam Tabel 3.12, tentukan ω guna memperhatikan pengaruh kadar kerikil atau OCR.
- 7) Hitung tahanan ujung satuan dengan persamaan :

$$f_b = \omega \cdot q_{ca} \leq 150 \text{ kg}/\text{cm}^2 (15.000 \text{ kN}/\text{m}^2) \dots \dots \dots (3.10)$$

dengan :

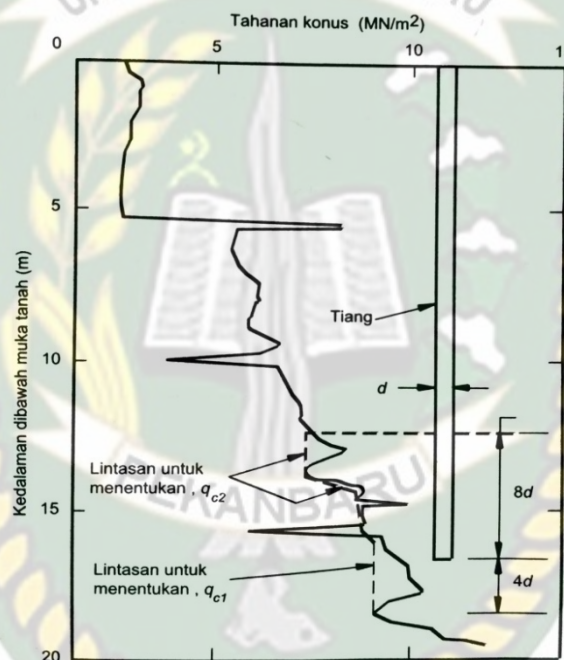
f_b = tahanan ujung per satuan luas (kg/cm^2)

ω = koefisien korelasi yang bergantung pada OCR (Tabel 3.12)

$q_{ca} = \frac{1}{2} (q_{c1} + q_{c2})$ (kg/cm^2)

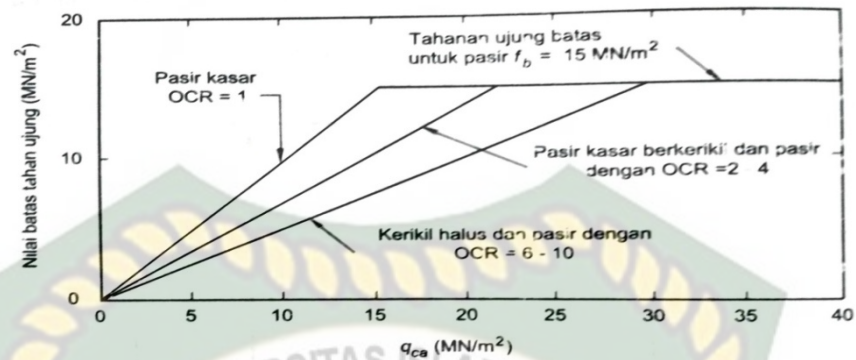
q_{c1} = q_c rata-rata pada zona $0,7d$ atau $4d$ dibawah dasar tiang (kg/cm^2)

q_{c2} = q_c rata-rata pada zona $8d$ di atas dasar tiang (kg/cm^2)

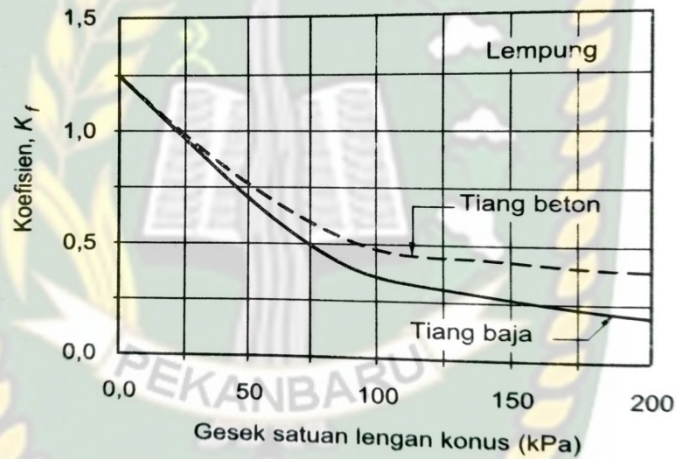


Gambar 3.2 Cara menghitung tahanan ujung dari uji kerucut statis metode Schretmann dan Nottingham (1975).

Nilai ω berkisar antara 0,5 sampai 1 bergantung pada rasio konsolidasi berlebihan, OCR (*overconsolidation ratio*), seperti yang ditunjukkan dalam Tabel 3.6. Hubungan q_{ca} dan tahanan ujung satuan dengan menggunakan ω dari Tabel 3.12, ditunjukkan dalam Gambar 3.3. Gambar ini, biasanya juga dapat digunakan untuk ujung tiang yang terletak pada lapisan lempung.



(a)



(b)

Gambar 3.3 (a) Penyesuaian koefisien terhadap OCR (pasir)

(b) Koefisien K_f lempung yang digunakan dalam persamaan (3.11) (Schretmenn dan Nottingham, 1975)

b) Tahanan gesek satuan

Tahanan gesek satuan ditentukan dari gesekan local sisi konus :

$$f_s = K_f q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots \dots \dots (3.11)$$

dengan :

f_s = tahanan gesek satuan (kg/cm^2). Nilainya dibatasi sampai 1,2 kg/cm^2 (120 kPa) atau (117,68 kN/m^2)

K_f = koefisien tak berdimensi

q_f = gesek satuan lokal sisi konus (*Sleeve friction*) (kg/cm^2).

Tabel 3.12 Faktor ω (deRuiter dan Beringen, 1979.)

Kondisi tanah	Faktor ω
Pasir terkonsolidasi normal (OCR = 1)	1
Pasir banyak mengandung kerikil kasar; pasir dengan OCR = 2 sampai 4	0,67
Kerikil halus; Pasir dengan OCR = 6 sampai 10	0,5

Bila tiang dalam tanah pasir, K_f bergantung pada rasio L/d (L = kedalaman, dan d = diameter tiang). Di dalam kedalaman $8d$ pertama dari permukaan tanah, K_f diinterpolasi dari nol di permukaan tanah sampai 2,5 di kedalaman $8d$. Lebih bawah dari kedalaman ini, nilai K_f berkurang dari 2,5 sampai 0,891 pada kedalaman $20d$, atau, dianggap saja secara keseluruhan $K_f = 0,9$.

Metode yang lain, untuk tiang dalam tanah pasir (tidak berlaku untuk lempung), gesek satuan dapat ditentukan dari tahanan konus q_c sebagai berikut :

$$f_s = K_c q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \dots\dots\dots (3.12)$$

Dengan :

f_s = tahanan gesek satuan. Nilainya dibatasi sampai 1,2 kg/cm^2 (120 kPa) atau (117,68 kN/m^2)

q_c = tahanan konus (kg/cm^2).

K_c = koefisien tak berdimensi yang nilainya bergantung pada tipe tiang.

tiang baja ujung bawah terbuka, $K_c = 0,8\%$

tiang pipa ujung bawah tertutup, $K_c = 1,8\%$

tiang beton, $K_c = 1,2\%$

2. Metode Mayerhoff

Cara ini digunakan untuk menghitung kapasitas dukung tiang pada tanah pasir. Mayerhoff (1976; 1983) dalam Fellenius (1990) mengusulkan untuk menentukan kapasitas dukung tiang pada tanah pasir dengan memperhatikan pengaruh skala dan penetrasi tiang sebagai berikut :

a) Tahanan ujung

$$f_b = \omega_1 \omega_2 q_{ca} \dots\dots\dots (3.13)$$

dengan,

f_b = tahanan ujung satuan, untuk tiang bor diambil 70% atau 50%-nya

q_{ca} = q_c rata-rata (KN/m^2) pada zona $1d$ dibawah ujung tiang dan $4d$ diatasnya

ω_1 = $\{(d + 0,5)/2d\}^n$; koefisien modifikasi pengaruh skala, jika $d > 0,5\text{m}$. Jika $d < 0,5\text{m}$, $\omega_1 = 1$.

ω_2 = $L/10d$ = koefisien modifikasi untuk penetrasi tiang dalam lapisan pasir padat saat $L < 10d$, Jika $L > 10d$, $\omega_2 = 1$

d = diameter tiang (m)

L = kedalaman penetrasi tiang di dalam lapisan pasir padat (m)

n = nilai eksponensial

=1 untuk pasir longer ($q_c < 5 \text{ MPa}$)

=2 untuk pasir kepadatan sedang ($5 \text{ MPa} < q_c < 12 \text{ MPa}$)

=3 untuk pasir padat ($q_c > 12 \text{ MPa}$)

b) Tahanan gesek

Untuk tiang pancang, tahanan gesek satuan diambil salah satu dari :

$$f_s = K_f q_c \quad \text{dengan } K_f = 1 \dots \dots \dots (3.14)$$

Atau, bila tidak dilakukan pengukuran tahanan gesek sisi konus :

$$f_s = K_c q_c \quad \text{dengan } K_c = 0.005 \dots \dots \dots (3.15)$$

dengan,

$$f_s = \text{tahanan gesek satuan (kg/cm}^2\text{)}$$

$$K_f = \text{koefisien modifikasi tahanan gesek sisi konus}$$

$$K_c = \text{koefisien modifikasi tahanan konus}$$

3.7.2 Kapasitas Dukung Tiang Dalam Tanah Kohesif

Kapasitas dukung ulimit tiang (Q_u), dihitug dengan persamaan umum :

$$Q_u = Q_b + Q_s = A_b f_b + A_s f_s \quad (\text{kg}) \dots \dots \dots (3.16)$$

Dengan,

$$A_b = \text{luas ujung bawah tiang (cm}^2\text{)}$$

$$A_s = \text{luas selimut tiang (cm}^2\text{)}$$

$$f_b = \text{tahanan ujung satuan tiang (kg/cm}^2\text{)}$$

$$f_s = \text{tahanan gesek satuan tiang (kg/cm}^2\text{)}$$

1. Metode deRuiter dan Beringen

a) Tahanan ujung

Untuk tiang pada tanah pasir tahanan ujung satuan sama dengan metode Schmertmann dan Nottingham. Untuk tiang pada lumping, tahanan ujung satuan ditentukan dari analisis tegangan total seperti halnya pada teori kapasitas dukung pondasi dangkal pada tanah lempung :

$$f_b = 5 c_u \quad ; \text{ dibatasi } f_b \leq 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15000 kN/m}^2\text{)} \dots \dots \dots (3.17)$$

$$c_u = \frac{qc}{Nk} \dots \dots \dots (3.18)$$

dengan,

f_b = tahanan ujung satuan, maksimum 150 kg/cm^2 (15000 kN/m^2)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

N_k = koefisien tak terdrainase, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20.

b) Tahanan gesek

Untuk tiang apada tanah pasir, tahanan gesek satuan dipilih nilai terkecil dari nilai gesek satuan sisi konus (q_f) dan $q_c/300$.

Untuk tiang pada tanah kohesif (lempung), tahanan gesek satuan ditentukan dari nilai kohesi tak terdrainase ($c_u = q_c/20 = 0,05 q_c$):

$$f_s = \alpha (q_c / N_k) = 0.05 \alpha q_c \dots \dots \dots (3.19)$$

Dengan,

f_s = tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum $1,2 \text{ kg/cm}^2$ (120 kPa)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

α = factor adhesi, diambil 1 lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan.

N_k = koefisien tak berdimensi, nilainya antara 15 sampai 20, biasanya diambil 20.

Berdasarkan penyelidikan-penyelidikan yang teliti untuk tiang pancang pada tanah granular menunjukkan bahwa faktor aman 2,7 cukup untuk rumus Hiley, dan faktor aman 3 untuk rumus Janbu (Flaate, 1967).

Penggunaan rumus Janbu disarankan untuk pekerjaan/ proyek kecil (Terzaghi dan Peck, 1943). Faktor aman digunakan sebesar 3. Untuk proyek besar disarankan dilakukan penyelidikan tiang dengan ukuran tiang sebenarnya yang dibebani secara langsung di lapangan.

3.8 Metode end Bearing and Friction Pile (Sardjono HS, 1984)

Jika kita memancang tiang sampai ketanah keras melalui lapisan tanah lempung, maka untuk menghitung daya dukung tiang di sini kita perhitungkan baik berdasarkan pada tahanan ujung (*end bearing*) maupun clef (*friction pile*).

