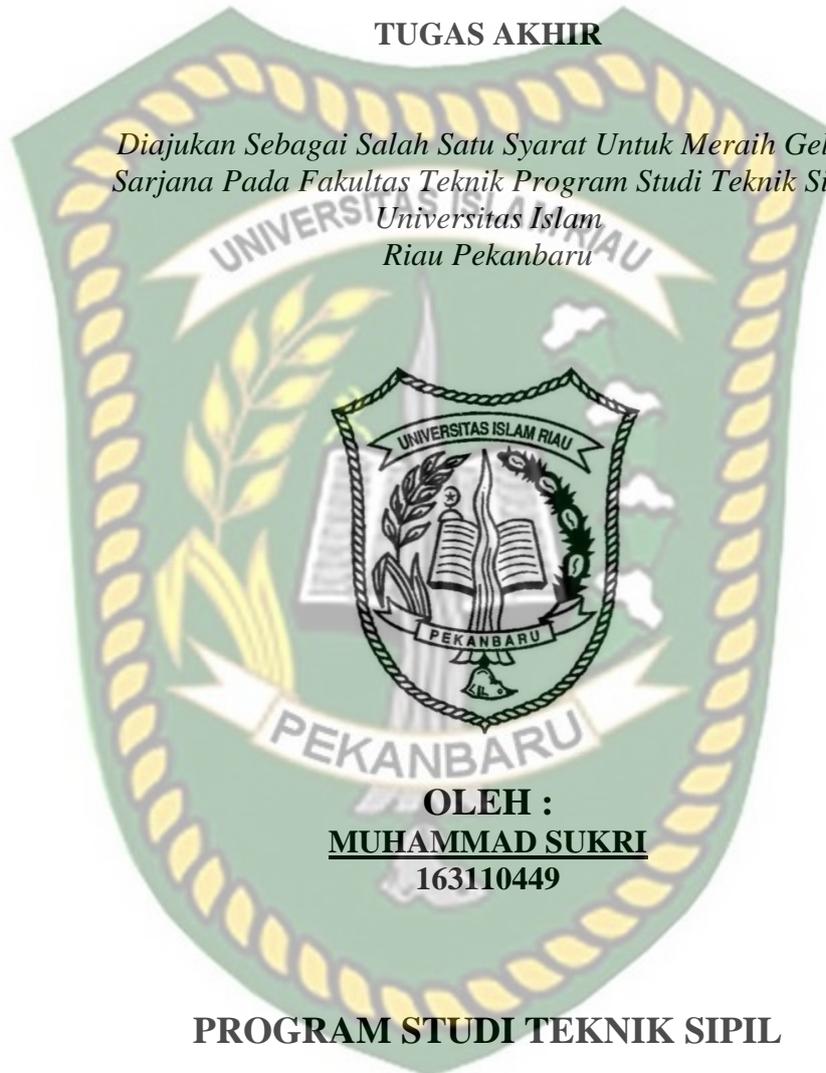


**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS DAYA DUKUNG
TIANG KELOMPOK PADA KONSTRUKSI GEDUNG
DENGAN BERBAGAI BENTUK VARIASI
PENAMPANG TIANG**

TUGAS AKHIR

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



OLEH :
MUHAMMAD SUKRI
163110449

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

2022

**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS DAYA DUKUNG
TIANG KELOMPOK PADA KONSTRUKSI GEDUNG
DENGAN BERBAGAI BENTUK VARIASI PENAMPANG
TIANG**

TUGAS AKHIR

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

DISUSUN OLEH :

MUHAMMAD SUKRI

NPM : 163110449

Diperiksa dan Disetujui oleh :

HALAMAN PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS DAYA DUKUNG TIANG
KELOMPOK PADA KONSTRUKSI GEDUNG DENGAN BERBAGAI
BENTUK VARIASI PENAMPANG TIANG**

DISUSUN OLEH :

**MUHAMMAD SUKRI
163110449**

*Telah Disetujui di Depan Dewan Penguji Tanggal 25 Maret 2022
Dan Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Untuk Diterima*