Demikian pula di sini harus kita perhitungkan pula terhadap kekuatan bahan tiang pancang itu sendiri.

- a. Terhadap kekuatan bahan tiang.

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :

P_{tiang} = kekuatan yang diijinkan pada tiang pancang (kg).

σ_{bahan} = tegangan tekan ijin bahan tiang (kg/cm^2)

A_{tiang} = luas penampang tiang pancang (cm^2)

- b. Terhadap kekuatan tanah.

1. Beban sementara :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{2} + \frac{O \times L \times c}{5} \dots\dots\dots(3.20)$$

2. Beban tetap / statis :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times L \times c}{5} \dots\dots\dots(3.21)$$

3. Beban dinamis :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{5} + \frac{O \times L \times c}{8} \dots\dots\dots(3.22)$$

Dimana :

Q_{tiang} = daya dukung keseimbangan tiang (kg).

P = nilai konus dari hasil sondir (kg/cm^2).

O = keliling tiang pancang (cm).

L = panjang tiang pancang yang berada dalam tanah (cm).

c = harga clef rata-rata (kg/cm^2).

Beban yang dapat dipikul tiang pancang adalah :

$$N \leq P_{\text{tiang}} \qquad N \leq Q_{\text{tiang}}$$

3.9 Faktor Aman

Untuk memperoleh kapasitas izin tiang yang kokoh terhadap struktur, maka perlu membagi kapasitas ultimit tiang dengan faktor aman tertentu. Faktor aman ini diberikan dengan maksud sebagai berikut (Hardiyatmo, 2008).

1. Untuk memberikan keamanan terhadap ketidak pastian metode hitungan yang digunakan.
2. Untuk memberi keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah.
3. Untuk meyakinkan bahwa tiang cukup aman dalam mendukung beban bekarja.
4. Untuk meyakinkan bahwa penurunan local yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas toleransi.
5. Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam diantara tiang-tiang masih dalam batas toleransi.

Tiang pancang kapasitas ijin tiang pancang, diperoleh dari jumlah tahanan ujung dan tahanan gesek dinding yang dibagi dengan faktor aman tertentu.

1. Untuk kapasitas dasar tiang yang diperbesar dengan $d < 2$ m

$$Q_a = Q_u/2,5 \dots \dots \dots (3.23)$$

$$Q_a = Q_u/2 \dots \dots \dots (3.24)$$

Pemilihan faktor aman (SF) untuk perencanaan pondasi tiang (Resse & O'Neill 1989) menyarankan seperti Tabel 3.13 di bawah ini (Hardiyatmo, 2008).

Tabel 3.13 Faktor aman yang disarankan oleh Reese dan O'Neill (1989)

Klasifikasi struktur	Faktor aman (F)			
	Kontrol baik	Kontror normal	Kontror jelek	Kontrol sangat jelek
Monomenta	2,3	3	3,5	4
Permanen	2	2,5	2,8	3,4
Sementara	1,4	2,0	2,3	2,8

Faktor aman dapat di cari dengan persamaan sebagai berikut:

- a. Tiang tunggal

$$SF = Qu/V \dots \dots \dots (3.25)$$

Keterangan:

SF= Faktor aman.

Qu = Kapasitas dukung ultimit (kN)

V = Gaya yang bekerja pada tiang tunggal (kN)

3.10 Menghitung Penurunan Tiang Tunggal dengan Metode Poulos dan Davis (1980)

Penurunan kepala tiang yang terletak pada tanah homogeny dengan modulus elastis dan rasio Poisson yang konstan dapat dihung dengan persamaan yang disarankan oleh Poulos dan Davis (1980), sebagai berikut :

- a) Untuk Tiang apung (*floating pile*)

$$S = \frac{Ql}{Esd} \dots \dots \dots (3.26)$$

$$I = I_0 R_k R_h R_\mu \dots \dots \dots (3.27)$$

Dengan :

S = Penurunan kepala tiang

Q = Beban yang bekerja

I_0 = factor pengaruh penurunan untuk tiang yang tidak mudah mampat (*incompressible*) dalam masa semi tak terhingga (Gambar 3.4)

R_k = factor koreksi kemudahan-mampatan (kompresibilitas) tiang untuk $\mu = 0,5$ (Gambar 3.5)

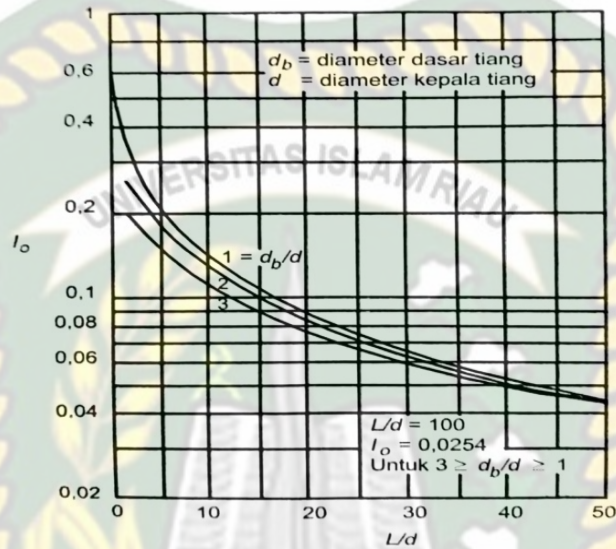
R_h = factor koreksi untuk ketebalan lapisan yang terletak pada tanah keras (gambar 3.6)

R_μ = factor koreksi angka poisson μ (Gambar 3.7)

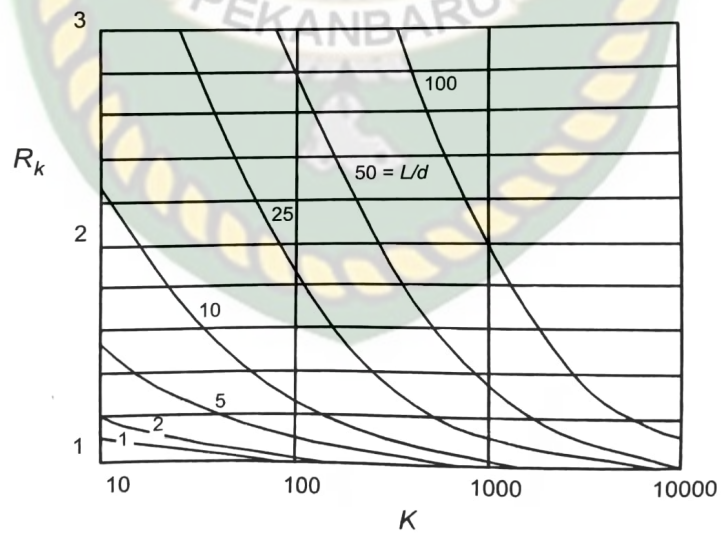
h = Kedalaman total lapisan tanah

Terlihat pada Gambar 3.4 bahwa penurunan tiang berkurang jika panjang tiang bertambah.

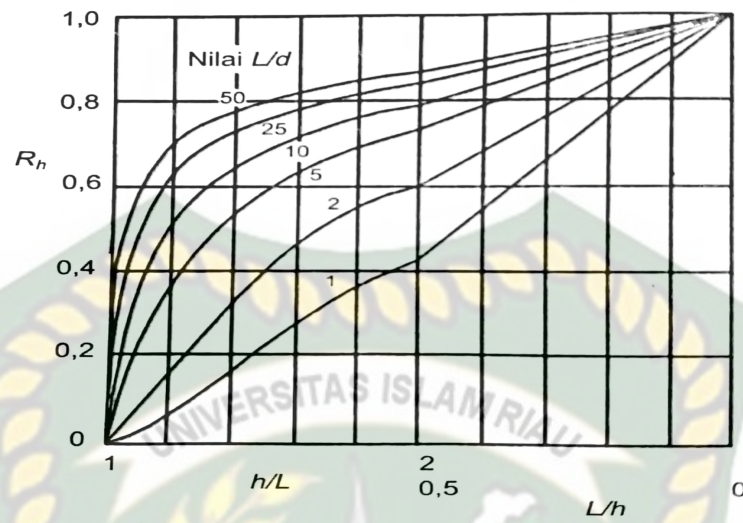
b) Untuk tiang dukung ujung



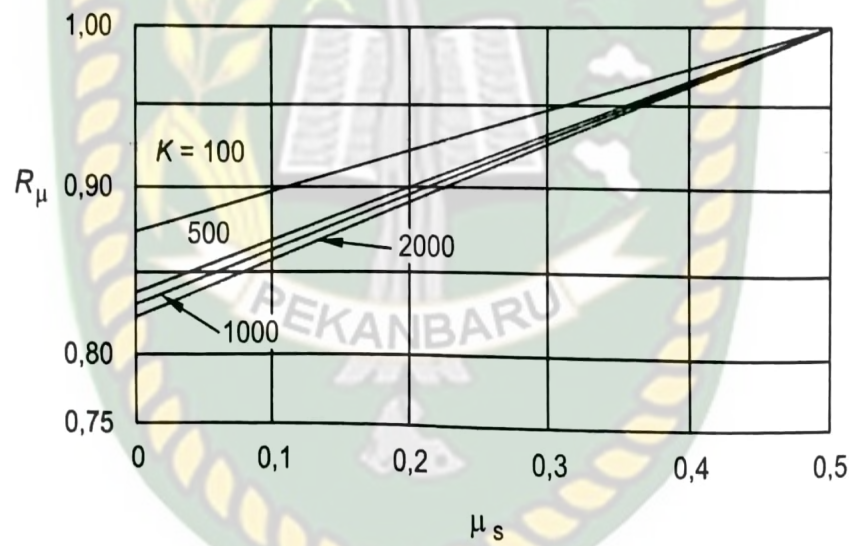
Gambar 3.4 Faktor penurunan I_o (Poulos dan Davis, 1980)



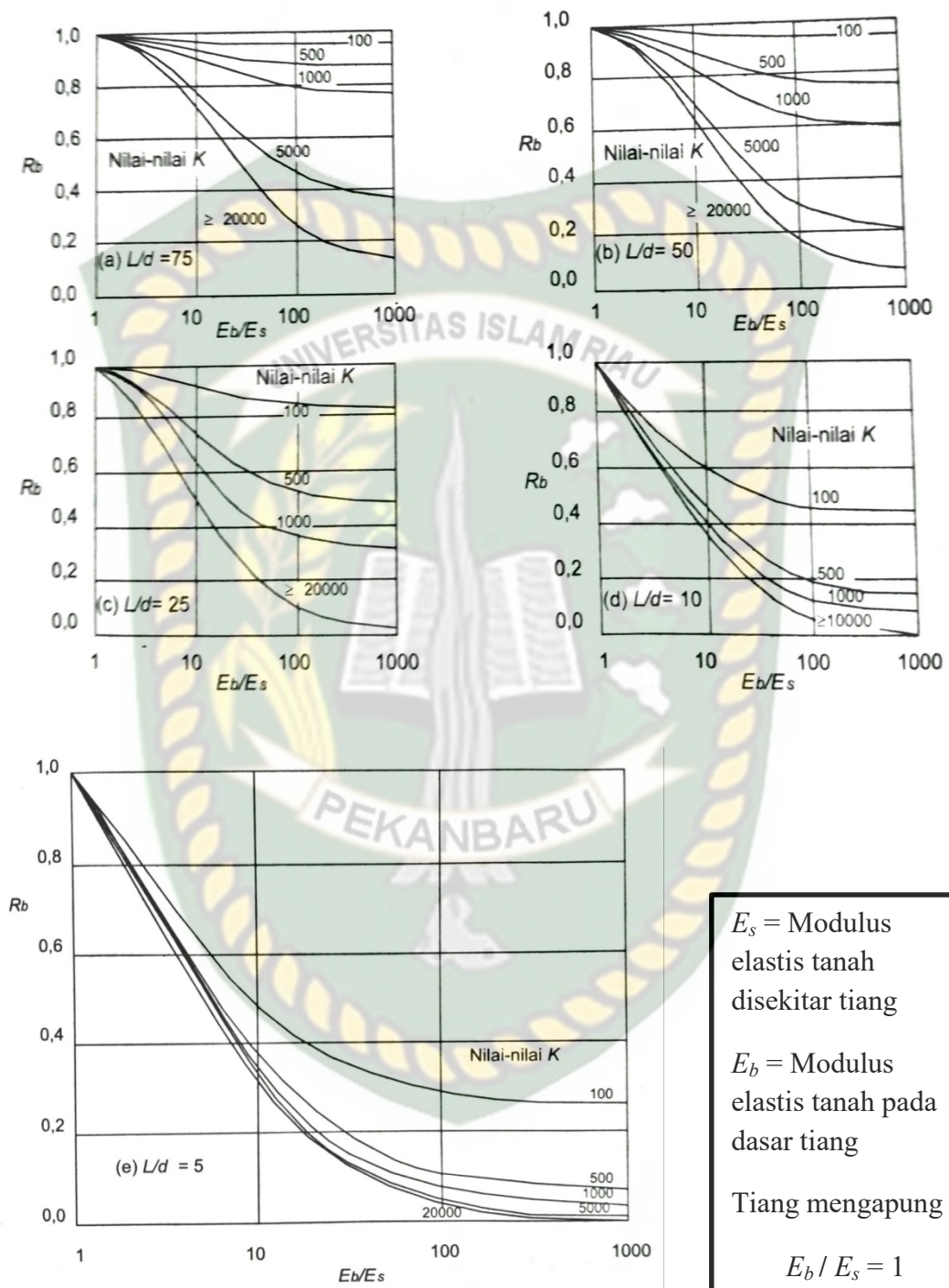
Gambar 3.5 Koreksi kompresi, R_k (Poulos dan Davis, 1980)



Gambar 3.6 Koreksi kedalaman, R_h (Poulos dan Davis, 1980)



Gambar 3.7 Koreksi angka Poisson, R_μ (Poulos dan Davis, 1980)



Gambar 3.8 Koreksi kekakuan lapisan pendukung, R_b (Poulos dan Davis, 1980)

$$S = \frac{Ql}{Esd} \dots \dots \dots (3.28)$$

$$I = I_0 R_k R_h R\mu \dots \dots \dots (3.29)$$

Nilai-nilai koefisien dapat diambil dari Gambar-gambar 3.4 sampai 3.8, dengan R_b = faktor koreksi untuk kekakuan lapisan pendukung (Gambar 3.8). Pengaruh kekerasan tanah pendukung di dasar tiang adalah mengurangi penurunan. Pengaruh ini menjadi lebih jelas bila tiang relative pendek (tiang kaku) dan terletak pada lapisan pendukung yang keras.

Pada Gambar-gambar 3.5, 3.6 dan 3.8, K adalah satuan ukuran kompresibilitas relative antara tiang dan tanah yang dinyatakan oleh persamaan :

$$K = \frac{E_p R_A}{E_s} = \text{factor kekakuan tiang} \dots \dots \dots (3.30)$$

$$R_A = \frac{A_p}{\frac{1}{4} \pi d^2} = \text{rasio area tiang} \dots \dots \dots (3.31)$$

E_p dan E_s berturut-turut adalah modulus elastis bahan tiang dan tanah, A_p adalah luas penampang tiang. Jika tiang makin kompresibel, maka K semakin kecil.

3.11 Penurunan Izin Berdasarkan SNI 8460:2017

Besarnya penurunan total dan beda penurunan yang diizinkan ditentukan berdasarkan toleransi struktur atas dan bangunan sekitar yang harus ditinjau berdasarkan masing-masing kasus tersendiri dengan mengacu pada integritas, stabilitas dan fungsi dari struktur di atasnya.

Berdasarkan SNI 8460:2017 Penurunan izin $< 15 \text{ cm} + b/600$ (b dalam satuan cm) untuk bangunan tinggi dan bisa dibuktikan struktur atas masih aman. Beda penurunan (*differential settlement*) yang diperkirakan akan terjadi harus ditentukan secara seksama dan konservatif, serta pengaruhnya terhadap bangunan gedung tinggi di atasnya harus di cek untuk menjamin bahwa beda penurunan tersebut masih memenuhi kriteria dan kemampuannya sebesar $1/300 \times$ bentang.

3.12 Metode Elemen Hingga

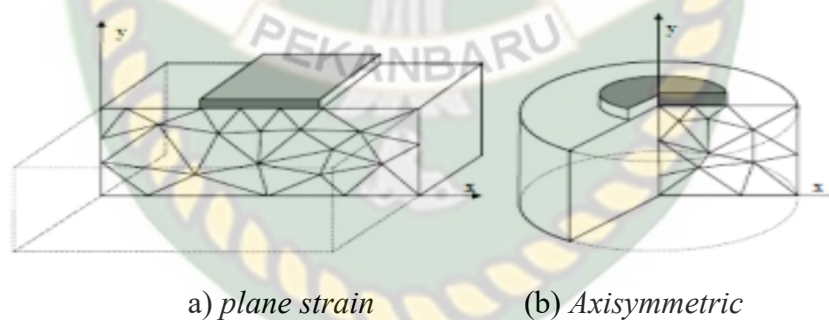
Plaxis merupakan sebuah program yang disusun berdasarkan metode elemen hingga yang dikembangkan khusus untuk melakukan analisa deformasi dan stabilitas dalam bidang geoteknik. Akurasi hasil yang didapatkan dari program ini dibandingkan dilapangan tergantung kaahlian pengguna dalam memodelkan permasalahan, parameter yang digunakan, pemahaman terhadap model-model, dan kemampuan mengintrepresasikan hasil penggunaan *plaxis*. Di dalam *plaxis* terdapat dua pemodelan yaitu:

1. *Axysimetris*

Pemodelan ini digunakan pada struktur yang separuh melingkar dengan potongan melintang sumbu x dan y, dimana sumbu x menggambarkan radius putaran dan sumbu y adalah sumbu yang mempresentasikan atau meragamkan separuh lingkaran lagi.

2. *Plane Strain*

Pemodelan ini digunakan untuk pemodelan struktur yang menerus, seperti dinding penahan tanah, jalan, dan saluran drainase.



Gambar 3.9 Ilustrasi Pemodelan *Plane strain* dan *Axisymmetric*

(Brinkgreve,2002)

3.13 Pemodelan Plaxis

Plaxis (Finite Element Code For Soil and Rock Analyses) merupakan suatu rangkuman program elemen hingga yang telah dikembangkan untuk menganalisa deformasi dan stabilitas geoteknik dalam perencanaan – perencanaan sipil. *Plaxis* dapat digunakan untuk melakukan pemodelan dan analisis semua permasalahan geoteknik seperti *slope stability*, *seepage*, dan konsolidasi. Selain itu *Plaxis* juga

dapat memodelkan dan menganalisa struktur geoteknik dan interaksi tanah dengan struktur seperti pondasi dangkal, pondasi dalam, dinding penahan tanah, angkur (*anchor*), dan sebagainya.

Secara garis besar tahapan permodelan dan analisis menggunakan *Plaxis* terdiri dari : 1. *General Setting*, 2. *Geometry*, 3. *Material Properties*, 4. *Initial Condition*, 5. *Calculation*.

a) Pemodelan pada program *Plaxis*

Sebelum melakukan perhitungan secara numerik, maka harus terlebih dahulu dirancang pemodelan dari pondasi tiang pancang yang akan dianalisis seperti pada gambar berikut:



Gambar 3.10 Model Pondasi Tiang Pancang

Material yang dipergunakan dalam pemodelan tersebut meliputi material tanah dan pondasi yang mempunyai sifat-sifat teknis dari masing-masing material yang mempengaruhi perilakunya. Dalam program *Plaxis*, sifat-sifat tersebut diwakili oleh parameter dan pemodelan yang spesifik. Tanah dan batuan mempunyai kecenderungan perilaku yang non-linier dalam kondisi pembebanan. Pemodelan dalam program ini sangat terbatas dalam memodelkan perilaku tanah, sehingga lebih umum digunakan untuk struktur yang padat dan kaku di dalam

tanah. Input parameter berupa Modulus Young E dan rasio Poisson ν dari material yang bersangkutan.

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} \dots\dots\dots(3.32)$$

$$\nu = \frac{\epsilon_h}{\epsilon_v} \dots\dots\dots(3.33)$$

Di dalam program *Plaxis* ada beberapa jenis pemodelan tanah diantaranya adalah model *Soft Soil*, dan *Mohr – Coulomb*.

1. Model Tanah *Mohr – Coulomb*

Pemodelan *Mohr – Coulomb* mengasumsikan bahwa perilaku tanah bersifat plastis sempurna (*Linear Elastic Perfectl Plastic Model*), dengan menetapkan suatu nilai tegangan batas dimana pada titik tersebut tegangan tidak lagi dipengaruhi oleh regangan. Input parameter meliputi lima parameter, yaitu :

- Modulus Young (E), rasio Poisson (ν) yang memodelkan keelastisitasan tanah.
- Kohesi (c), sudut geser (φ') memodelkan perilaku plastis dari tanah.
- Sudut dilantasi (ψ) memodelkan perilaku dilantasi tanah.

Pada metode *Mohr – Coulomb* umumnya dianggap bahwa nilai E konstan untuk suatu kedalaman pada suatu jenis tanah, namaun jika diinginkan adanya peningkatan nilai E per kedalaman tertentu disediakan input tambahan dalam program *Plaxis*.

Nilai rasio Poisson ν dalam pemodelan *Mohr – Coulomb* didapat dari hubungannya dengan koefisien tekanan.

$$K_o = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots(3.34)$$

$$\frac{\nu}{1-\nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \dots\dots\dots(3.35)$$

Dimana :

Secara umum nilai ν bervariasi dari 0,30 sampai 0,40 namun untuk kasus-kasus pengalihan (*unloading*) nilai ν yang lebih kecil masih realistis.

Nilai kohesi c dan sudut geser φ' diperoleh dari uji geser triaxial, atau diperoleh dari hubungan empiris berdasarkan data uji lapangan. Sementara sudut dilatasi ψ digunakan untuk memodelkan regangan volumetrik plastik yang bernilai positif. Pada tanah lempung NC, pada umumnya tidak terjadi dilatasi ($\psi=0$), sementara pada tanah pasir dilatasi tergantung dari kerapatan dan sudut geser φ' dimana $\psi = \varphi' - 30^\circ$. Jika $\varphi' < 30^\circ$ maka $\psi = 0$. Sudut dilatasi ψ bernilai negatif hanya bersifat realistis jika diaplikasikan pada pasir lepa.

2. Model Tanah Lunak (*Soft Soil*)

Seperti pada pemodelan *Mohr – Coulomb*, batas kekuatan tanah dimodelkan dengan parameter kohesi (c), sudut geser dalam (φ'), dan sudut dilatasi (ψ). Sedangkan untuk kekuatan tanah dimodelkan menggunakan parameter λ^* dan k^* , yang merupakan parameter kekakuan yang didapatkan dari uji triaksial maupun oedometer.

$$\lambda^* = \frac{cc}{2.3(1+e)} \dots\dots\dots(3.36)$$

$$K^* = \frac{2Cs}{2.3(1+e)} \dots\dots\dots(3.37)$$

Model *Soft Soil* ini dapat memodelkan hal-hal sebagai berikut :

- a. Kekakuan yang berubah bersama dengan tegangan (*Stress Dependent Stiffness*)
- b. Membedakan pembebanan primer (*Primary loading*) terhadap *unloading-reloading*.
- c. Mengingat tegangan per-konsolidasi.

BAB IV

METODE PENELITIAN

4.1 Lokasi Penelitian

Penelitian mengenai kapasitas dukung tiang pancang sudah banyak dilakukan diberbagai tempat dengan data dan metode yang berbeda. Untuk lokasi penelitian ini berada di gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru yang berlokasi di Jalan Srikandi, kecamatan tampan, Kota Pekanbaru, Riau. Gedung ini memiliki 5 lantai. Untuk peta lokasi gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru bisa dilihat pada Gambar 4.1.



Gambar 4.1 Denah Lokasi gedung Kampus Pelita Indonesia

4.2 Teknik Pengumpulan Data

Dalam melakukan analisa memerlukan data-data yang penting untuk dikumpulkan yang berhubungan dengan penelitian, data yang dikumpulkan yakni data sekunder data penyelidikan tanah dikeluarkan oleh CV. Moment Area, data-data yang didapatkan berupa gambar, baik gambar struktur dan arsitektur

merupakan data yang dikeluarkan oleh CV. Moment Area dan data kedalaman tiang pancang diperoleh dari PT. Jaya Sentrikon Indonesia.