SUSUNAN DEWAN PENGUJI

**Mahadi Kurniawan, S.T., M.T.
Pembimbing**

**Roza Mildawati, S.T., M.T.
Penguji I**

**Harmiyati, S.T., M.Si.
Penguji II**

PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan :

1. Karya tulis ini adalah asli dan belum pernah di ajukan untuk mendapatkan gelar akademik (strata satu) di Universitas Islam Riau.
2. Karya tulis ini adalah merupakan gagasan, rumusan penelitian saya sendiri, tanpa bantuan pihak lain kecuali arahan dosen pembimbing.
3. Dalam karya tulis ini tidak terdapat karya atau pendapat orang lain, kecuali secara tertulis dengan jelas dicantumkan sebagai acuan dalam naskah dengan disebutkan nama pengarang dan dicantumkan dalam daftar pustaka.
4. Pernyataan ini saya buat dengan sesungguhnya dan apabila dikemudian hari terdapat penyimpangan dan tidak kebenaran dalam pernyataan ini, maka saya bersedia menerima sanksi akademik dan sanksi lainnya sesuai dengan norma yang berlaku di perguruan tinggi.

Pekanbaru, 25 Maret 2022



Muhammad Sukri

163110449

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 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Pada Konstruksi Gedung Dengan Berbagai Bentuk Variasi Penampang Tiang**". Tugas akhir ini berupa skripsi sebagai syarat untuk meraih gelar sarjana strata 1 (S1) Fakultas Teknik Program Studi Teknik 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 dimulai dari bab I yang berisi tentang latar belakang, bab II menyajikan tentang tinjauan pustaka, bab III menampilkan mengenai landasan teori, bab IV menjelaskan tentang metodologi penelitian, bab V berisi tentang hasil dan pembahasan, dan bab VI berisi tentang kesimpulan dan saran.

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

Pekanbaru, 25 Maret 2022

Penulis

UCAPAN TERIMA KASIH

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Assalamualaikum Wr.Wb.

Puji syukur penulis ucapkan kehadiran 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., MCL., selaku Rektor Universitas Islam Riau.
2. Bapak Dr. Eng. Muslim, M.T, Dekan Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
3. Ibu Dr. Mursyidah, M.Sc, Wakil Dekan I Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
4. Bapak Dr. Anas Puri, S.T., M.T, 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 Harmiyati, S.T., M.Si, Ketua Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau dan Sebagai Dosen Penguji II dalam Tugas Akhir ini.
7. Ibu Sapitri, S.T., M.T, Sekretaris Program Studi Teknik Sipil Universitas Islam Riau.
8. Bapak Mahadi Kurniawan, ST., M.T, Sebagai Dosen Pembimbing
9. Ibu Roza Mildawati, S.T., M.T, Sebagai Dosen Penguji I dalam Tugas Akhir ini.

10. Bapak dan Ibu Dosen Pengajar Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
11. Bapak dan Ibu Seluruh Karyawan dan Karyawati Fakultas Teknik Universitas Islam Riau.
12. Ayahanda dan Ibunda tercinta, Nasrul dan Ruiada sebagai Orang Tua penulis yang selalu memberikan dukungan dan mendo'akan yang terbaik serta sangat berperan dalam proses pendewasaan penulis. Serta yang selalu memberikan semangat untuk menyelesaikan skripsi.
13. Abang dan Kakak saya Muhammad Irfan, Rini Rahmawati, Yuni Fitriyani, dan Achmad Rahmadi yang tidak pernah berhenti memberikan motivasi dan selalu memberikan semangat kepada penulis.
14. Teman-teman seperjuangan Program Studi Teknik Sipil Angkatan 2016 yang telah memberikan saran, motivasi dan semangat pada penulis yang tidak dapat disebutkan satu persatu.