4.3 Tahap Pelaksanaan Penelitian

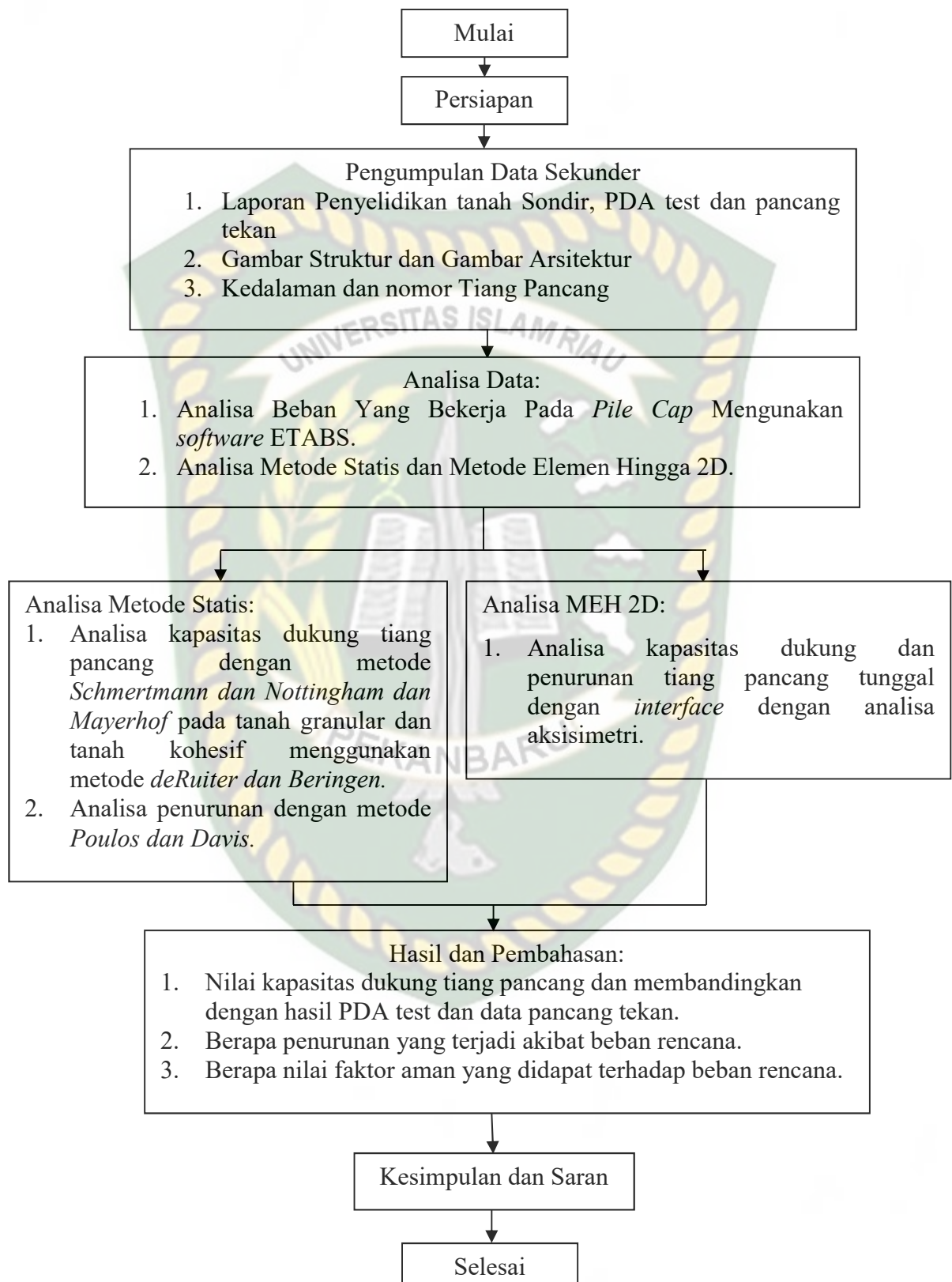
Dalam pelaksanaan penelitian perlunya tahapan-tahapan agar mudah sewaktu mengerjakannya. Adapun tahapan-tahapan penelitian ini secara umum dapat dilihat pada gambar 4.2 dan detailnya sebagai berikut:

1. Persiapan

Tahapan persiapan dilakukan dengan cara membuat syarat penelitian yang diajukan kepada pimpinan proyek Kampus Pelita Indonesia, setelah didapat persetujuan untuk melakukan penelitian di sana, maka tahap berikutnya memintak data sesuai dengan keperluan penelitian.

2. Pengumpulan Data Sekunder

Pengumpulan data didapatkan dengan cara meminta data sesuai dengan keperluan penelitian, data yang diminta yakni hasil dari penyelidikan tanah yakni data sondir (CPT) serta data PDA test dan lokasi penyondiran dan lokasi pengambilan sampel tanah tersebut yakni lokasi dari *bore hole*. Selain itu, perlunya data gambar struktur berupa denah pondasi, kolom, balok, dan plat lantai beserta detail gambar tersebut dan gambar arsitektur berupa gambar fungsi ruangan dimana gambar ini digunakan untuk analisa pada *software* ETABS. Data yang berikutnya yang diminta adalah data nomor tiang dan kedalaman tiang yang terpancang yang digunakan dalam perhitungan beban rencana pada setiap tiang pancang. Untuk data penyelidikan tanah dan struktur yang di peroleh dari CV. Momen Area (2019) berupa data *bore hole*, gedung dan sondir (CPT), sedangkan untuk data uji PDA Test dan data HSPD di peroleh dari PT. Jaya Sentrikon Indonesia (2019)



Gambar 4.2 Bagan alir penelitian

3. Analisa Data

Data yang telah diperoleh seperti data struktur dan arsitektur dianalisa menggunakan *software* ETABS yang akan diperoleh beban rencana pada setiap pondasi, sementara untuk data hasil sondir dan kedalaman tiang yang terpancang akan dianalisa untuk mendapatkan kapasitas dukung, penurunan, dan factor aman pada masing-masing tiang pancang serta membandingkan dengan hasil uji lapangan yakni PDA test dan data pancang tekan.

4. Hasil dan pembahasan

Setelah dilakukan analisa, maka didapatkan kapasitas dukung tiang pancang, namun pada bab Hasil Dan Pembahasan untuk kapasitas dukung tiang pancang dengan metode elemen hingga 2D hanya menampilkan kapasitas dukung tiang pancang dengan *interface*, hal tersebut dikarenakan pada lapisan tanah terdapat tanah lempung yang memiliki friksi yang lemah, hasil analisa kapasitas dukung tiang pancang, factor aman, dan penurunan akan disajikan pada bab Hasil Dan Pembahasan meliputi tiang nomor 122, pada As-6C yang diuji PDA test.

5. Kesimpulan dan saran

Setelah dijabarkan hasil analisa, maka tahap terakhir dari penelitian ialah menyimpulkan, pada kesimpulan kapasitas dukung hanya memilih salah satu metode yang hasilnya mendekati hasil pengujian dilapangan yakni PDA test, untuk kesimpulan factor aman hanya memilih metode yang hasil factor amannya mendekati dengan factor aman yang biasa digunakan dalam analisa yakni 2,5 dan untuk penurunan melihat dari penurunan yang terjadi, apabila salah satu metode mengalami penurunan lebih besar dari penurunan yang diizinkan maka dinyatakan metode tersebut tidak aman.

4.4 Cara Analisis

Dalam menganalisa ada beberapa tahap yang dilakukan antara lain menghitung beban terbesar yang bekerja pada pondasi, untuk mengetahui beban terbesar tersebut menggunakan program ETABS, dari hasil analisa program tersebut akan mengelurkan beban-beban yang bekerja pada pondasi, setelah itu

beban-beban yang terbesar pada momen arah x, momen arah y, beban lateral dan beban aksial direkap lalu dianalisa untuk mengetahui beban terbesar yang bekerja pada tiang, setelah diketahui, beban tersebut dimasukkan dalam perhitungan.

Perhitungan dilakukan dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, pada metode statis terdapat dua metode untuk tanah granular dan satu metode untuk tanah kohesif, tanah granular menggunakan metode dari *Schmertmann & Nottingham, Mayerhoff* dan tanah kohesif menggunakan metode *deRuiter & Beringen*, serta menggunakan metode *end Bearing and Friction Pile* (Sardjono HS,1984), untuk metode elemen hingga 2D digunakan *software* plaxis, modul yang digunakan yakni dengan aksisimetri, pemodelan kedalaman sesuai dengan kedalaman yang telah dilakukan pada pengujian SPT, pada pemodelan juga ditambahkan *interface*, lalu klik jepit standar guna mendefinisikan tanah mengalami kondisi tumpuan jepit penuh pada bagian bagian dasar dan tumpuan jepit-nol pada sisi vertical, kemudian parameter tanah yang diinput sesuai jenis tanah yang terdapat pada hasil pengujian SPT, untuk data tanah dimodelkan dengan *Mohr-Coulumb*, setelah semuanya diinput kedalam pemodelan tadi, maka selanjutnya susun jaringan elemen, kemudian klik kondisi awal untuk menentukan muka air tanah, setelah ditentukan hitung tekanan air dan menghitung tegangan awal, setelah itu hitung tahap pertama plastis dan tahap kedua reduksi phi dimana keamanan ($\Sigma - M_{sf}$) akan didapatkan, hasil ($\Sigma - M_{sf}$) dikalikan dengan beban rencana sesuai masing-masing tiang, hasil kali tersebut didapatkan kapasitas dukung tiang pancang.

Setelah didapatkan hasil kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D, maka hasil tersebut dibandingkan dengan kapasitas dukung dari hasil uji lapangan yakni dengan PDA test dan data pancang tekan, dengan membandingkan maka akan diketahui metode kapasitas dukung mana yang hasilnya lebih besar atau lebih kecil bila dibandingkan dengan hasil uji lapangan.

Setelah kapasitas dukung tiang pancang didapat, maka analisa berikutnya yakni mencari factor aman dengan cara kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencanan pada masing-masing tiang pancang, dari hasil pembagian tersebut diperoleh nilai factor aman.

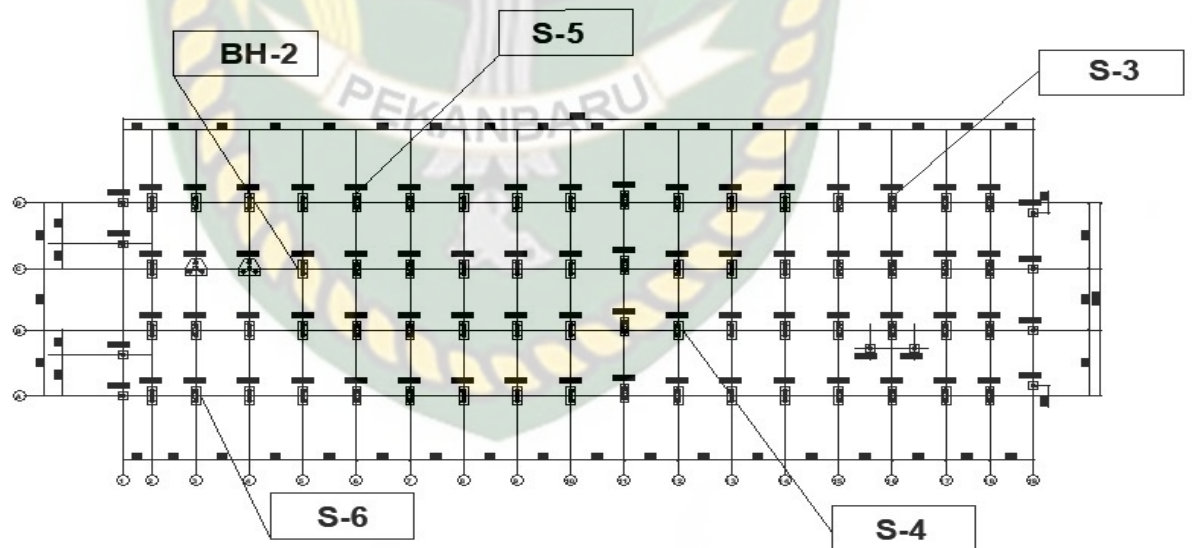
Penurunan menggunakan metode *Poulos dan Davis*, sedangkan pada metode elemen hingga 2D menggunakan *software* Plaxis dianalisa dengan *interface*, pada analisa kapasitas dukung tiang pancang dengan metode elemen hingga 2D tadi, hasil penurunan juga didapatkan langsung, sedangkan metode *Poulos dan Davis* dianalisa terlebih dahulu, dari hasil analisa kedua metode tersebut dibandingkan dengan penurunan izin yakni sebesar 10% kali diameter tiang, dengan begitu akan diketahui kedua metode penurunan tersebut dinyatakan aman atau tidak terhadap penurunan yang diizinkan.

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1 Deskripsi Umum

Struktur pondasi pada pembangunan Gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru menggunakan pondasi tiang pancang dengan berdiameter 50 cm dan untuk mutu beton yang digunakan yakni K-500, penyelidikan tanah yang diterapkan pada pembangunan ini yakni *Cone Penetration Test* (CPT) dan SPT. Adapun data untuk melakukan analisa didapatkan dari melakukan CPT yang terdiri dari empat titik *sondir* dan satu titik BH-2 pada pembangunan Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru dimana *sondir* dan BH-2 merupakan titik dilakukan pengujian pada tanah, *sondir* tersebut terdiri dari S - 3, S - 4, S - 5, dan S - 6 dan BH-2 seperti Gambar 5.1 berikut ini.



Gambar 5.1 Lokasi titik *sondir* (CV. Momen Area, 2019)

Dari Gambar 5.1 merupakan lokasi S - 3, S - 4, S - 5, dan S - 6, pada lokasi S - 3 didapat perlawanan konus (q_c) = $\geq 150 \text{ kg/cm}^2$ dengan kedalaman 25,40 m, pada lokasi S - 4 didapat perlawanan konus (q_c) = $\geq 150 \text{ kg/cm}^2$ dengan kedalaman mencapai 28 m, pada S - 5 didapat perlawanan konus (q_c) = ≥ 150

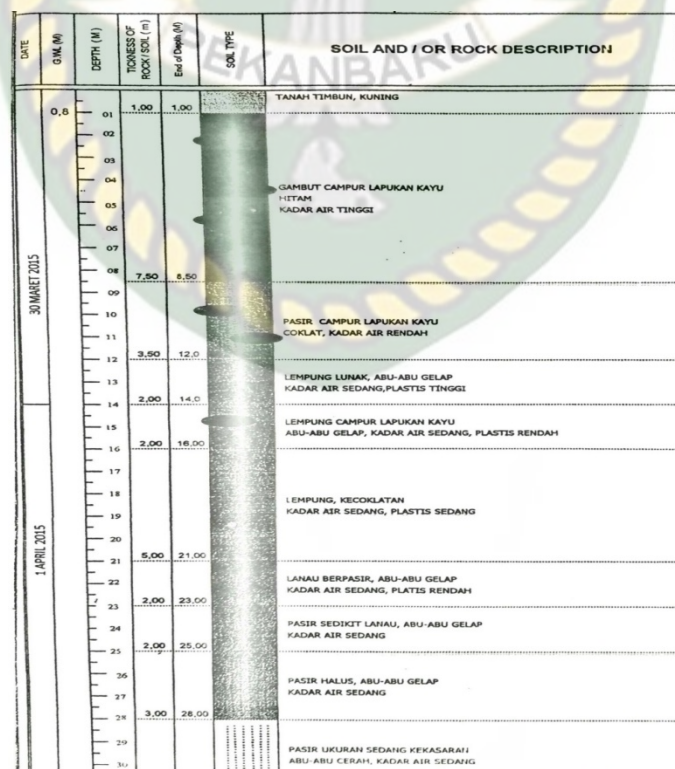
kg/cm² dengan kedalaman mencapai 27 m, dan S – 6 didapat perlawanan konus (q_c) = ≥ 150 kg/cm² dengan kedalaman mencapai 27 m.

5.2 Hasil Pengelolaan Data

Hasil pengelolaan data dan perhitungan yang disajikan meliputi data klasifikasi jenis tanah, hasil dari analisa beban rencana menggunakan program ETABS, hasil perhitungan kapasitas dukung tiang pancang, perbandingan kapasitas dukung tiang pancang antara metode statis dan metode elemen hingga 2D dengan hasil PDA test dan data pancang tekan, faktor aman tiang pancang, dan penurunan tiang pancang tunggal.

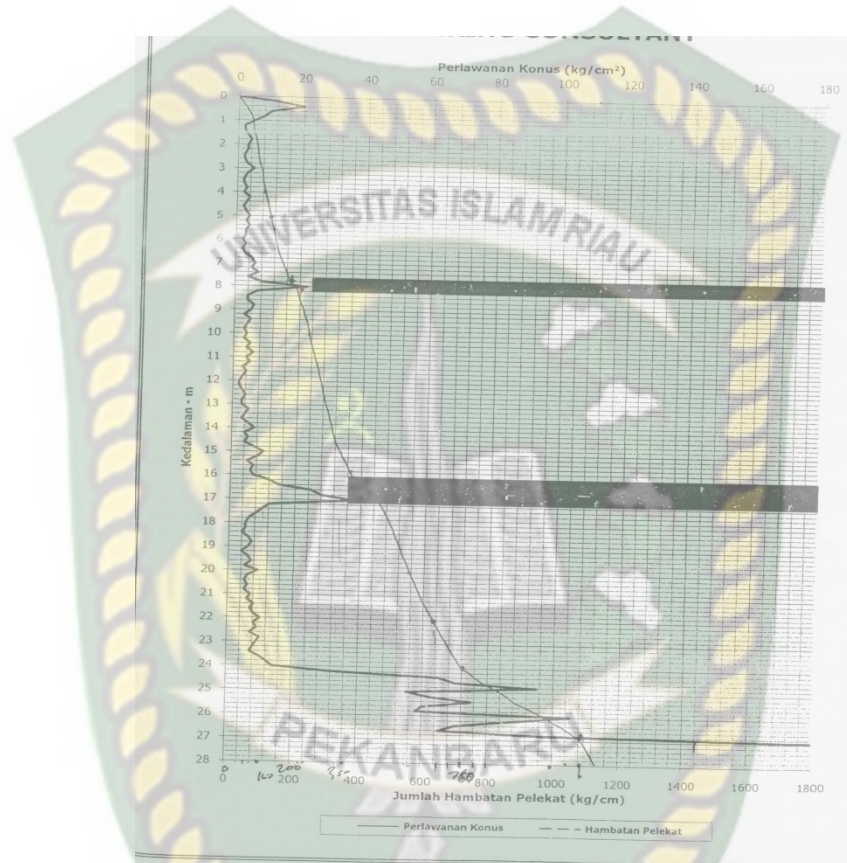
5.2.1 Jenis Tanah Berdasarkan Data Sondir (CPT) Titik S-5 dan BH-2

Pengklasifikasian jenis tanah pada titik Sondir (CPT) dan BH-2 untuk mengetahui jenis tanah dalam perhitungan kapasitas dukung tiang pancang, hasil klasifikasi tanah lebih kurang seperti pada Gambar 5.2, Gambar 5.3 dan Tabel 5.1 berikut ini :



Gambar 5.2 Data tanah dari hasil BH-2 (CV. Momen Area, 2019)

Perkiraan jenis tanah di lokasi pembangunan gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru yang diklasifikasikan berdasarkan BH-2 dan hasil uji sondir dapat dilihat pada Tabel 5.1 dan Gambar 5.3 berikut ini :



Gambar 5.3 Grafik hasil uji Sondir S-5 (CV. Momen Area, 2019)

Tabel 5.1 Jenis tanah berdasarkan hasil BH-2 dan nilai q_c pada titik S-5
(CV. Momen Area, 2019)

Kedalaman L (m)	q_c rata-rata (kg/cm^2)	Jenis tanah dari hasil boring
1-8,5	7,51	Gambut campur lapukan kayu hitam
8,5-12	11,5	Pasir campur lapukan kayu coklat
12-14	4,2	Lempung lunak, Abu-abu gelap
14-16	16,5	Lempung campur lapukan kayu
16-21	25	Lempung, kecoklatan

Tabel 5.1 Lanjutan

21-23	14	Lanau berpasir, Abu-abu gelap
23-25	57,5	Pasir sedikit lanau, Abu-abu gelap
25-28	170	Pasir halus, Abu-abu gelap
28-30	250	Pasir ukuran sedang kekasaran

5.2.2 Parameter Setiap Lapisan Tanah

Klasifikasi jenis tanah untuk input *software* Plaxis dilakukan dengan cara pendekatan data sondir (CPT) dan titik BH-2, adapun hasil klasifikasi tanah dapat dilihat pada tabel 5.2 berikut:

Tabel 5.2 Klasifikasi parameter tanah kedalaman 1,00-21,00.

Parameter tanah	Kedalaman (m)				
	1-8,50	8,50 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 21
Berat jenis tanah, GS	1,52	2,65	2,68	2,61	2,71
Berat volume basah, γ_b (kN/m ²)	4,97	19,53	15,68	13,44	15,58
Berat volume kering, γ_d (kN/m ²)	1,33	15,62	9,16	6,40	9,16
Berat isi jenuh, γ_{sat} (kN/m ²)	10,25	19,59	15,59	13,75	15,59
Berat volume efektif, γ' (kN/m ²)	0,44	9,75	5,78	3,94	5,78
Porositas, n (%)	0	40	66	75	66
Angka pori, e	0	0,67	1,90	3	1,90
Parameter kadar air, W (%)	0	25	70	110	70
Parameter kuat tekan bebas, q_u (kN/m ²)	10	0	50	25	100
Kohesi tak terderainase, C_u (kN/m ²)	5	0	25	12,5	50

Tabel 5.3 klasifikasi parameter tanah kedalaman 21,00-34,45.

Parameter tanah	Kedalaman			
	21-23	23-25	25-28	28-34,45
Berat jenis tanah, GS	2,65	2,65	2,66	2,68
Berat volume basah, γ_b (kN/m ³)	15,23	21,16	18,61	20,56
Berat volume kering, γ_d (kN/m ³)	8,96	18,24	14,10	17,28
Berat isi jenuh, γ_{sat} (kN/m ³)	15,39	21,19	18,61	20,59
Berat volume efektif, γ' (kN/m ³)	5,58	11,38	8,8	10,78
Porositas, n (%)	40	30	46	34
Angka pori, e	0,67	0,43	0,85	0,51
Paramer kadar air, W (%)	25	16	32	19
Parameter kuat tekan bebas, q_u (kN/m ²)	50	0	0	0
Kohesi tak terderainase, C_u (kN/m ²)	25	0	0	0

Tabel 5.2 dan 5.3 adalah hasil klasifikasi parameter tanah dengan pendekatan sondir (CPT) dan titik BH-2 dari kedalaman 1 m sampai 34,45 m, parameter yang tertera di tabel ialah berat jenis tanah didapatkan dari tabel 3.8, berat volume efektif (γ') didapat dari Persamaan (3.2), kadar air (W), angka pori (e), porositas (n), didapatkan dari tabel 3.10, berat volume kering (γ_d) didapat dari Tabel 3.10, berat volume basah (γ_b) didapat dari Persamaan (3.3), dan (γ_{sat}) didapat dari Persamaan (3.4), Parameter kuat tekan bebas (q_u) didapat dari tabel 3.4, dan kohesi tak terderainase (C_u) didapat dari Persamaan (3.1).