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, 25 Maret 2022

Penulis

Muhammad Sukri

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR	ii
UCAPAN TERIMA KASIH	iii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	viii
DAFTAR GAMBAR	ix
DAFTAR LAMPIRAN	x
DAFTAR NOTASI	xiii
ABSTRAK	xv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1. Latar Belakang	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Tujuan Penelitian.....	3
1.4. Manfaat Penelitian.....	3
1.5. Batasan Masalah.....	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	
2.1. Umum.....	5
2.2. Penelitian Terdahulu.....	5
2.3. Keaslian Penelitian	7
BAB III LANDASAN TEORI	
3.1. Umum.....	9
3.2. Metode Penyelidikan Tanah.....	9
3.2.1. Uji Sondir / <i>Cone Penetration Test</i> (CPT)	9
3.2.2. Uji Standart Penetration Test (SPT)	10
3.3. Definisi Pondasi	11
3.4. Klasifikasi Pondasi	12
3.5. Pondasi Tiang Pancang	13
3.5.1. Definisi Pondasi Tiang Pancang	13
3.5.2. Penampang Tiang Pancang Beton	13
3.6. Teori Kapasitas Dukung.....	14

3.7.	Kapasitas Dukung Tiang Dalam Tanah Kohesif.....	15
3.7.1.	Metode Tomlinson	19
3.7.2.	Metode deRuiter dan Beringen	21
3.7.3.	Metode Bagemann	23
3.7.4.	Faktor Aman Tiang Uji Sondir	23
3.8.	Kapasitas Dukung Kelompok Tiang	24
3.8.1.	Kapasitas Dukung	25
3.8.2.	Efisiensi Tiang Dalam Tanah Kohesif.....	28
BAB IV METODOLOGI PENELITIAN		
4.1.	Lokasi Penelitian	34
4.2.	Metode Peneletian	34
4.3.	Tahapan Pelaksanaan Penelitian	34
4.4.	Cara Analisis Data.....	39
BAB V HASIL DAN PEMBAHASAN		
5.1.	Deskripsi Umum.....	41
5.2.	Hasil Pengolahan Data	41
5.3.	Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Efisiensi Tiang dalam Tanah Kohesif	42
5.4.	Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Tomlinson (1977)	43
5.5.	Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode deRuiter dan Beringen	44
5.6.	Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Bagemann (1965)	46
5.7.	Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Tomlinson 1977 Terhadap Beban Masimum.....	47
5.8.	Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode deRuiter & Beringen Terhadap Beban Masimum	47
5.9.	Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Bagemann Terhadap Beban Masimum.....	48

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN

6.1. Kesimpulan..... 50
6.2. Saran 50

DAFTAR PUSTAKA 51

LAMPIRAN A

LAMPIRAN B

LAMPIRAN C



Dokumen ini adalah Arsip Miik :
Perpustakaan Universitas Islam Riau

DAFTAR TABEL

Daftar Tabel	Halaman
Tabel 3.1. Tingkat Konsistensi Tanah Lempung Dari Sondir.....	10
Tabel 3.2. Korelasi N-SPT ke c_u (<i>Undrained</i>) Pada Lempung	11
Tabel 3.3. Adhesi Ultimit (c_d) Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung	17
Tabel 3.4. Faktor Aman Tiang Pancang Dari Uji Sondir Digunakan di Belanda	24
Tabel 3.5. Faktor Efisiensi Untuk Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung	33
Tabel 5.1. Nilai Cone Resistance (q_c) dan Local Side Friction (q_f)	41
Tabel 5.2. Hasil Nilai E_g Untuk Kelompok Tiang	42
Tabel 5.3. Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Tomlinson</i>	43
Tabel 5.4. Hasil nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>deRuiter dan Beringen</i>	45
Tabel 5.5. Hasil nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Bagemann (1965)</i>	46
Tabel 5.6 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Tomlinson 1977</i>	47
Tabel 5.7 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>deRuiter & Beringen</i>	48
Tabel 5.8 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Bagemann (1965)</i>	48