5.3 Hasil Analisa Beban yang Bekerja Pada Pondasi Tiang Pancang Menggunakan Software ETABS

Analisa beban yang bekerja yakni beban aksial, beban momen dan beban lateral menggunakan *software* ETABS, perhitungan beban terdiri dari beban tetap dan beban sementara, beban tetap terdiri dari beban mati dan beban hidup dan untuk beban sementara terdiri dari beban gempa dan beban angin, beban-beban

tersebut didapatkan berdasarkan SNI 1726:2019 dan untuk beban gempa menggunakan SNI 1726:2019. Untuk perhitungan dalam ETABS, beban-beban yang dimasukkan sesuai dengan fungsi bangunan dan daerah bangunan itu berada, sehingga akan mendapatkan beban aksial dengan mengkombinasi beban-beban tersebut. Berdasarkan SNI 1726-2019, pasal kombinasi pembebanan yang digunakan adalah:

1. $1.4D$
2. $1.2D + 1.6L + 0.5LR_{\text{roof}}$
3. $1.2D + 1.6LR_{\text{roof}} + 0.5L$
4. $1.2D + 0.5L + 0.5LR_{\text{roof}}$
5. $1D + 0.7RSPY + 0.7RSPX$
6. $1D + 0.525RSPY + 0.525RSPX + 0.75L$
7. $0.6D - 0.7RSPY + 0.7RSPX$

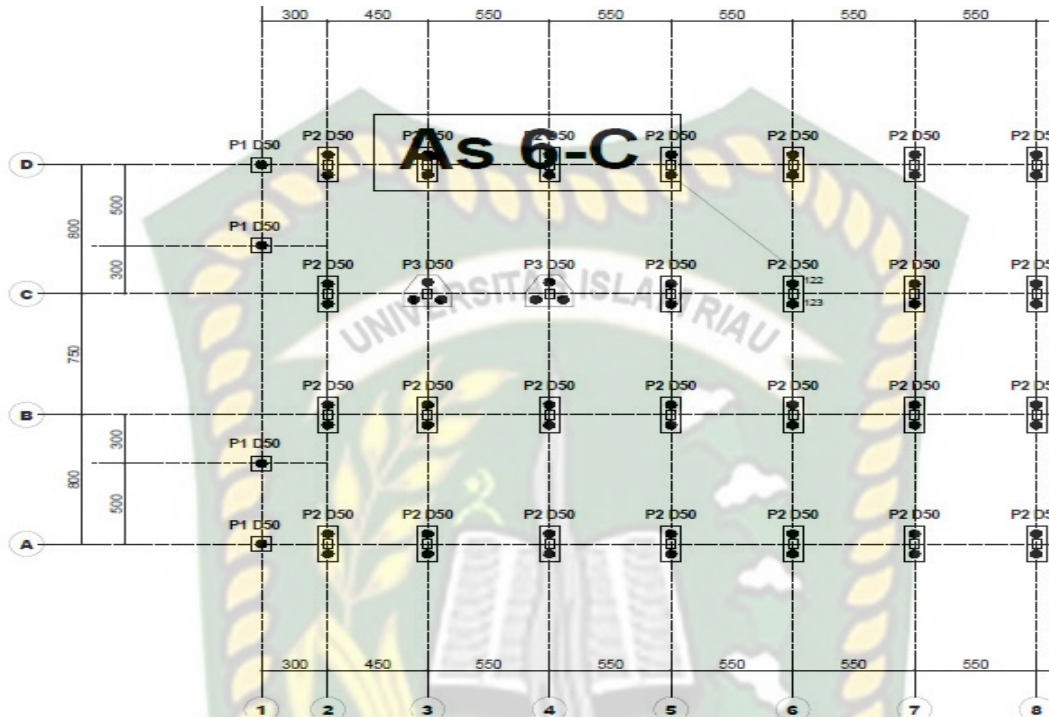
Dari hasil analisa menggunakan *software* ETABS didapatkan beban maksimal pada gedung Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru yang mana hasil tersebut bisa dilihat di (Lampiran B-10) dan Tabel 5.4.

Tabel 5.4 Hasil analisa beban pada pondasi tiang menggunakan *software* ETABS yang diuji PDA test.

joint	Kombinasi	Gaya Lateral		Gaya Aksial	Momen	
		FX (kN)	FY (kN)	FZ (kN)	MX (kN)	MY (kN)
As 11-C	Kombinasi 2	2,8582	239,028	2.118,44	160,644	4,9811
As 6-C	Kombinasi 2	2,5871	230,737	2.137,486	153,75	4,7867
As 7-B	Kombinasi 2	3,3252	293,484	2.156,36	161,443	5,142

Dari Tabel 5.4 merupakan hasil dari analisa menggunakan *software* ETABS untuk pondasi yang diuji PDA test yang telah direkap, kombinasi 2 yakni 1,2 beban mati + 1,6 beban hidup + 0,5 beban hidup atap, dari ketiga kombinasi tersebut, gaya yang terbesar diterima masing-masing tiang akibat beban rencana adalah kombinasi 2 yang bisa dilihat pada (Lampiran B-10), dimana titik

kombinasi 2 tersebut terletak di As 6-C, untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada Gambar 5.4 berikut.



Gambar 5.4 Denah pondasi tiang pancang As 6-C

Dari Gambar 5.4 menjelaskan posisi titik As 6-C yang mana dititik tersebut telah dilakukan pengujian PDA test dan tiang pancang berdiameter 50 cm, dengan jumlah tiang dititik tersebut berjumlah 2 tiang pancang, yang terdiri dari tiang nomor 122 dan 123 dengan kedalaman tiang yang terpancang 30 m dan 29 m.

5.4 Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Menggunakan Metode Elemen Hingga 2D V 8.6

Dalam menghitung kapasitas dukung dan penurunan tiang pancang bukan hanya menggunakan cara metode statis tapi juga menggunakan MEH 2D, menggunakan *software* tersebut dalam menganalisa kapasitas dukung dan penurunan jadi mudah. data yang digunakan parameter tanah SPT dan sondir (CPT) dengan kedalaman 34,45 m dengan Q sebesar 1.212.67 kN, adapun parameter tanah yang diinput adalah sebagai berikut:

Tabel 5.5 Parameter tanah di kedalaman 1,00-21,00

Parameter tanah	Kedalaman (m)				
	1 - 8,50	8,50 - 12	12 - 14	14 - 16	16 - 21
Jenis tanah	Gambut campur lapukan kayu	Pasir campur lapikan kayu	Lempung lunak	Lempung campur lapukan kayu	Lempung sedang
Model material	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb
Jenis material	Tidak terderainase	Terderainase	Tidak terderainase	Tidak terderainase	Tidak terderainase
Berat isi tidak jenuh, γ_{unsat} (kN/m ³)	1,33	15,62	9,160	6,40	9,16
Berat isi jenuh, γ_{sat} (kN/m ³)	10,25	19,56	15,59	13,75	15,59
Permeabilitas, Kx (m/hari)	864x10 ⁻⁴	0,864	864x10 ⁻⁴	864x10 ⁻⁴	864x10 ⁻⁴
Permeabilitas, Ky (m/hari)	864x10 ⁻⁴	0,864	864x10 ⁻⁴	864x10 ⁻⁴	864x10 ⁻⁴
Modulus elastisitas, E (kN/m ²)	294,199	14.709,975	3922,66	2941,99	8825,98
Kohesi, c (kN/m ²)	12,5	1	25	12,5	50
Sudut gesek, (\emptyset)	0	0	0	0	0
Angka poisson, (ν)	0,35	0,3	0,3	0,2	0,3
R _{inter}	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8

Tabel 5.5 merupakan parameter tanah yang nantinya diinput ke dalam *software* plaxis, parameternya nilai permeabilitas (kx) dan permeabilitas (ky) dari tabel 3.7, nilai angka poisson (ν) dari tabel 3.6, nilai modulus elastisitas dari tabel 3.5, dan berat isi tidak jenuh (γ_{unsat}), berat isi jenuh (γ_{sat}), kohesi (c), sudut geser (\emptyset) sama dengan parameter tabel 5.2, 5.3.

Tabel 5.6 Parameter tanah di kedalaman 21,00-34,45

Parameter tanah	Kedalaman (m)			
	21,00-23,00	23,00-25,00	25,00-28,00	28,00-34,45
Jenis tanah	Lanau berpasir	Pasir sedikit lanau	Pasir halus	Pasir sedang
Model material	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb	Mohr-coloumb
Jenis material	Tidak terderainase	Terderainase	Terderainase	Terderainase
Berat isi tidak jenuh, γ_{unsat} (kN/m ³)	8,96	18,24	14,10	17,28
Berat isi jenuh, γ_{sat} (kN/m ³)	15,39	21,19	18,61	20,59
Permeabilitas, Kx (m/hari)	0,00864	8,64	8,64	8,64
Permeabilitas, Ky (m/hari)	0,00864	8,64	8,64	8,64
Modulus elastisitas, E (kN/m ²)	19613,3	4903,32	9806,65	24516,62
Kohesi, c (kN/m ²)	50	1	1	1
Sudut geser, (ϕ)	0	34	37	42
Angka poisson, (ν)	0,3	0,3	0,3	0,4
R _{inter}	0,8	0,8	0,8	0,8

Tabel 5.6 merupakan parameter tanah yang nantinya diinput ke dalam *software* plaxis, parameternya nilai permeabilitas (kx) dan permeabilitas (ky) dari tabel 3.7, nilai angka poisson (ν) dari tabel 3.6, nilai modulus elastisitas dari tabel 3.5, dan berat isi tidak jenuh (γ_{unsat}), berat isi jenuh (γ_{sat}), kohesi (c), sudut geser (ϕ) sama dengan parameter tabel 5.2, 5.3.

Tabel 5.7 Parameter tiang pancang

Parameter Tiang Pancang	Nilai	Satuan
Model material	Elastis linier	
Jenis material	Tidak porous	
Berat isi tidak jenuh (γ_{unsat})	24	kN/m ³
Modulus elastisitas (E)	30277000	kN/m ²
Angka poisson (ν)	0,3	
R_{inter}	1,0	

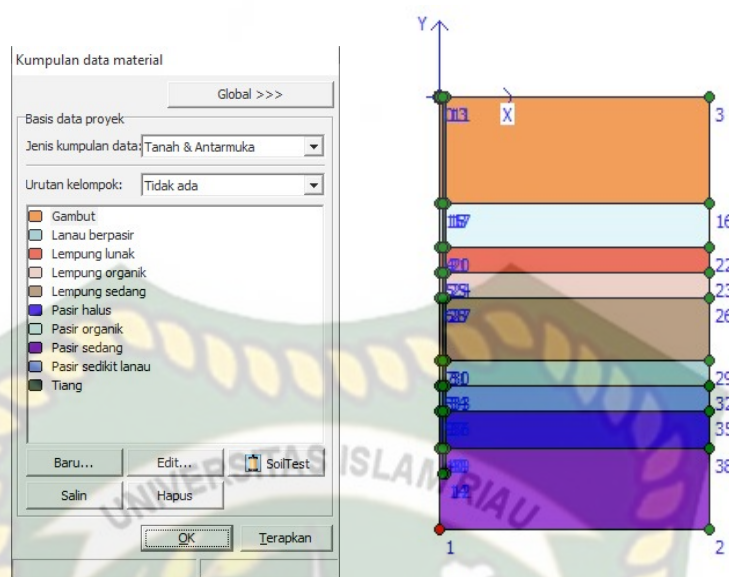
Keterangan:

1. Berat isi tidak jenuh (γ_{unsat}) dan berat isi jenuh (γ_{sat}) dari Tabel 3.10
2. Permaebilitas (k_x) dan (k_y) diambil dari Tabel 3.7
3. Modulus elastisitas tanah (E_s) diambil dari Tabel 3.5, untuk tiang menggunakan perhitungan berikut:

$$\begin{aligned}
 E &= 4700 \sqrt{f'c'} \\
 &= 4700 \sqrt{41,50} \\
 &= 30277 \text{ n/mm}^2 \\
 &= 30277000 \text{ kN/m}^2
 \end{aligned}$$

4. Kohesi (c) diambil dari Persamaan 3.1 untuk tanah kohesif.
5. Sudut geser (ϕ) diambil dari Tabel 3.2, untuk tanah lempung nilai Sudut geser (ϕ) 1
6. Angka poisson (ν) diambil dari Tabel 3.6

Dari parameter diatas yang diinput kedalam plaxis sesuai kedalaman juga dapat dilihat pada Gambar 5.5 berikut:



Gambar 5.5 Kumpulan data material dan lapisan tanah.

Pada Gambar 5.5 merupakan gambar setiap lapisan yang telah diinput kedalam *software* plaxis sesuai dengan kedalamannya yang ditandai dengan warna dan untuk input semua parameter dengan kedalamannya masing-masing yang ditandai sesuai warna yang berbeda untuk kedalaman yang berbeda juga.

Dari analisa yang dilakukan oleh program plaxis didapatkan Σ -Msf dengan *interface* sebesar 1,6214. Jadi kapasitas dukung tiang pancang tunggal dengan *interface* adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Q_u &= \Sigma \text{-Msf} \times Q \\ &= 1,6214 \times 1.212,67 \\ &= 1.966,22 \text{ kN} \end{aligned}$$

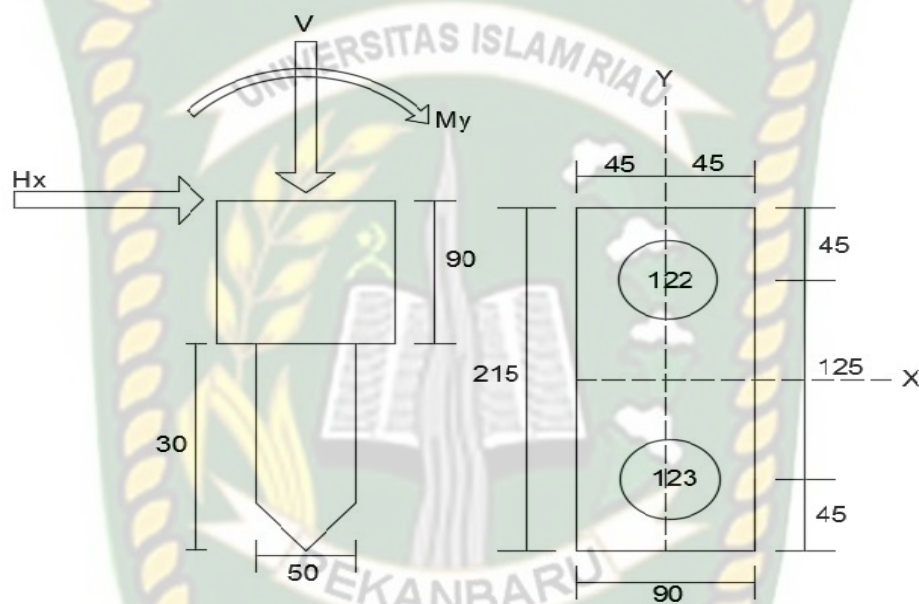
Sedangkan untuk faktor keamanan tiang pancang tunggal *Sf* dengan *interface* adalah sebagai berikut:

$$\begin{aligned} Sf &= \frac{Q_u}{Q} \\ Sf &= \frac{1.966,22}{1.212,61} \\ &= 1,62 \end{aligned}$$

Setelah dianalisa dengan metode elemen hingga 2D dengan plaxis maka didapatkan kapasitas dukung tiang pancang ditunjukkan pada tabel 5.8 berikut:

Tabel 5.8 Kapasitas dukung tiang pancang dengan MEH 2D

Nomor Tiang	Dengan Interface	Kapasitas Dukung Tiang Dengan Interface (Q_u)	SF
122	1,6214	1.966,22	1,62
123	1,5194	1.469,12	1,5

**Gambar 5.6** Gaya yang bekerja pada tiang As 6-C

Data tiang pancang:

- Mutu beton tiang : K-500
- Diameter tiang : 50 cm = 0,5 m
- Panjang tiang pancang : 30-29 m

5.5 Hasil Analisa Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal

Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang tunggal dengan diameter tiang 50 cm menggunakan empat metode statis. Dikarenakan lapisan tanah pada pondasi terdiri dari lapisan tanah granular dan tanah kohesif. Maka dari itu, menggunakan empat metode, yang mana dua metode untuk tanah granular, satu metode untuk tanah kohesif dan metode kekuatan bahan, dua metode untuk tanah

granular yaitu metode *Schmertmann & Nottingham*, dan *Meyerhof* sedangkan untuk satu metode tanah kohesif yaitu metode *deRuiter & Beringen*, dan metode kekuatan bahan sehingga metode dari tanah granular dan metode tanah kohesif dijumlahkan menjadi dua metode antara lain *Schmertmann & Nottingham + deRuiter & Beringen*, *Meyerhof + deRuiter & Beringen*, kekuatan bahan dan untuk metode elemen hingga 2D menggunakan *software* Plaxis. Pada perhitungan metode statis, kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi oleh panjang tiang sedangkan untuk metode elemen hingga 2D kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi beban rencana yang bekerja di atasnya. Hasil perhitungan akan disajikan dalam bentuk tabel sesuai kedalaman tiang yang terpancang, bisa dilihat pada Tabel 5.9 dan untuk lebih jelasnya bisa dilihat pada (Lampiran A-31).

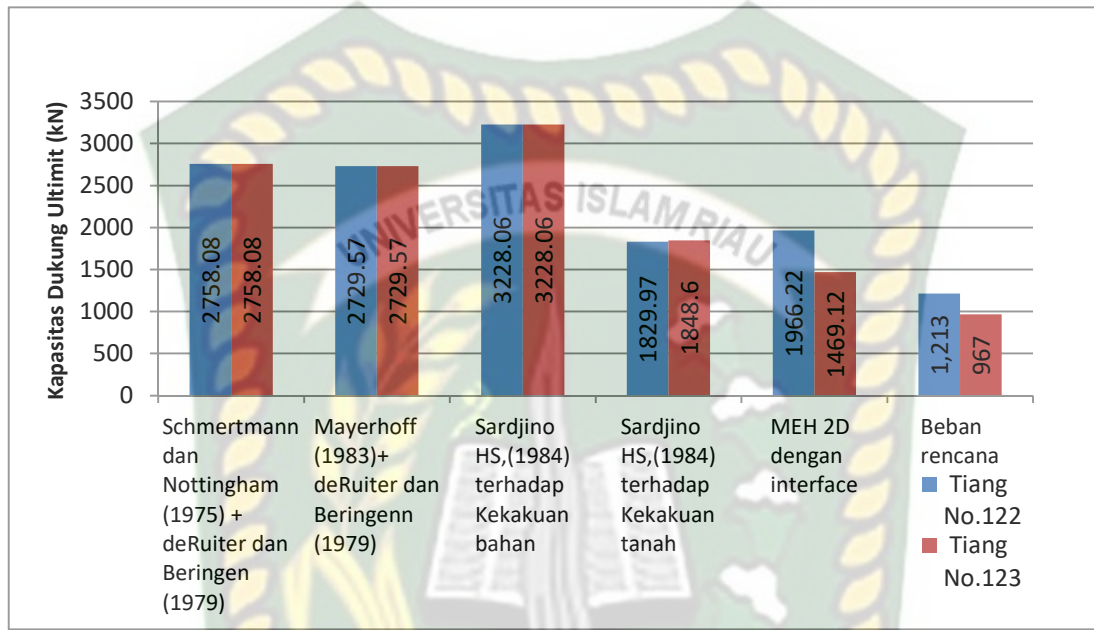
1. Kapasitas dukung tiang pancang untuk kedalaman 30-29 m terdiri dari tiang dengan nomor 122, dan 123.

Tabel 5.9 Kapasitas dukung ultimit tiang pancang tunggal kedalaman 29 - 30 m

Nomor tiang	Kapasitas Dukung Ultimate (Q_u) (kN)				
	Schmertmann & Nottingham (1975)+ deRuiter & Beringen (1979)	Meyerhof (1983)+ deRuiter & Beringen (1979)	Sardjono HS. (1984) Kekuatan Bahan Tiang	Sardjono HS. (1984) Kekuatan Tanah	Metode Elemen Hingga 2D Dengan <i>interface</i>
122	2.758,08	2.729,57	3.228,06	1.829,97	1.966,22
123	2.758,08	2.729,57	3.228,06	1.848,6	1.469,12

Dari Tabel 5.9 kapasitas dukung untuk kedua tiang pada masing - masing metode terkecuali MEH 2D dengan *interface* didapatkan hasil yang sama, hal tersebut dikarenakan pada metode statis kapasitas dukung tiang pancang dipengaruhi oleh kedalaman tiang itu sendiri sementara MEH 2D dengan *interface* kapasitas dukung bisa berbeda dikarenakan beban rencana yang bekerja pada tiang tersebut berbeda. Dari hasil analisa tersebut didapatkan kapasitas dukung

ultimit tiang pancang dengan menggunakan metode Sardjono HS, (1984) Terhadap kekuatan bahan sebesar 3.228,06 kN. Hasil tersebut bisa disajikan dalam bentuk grafik pada Gambar 5.7.



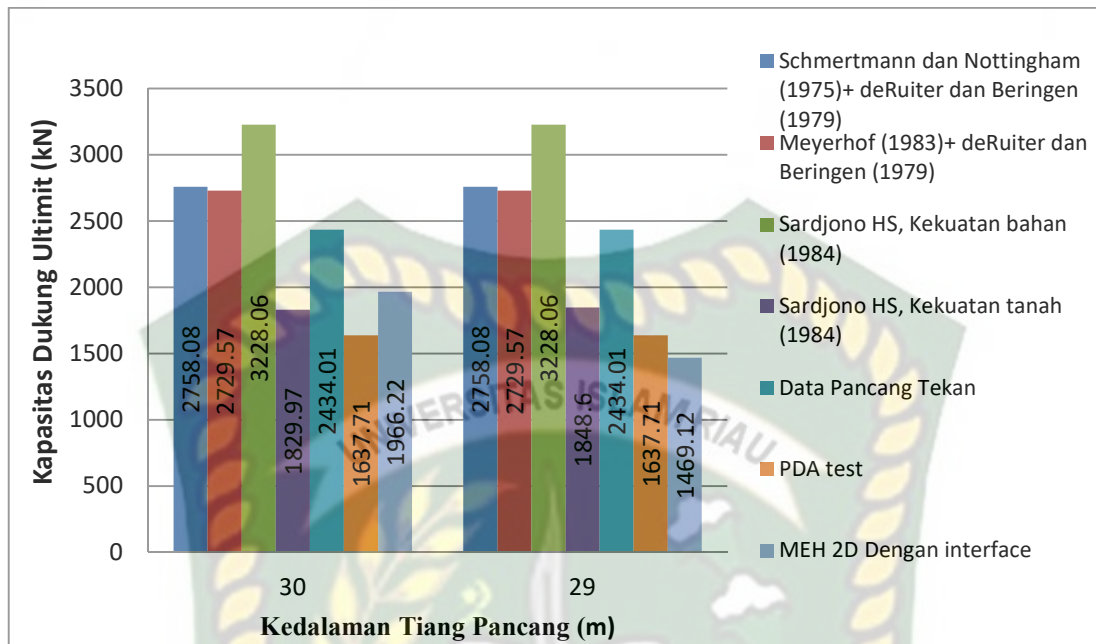
Gambar 5.7 Grafik Kapasitas dukung tiang pancang tunggal No. 122 dan 123

Dari Gambar 5.7, di dapatkan hasil analisa kapasitas dukung tiang pancang yang telah dilakukan dengan kapasitas dukung tiang pancang yang besar dengan metode statis adalah dengan menggunakan metode Sardjono HS (1984), terhadap kekutan bahan sebesar 3.228,06 kN dan yang kecil dengan menggunakan metode elemen hingga 2D pada tiang sebesar 1.966,22 kN, dari kapasitas dukung tiang pancang tekan juga didapatkan kapasitas dukung lebih besar dari beban rencana sebesar 1.213 kN, sehingga tiang pancang aman terhadap beban yang ada di atasnya.

5.6 Perbandingan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Metode Analitis Dan Metode Elemen Hingga 2D Dengan Data Pancang Tekan Dan PDA Test.

PDA test merupakan salah satu jenis pengujian dinamik yang menggunakan metoda wave analysis atau bisa disebut dengan re-strike test sesuai dengan sifat pengujiannya yakni melakukan pemukulan ulang pondasi tiang yang diuji. Adapun tujuan menggunakan PDA test ialah untuk mengetahui kapasitas dukung tiang pancang tunggal, keutuhan tiang dan sambungannya, dan efisiensi dari transfer energi pukulan alat pancang, pengujian PDA test yang dilakukan di Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru dilakukan dengan delapan kali pengujian, yakni pada tiang As 9B - 331, pada tiang As 1C - 38 , pada tiang di As 7D – 36, pada tiang As 7A – 74, pada tiang As 8C – 127, pada tiang As 6C – 122, As 1B – 188 dan pada tiang As 4B -157. Maka dari itu, perbandingan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan metode - metode dengan data dari lapangan perlu dilakukan guna mengetahui perbedaan dari hasil yang didapatkan, baik itu menggunakan metode analitis maupun data yang diperoleh dari pelaksanaan di lapangan.

Dari semua hasil PDA test yang dilakukan, maka kapasitas dukung tiang pancang dengan metode statis dan metode elemen hingga 2D dibandingkan dengan hasil uji di lapangan dengan menggunakan PDA test dan data pancang tekan yang berada di As 6-C dengan nomor tiang 122 sebesar kapasitas 167 ton dan data pancang tekan sebesar 248,2 ton, data pancang tekan sendiri merupakan data yang didapatkan dari hasil pemancangan dari semua tiang pancang. Perbandingan tersebut dapat dilihat pada Gambar 5.7 berikut :



Gambar 5.8 Grafik Perbandingan kapasitas dukung ultimit tiang pancang metode analitis dan metode elemen hingga 2D dengan data pancang tekan dan PDA test.