DAFTAR GAMBAR

Daftar Gambar	Halaman
Gambar 3.1. Bentuk Penampang Tiang Pancang	13
Gambar 3.2. Faktor Adhesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung.....	17
Gambar 3.3 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesif Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung	21
Gambar 3.4 Tipe Keruntuhan Dalam Kelompok Tiang	26
Gambar 3.5 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok	28
Gambar 3.6 Definisi Jarak s Dalam Hitungan Efisiensi Tiang	29
Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Kohesif Dari Uji Model Tiang Pada Beban Vertikal.....	32
Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Kohesif Dari Uji Tiang Skala Penuh Pada Beban Vertikal	32
Gambar 3.9 Pengukuran Tekanan Kelebihan Air Pori Di Sekitar Kelompok Tiang.....	33
Gambar 4.1. Bagan Alir Penelitian.....	36
Gambar 4.2. Uraian Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi.....	37
Gambar 5.1. Grafik Hasil Nilai E_g Untuk Kelompok Tiang	43
Gambar 5.2. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Tomlinson</i> (1977).....	44
Gambar 5.3. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>deRuijter dan Beringen</i>	45
Gambar 5.4. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode <i>Bagemann</i> (1965)	46

DAFTAR LAMPIRAN

	Halaman
LAMPIRAN A	
A.1 Pengolahan Data Sondir	A - 1
A.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Metode Tomlinson (1977).....	A - 2
A.2.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Segitiga	A - 2
A.2.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Persegi	A - 6
A.2.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Lingkaran.....	A - 10
A.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Metode deRuitter dan Beringen	A - 14
A.3.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Segitiga	A - 14
A.3.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Persegi	A - 18
A.3.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Lingkaran.....	A - 22
A.4 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Metode Bagemann (1965)	A - 26
A.4.1 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Segitiga	A - 26
A.4.2 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Persegi	A - 30
A.4.3 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Tunggal dengan Penampang Berbentuk Lingkaran.....	A - 34

A.5 Perhitungan Kapasitas Dukung Tiang Pancang Kelompok.....	A – 38
A.6 Perhitungan Efisiensi Tiang Pancang Kelompok Menurut <i>Converse-Labarre formula</i> dengan Ukuran Penampang tiang 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A – 38
A.7 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Tomlinsoon (1977) Dengan Penampang Tiang Berbentuk Segitiga, Pesegi, dan Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 39
A.7.1 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Segitiga Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 39
A.7.2 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Persegi Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 40
A.7.3 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A – 41
A.8 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode deRuijter & Beringen Dengan Penampang Tiang Berbentuk Segitiga, Pesegi, dan Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 41
A.8.1 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Segitiga Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 42
A.8.2 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Persegi Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 42
A.8.3 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm.....	A - 43

A.9 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Bagemann Dengan Penampang Tiang Berbentuk Segitiga, Pesegi, dan Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm	A - 44
A.9.1 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Segitiga Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm	A - 44
A.9.2 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Persegi Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm	A - 45
A.9.3 Perhitungan Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Penampang Berbentuk Lingkaran Serta Ukuran Penampang Yaitu 25 cm, 30 cm, dan 40 cm	A - 45
LAMPIRAN B	
LAMPIRAN C	

DAFTAR NOTASI

- A_b = Luas Penampang Ujung Bawah Tiang (m^2)
- A_s = Luas Selimut Tiang (m^2)
- B = Lebar Pondasi
- c = Kohesi Tanah (kN/m^2)
- c_b = Kohesi Pada Kondisi Tidak Terdrainase (*undrained*) Tanah Yang Terletak di Bawah Ujung Tiang Yang Nilainya Diambil Dari Contoh Tidak Terganggu (kN/m^2)
- c_d = Adhesi Antara Dinding Tiang dan Tanah di Sekitarnya (kN/m^2)
- c_u = Kohesi Tidak Terdrainase
- D = Kedalaman Pondasi
- d = Diameter Tiang
- E_g = Efisiensi Kelompok Tiang
- F = Faktor Aman
- F_w = Faktor Bentuk Tiang
- f_b = Tahanan Ujung Satuan Maksimum
- f_s = Tahanan Gesek Satuan
- m = Jumlah Baris Tiang
- n = Jumlah Tiang Dalam Kelompok
- n' = Jumlah Tiang Dalam Satu Baris
- N_c = Faktor Kapasitas Dukung (Fungsi dari ϕ)
- N_k = Kohesi Tidak Berdimensi
- P_{maks} = Beban Maksimum Terhadap Pile Cap
- p_b = Tekanan Overburden Ujung Bawah Tiang (kN/m^2)
- Q_a = Kapasitas Dukung Ijin
- Q_b = Tahanan Ujung Bawah Ultimit (kN)
- q_c = Tahanan Konus
- q_f = Tahanan Gesek Sisi Konus
- Q_g = Beban Maksimum Kelompok Tiang Yang Mengakibatkan Keruntuhan
- Q_s = Tahanan Gesek Dinding Ultimit (kN)