Dari Gambar 5.8 didapatkan perbandingan kapasitas dukung tiang pancang dari metode statis dan metode elemen hingga 2D dengan data yang didapatkan dari pengujian dilapangan langsung yakni data PDA tes dan data pancang tekan. Jadi, nilai kapasitas dukung tiang pancang yang lebih mendekati hasil uji PDA test dan data pancang tekan, yang direkomendasikan dengan metode Schmertmann & Nottingham (1975)+ deRuiten & Beringen (1979) sebesar 2.758,08 kN dan metode Mayerhoff (1983) + deRuiten dan Beringen (1979) sebesar 2.729,97 kN, hasilnya lebih mendekati dengan data pancang tekan sebesar 2.434,01 kN dan PDA test sebesar 1.637,71 kN.

5.7 Faktor Aman Pada Tiang Pancang

Untuk mendapatkan faktor aman, maka kapasitas ultimate dibagi dengan beban yang bekerja pada tiang, faktor aman memberi fungsi ketidakpastian beban yang bekerja, faktor aman yang diberikan pada analisa statis bekisar dari 2 - 4 dan untuk kontrol baik pada struktur menurut Tabel 3.13 adalah 2. Hasil faktor aman yang didapat bisa dilihat pada (Lampiran A-32) dan Tabel 5.10 berikut:

Tabel 5.10 Faktor aman pada tiang pancang yang diuji PDA test.

Metode	Kedalaman Tiang	No Tiang	Q_u (kN)	Pi maks (kN)	$S_f = \frac{Q_u}{P}$ (kN)
Schmertmann & Nottingham (1975)+ deRuiter & Beringen (1979)	30	122	2.758,08	1.212,67	2,27
	29	123	2.758,08	966,61	2,85
Mayerhoff (1983) + deRuiter dan Beringen (1979)	30	122	2.729,57	1.212,67	2,25
	29	123	2.729,57	966,61	2,8
Sardjono HS, Kekuatan bahan (1984)	30	122	3.228,06	1.212,67	2,6
	29	123	3.228,06	966,61	3,3
Sardjono HS, Terhadap kekuatan tanah (1984)	30	122	1.829,97	1.212,61	1,51
	29	123	1.848,6	966,61	1,9
MEH 2D Dengan interface	30	122	1.966,22	1.212,67	1,62
	29	123	1.469,12	966,61	1,5
PDA Test	30	122	1.637,71	1.212,67	1,35
	29	123	1.637,71	966,61	1,69
Data Tekan Pancang	30	122	2.434,01	1.212,67	2
	29	123	2.434,01	966,61	2,5

Dari Tabel 5.10 didapatkan faktor aman yang diperoleh dari kapasitas dukung ultimit dibagi dengan beban rencana pada masing - masing tiang, diperoleh faktor aman hitungan yang hasilnya mendekati dengan faktor aman 2 untuk kontrol baik berdasarkan Tabel 3.13 untuk struktur permanen dan direkomendasikan adalah pada metode Schmertmann dan Nottingham + deRuiter dan Beringen dengan faktor amannya sebesar 2,27 dan metode Mayerhoff (1983) + deRuiter dan Beringen (1979) dengan faktor amannya sebesar 2,25 untuk tiang pada As-6C No.122, selain mendekati kontrol normal, metode tersebut juga aman terhadap beban rencana dari gedung itu sendiri.

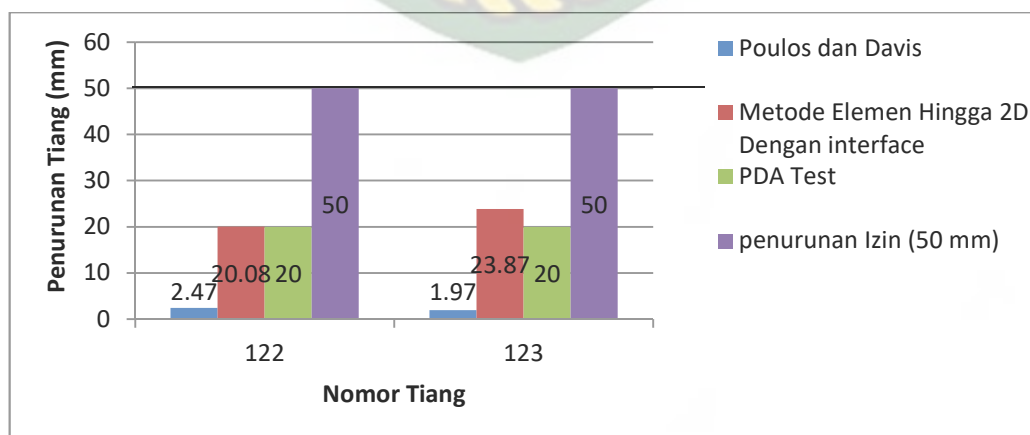
5.8 Hasil Analisa Penurunan Tiang Pancang Tunggal

Analisa penurunan pada gedung kuliah Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru menggunakan metode statis yakni Poulos dan Davis dan Metode Elemen Hingga 2D dengan *interface*, hasil penurunan dengan metode Poulos dan Davis dapat dilihat pada Tabel 5.11 dan (lampiran A-35)

Tabel 5.11 Penurunan pondasi tiang pancang tunggal

Nomor Tiang	Kedalaman Tiang (m)	Poulos dan Davis (mm)	MEH 2D Dengan <i>interface</i> (mm)	PDA Test (mm)	Penurunan Izin (S_{izin}) (mm)
122	30	2,47	20,08	20	50
123	29	1,97	23,87	20	50

Dari Tabel 5.11 di dapatkan penurunan dengan metode Poulos dan Davis sebesar 2,47 mm pada tiang No.122, sedangkan untuk metode elemen hingga 2D dengan *interface* dimana penurunan sebesar 20,08 mm pada tiang No.122, hal tersebut dikarenakan pada metode Poulos dan Davis didapatkan faktor pengaruh penurunan untuk tiang yang kecil sehingga didapatkan pula penurunan yang kecil bila dibandingkan dengan metode elemen hingga 2D. Dari Tabel 5.11 dapat disajikan berupa grafik hasil dari analisa penurunan tiang pancang tunggal pada As 6-C pada Gambar 5.9.



Gambar 5.9 Grafik perbandingan penurunan tiang pancang pada As 6-C.

Dari Gambar 5.9 penurunan pondasi yang terbesar terjadi pada tiang pancang No.122 dengan metode elemen hingga dengan *interface* sebesar 20,08 mm, untuk penurunan yang terkecil terjadi pada tiang No. 122 dengan metode Poulos dan Davis sebesar 2,47 mm dan penurunan yang mendekati dengan hasil uji PDA test sebesar 20 mm terjadi pada tiang No.122 dengan metode elemen hingga dengan *interface* sebesar 20,08 mm, sedangkan penurunan izin yakni sebesar 50 mm. Maka dari itu, dapat disimpulkan bahwa pondasi aman terhadap penurunan yang diizinkan.



Dokumen ini adalah Arsip Milik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan yang telah dijelaskan pada bab hasil dan pembahasan dapat disimpulkan dari judul analisis kapasitas dukung tiang pancang statis berdasarkan data sondir (CPT) pada gedung kuliah Kampus Pelita Indonesia di Pekanbaru menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D sebagai berikut:

1. Dari hasil analisa perbandingan kapasitas dukung pondasi tiang pancang menggunakan metode statis dan metode elemen hingga 2D pada pondasi tiang pancang As 6-C No.122. didapatkan kapasitas dukung tiang pancang yang lebih mendekati dengan nilai pancang tekan dan PDA test adalah perhitungan dengan menggunakan metode *Schmertmann & Nottingham (1975) + deRuiter & Beringen (1979)* sebesar 2.758,08 kN dan metode *Mayerhoff + deRuiter dan Beringen* sebesar 2.729,97 kN, sedangkan untuk nilai pancang tekan sebesar 2.434,01 kN dan PDA test sebesar 1.637,71 kN.
2. Dari analisa faktor aman dengan mengambil 2,5 untuk kontrol normal berdasarkan Tabel 3.13 untuk struktur permanen dan direkomendasikan adalah pada metode *Schmertmann dan Nottingham + deRuiter dan Beringen* dengan faktor amannya sebesar 2,27 dan metode *Mayerhoff (1983) + deRuiter dan Beringen (1979)* dengan faktor amannya sebesar 2,25 untuk tiang pada As-6C No.122, selain mendekati kontrol normal, metode tersebut juga aman terhadap beban rencana dari gedung itu sendiri.
3. Dari analisa penurunan menggunakan metode *Poulos dan Davis* dan metode elemen hingga 2D didapatkan hasil penurunan yang lebih mendekati dengan penurunan PDA test sebesar 20 mm yaitu dengan menggunakan metode elemen hingga 2D dengan *interface* sebesar 20,08

mm dan lebih kecil dari penurunan yang diizinkan sebesar 50 mm serta aman akibat dari beban rencana.

6.2 Saran

Dari hasil kesimpulan penelitian, peneliti memberikan berupa beberapa saran:

1. Perhitungan kapasitas dukung tiang pancang sebaiknya juga dilakukan dengan menggunakan data S-3, S-4 dan S-6 pada pondasi yang dekat dengan titik S-5, untuk membandingkan kapasitas dukung tiang pancang menggunakan data S-3, S-4 dan S-6 dengan hasil PDA test dan data tekan pancang yang telah dilakukan.
2. Faktor aman juga dilakukan pada pondasi yang dekat dengan titik S-3, S-4 dan S-6 guna mengetahui besarnya faktor aman yang digunakan disetiap pondasi yang dekat dengan titik penyelidikan tanah.
3. Perhitungan penurunan juga dilakukan dengan menggunakan data S-3, S-4 dan S-6 yang bertujuan apakah penurunan yang terjadi pada S-3, S-4 dan S-6 lebih besar dari yang diizinkan atau tidak.

DAFTAR PUSTAKA

- Badan Standarisasi Nasional, 2012, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung SNI 1726:2019*, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Beban Minimum Untuk Perencanaan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain*, SNI 1727:2013, Jakarta.
- Badan Standarisasi Nasional, 2013, *Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung*, SNI2847:2013, Jakarta.
- Balamba, 2015, " *Analisis Daya Dukung Tiang Pancang Dengan Menggunakan Metode Statik Dan Calendring (Skripsi Proyek Pembangunan Manado Town Square 3)*"
- CV. MOMEN AREA. Data-data Proyek Gedung Kuliah Universitas Pelita Indonesia 2019. " *Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Universitas Pelita Indonesia di Pekanbaru*", pekanbaru.
- Das, Braja M, 1995. *Mekanika Tanah (Prinsip-prinsip Rekayasa Geoteknis)* Jilid 1, Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pkrjaan Umum, 1987, *Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung*, Jakarta.
- Hardiyatmo, H,C, 2002. *Teknik Pondasi 1 Jilid Kedua*, Yogyakarta, Gadjah Mada University press.
- Hardiyatmo, H,C, 2003. *Mekanikah Tanah 2 Edisi Ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University press.
- Hardiyatmo, H,C, 2006. *Teknik Pondasi 1 Edisi Keetiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University press.
- Hardiyatmo, H,C, 2011. *Analisa Dan Perancangan Fondasi Bagian 1 Edisi Kedua*, Yogyakarta, Gadjah Mada University press.

- Hardiyatmo, H,C, 2011. *Analisa Dan Perancangan Fondasi Bagian 11 Edisi Ketiga*, Yogyakarta, Gadjah Mada University press.
- Nugraha, 2016, "*Analisis Perhitungan Daya Dukung Ultimit Tiang Pancang Pada Gedung A Rumah Sakit Umum Daerah Kota Pekanbaru Provinsi Riau*, Institut Pertanian Bogor, Skripsi.
- PT. JAYA SENTRIKON INDONESIA. Data-data Proyek Gedung Kuliah Universitas Pelita Indonesia 2019. "Proyek Pembangunan Gedung Kuliah Universitas Pelita Indonesia di Pekanbaru", pekanbaru.
- Sulistia., Ayu Fithrosyam, 2018. *Analisis Daya Dukung tanah Pondasi Tiang Pancang Dengan Metode Mayerhoff (Studi Kasus : Proyek Pembangunan Jembatan Panda, Desa Panda Bima, Ruas jalan Talabiu – Bima Kabupaten)*. Skripsi Universitas Mataram, Nusa Tenggara Barat.
- Yusti, Andi, 2014, "*Analisis Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Diverifikasi Dengan Hasil Uji Pile Driving Analizi Test dan Capwap (Studi Kasus Proyek Pembangunan Gedung Kantor Bank Sumsel Babel di Pangkal Pinang)*. Skripsi Universitas Bangka Belitung.