- Q_u = Kapasitas Tiang Ultimit
 SF = Faktor Aman
 s = Jarak Pusat ke Pusat Tiang
 α = Faktor Adhesi
 α_d = Faktor Adhesi Tiang Pancang
 θ = Arc tg d/s , Dalam Derajat
 σ = Tegangan Normal (kN/m^2)
 τ = Tahanan Geser Tanah (kN/m^2)
 φ = Sudut Geser Dalam Tanah (derajat)



**ANALISIS PERBANDINGAN KAPASITAS DAYA DUKUNG TIANG
KELOMPOK PADA KONSTRUKSI GEDUNG DENGAN BERBAGAI
BENTUK VARIASI PENAMPANG TIANG**

MUHAMMAD SUKRI

163110449

ABSTRAK

Pada pembangunan gedung perkuliahan disalah satu Sekolah Tinggi di Pekanbaru, gedung perkuliahan ini memiliki 3 lantai. Pada lantai 3 gedung berfungsi sebagai Auditorium, sedangkan pada lantai 1 – 2 berfungsi sebagai gedung perkuliahan, dan pada gedung ini memiliki Basement yang terletak dibawah lantai 1. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang kelompok berbentuk segitiga. Umumnya perencanaan pondasi jarang menggunakan pondasi tiang pancang berbentuk segitiga, biasanya perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan tiang pancang berbentuk persegi dan lingkaran. Tujuan yang ingin dicapai dari penelitian ini adalah untuk mengetahui besarnya kapasitas daya dukung pondasi tiang pancang kelompok pada penampang bentuk persegi, segitiga, dan lingkaran, dan Untuk mengetahui apakah kapasitas daya dukung tersebut dapat menahan beban maksimum pada Gedung Perguruan Tinggi atau tidak.

Pada penelitian ini menggunakan metode yang digunakan pada penelitian ini yaitu, metode Tomlinson (1977), metode deRuitter & Beringen, metode Bagemann, Efisiensi Tiang pancang Kelompok dengan menggunakan saran dari *Converse-Labarre formula*. Bentuk penampang yang diteliti adalah persegi, segitiga, dan lingkaran dengan kedalaman pemancangan adalah 23 m untuk masing-masing penampang.

Dari hasil penelitian yang dilakukan, kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan nilai terbesar didapat pada Metode deRuitter & Beringen dengan bentuk penampang tiang persegi ukuran 40 cm dengan nilai sebesar 1781,475 kN. Sedangkan nilai kapasitas daya dukung tiang kelompok terkecil terdapat pada Metode Bagemann dengan penampang tiang berbentuk lingkaran ukuran 25 cm dengan nilai sebesar 536,42 kN, dan nilai hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok tidak dapat menahan beban maksimum, dikarenakan nilai beban maksimum lebih besar dari hasil nilai kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok.

Kata kunci : Pondasi, Tiang Pancang, Kapasitas Daya Dukung

**COMPARATIVE ANALYSIS OF THE CAPACITY CARRIERING
CAPACITY OF GROUP POINTS IN BUILDING CONSTRUCTION WITH
DIFFERENT SHAPES OF VARIATION OF POLES CROSS-CROSS**

MUHAMMAD SUKRI

163110449

ABSTRAK

In the construction of a lecture building at a high school in Pekanbaru, this lecture building has 3 floors. The 3rd floor of the building functions as an Auditorium, while on the 1st – 2nd floors it functions as a lecture building, and this building has a basement which is located under the 1st floor. The foundation used is a triangular group pile foundation. Generally, foundation planning rarely uses triangular pile foundations, usually pile foundation planning uses square and circular piles. The objectives of this study are to determine the carrying capacity of group pile foundations in square, triangular, and circular cross sections, and to determine whether the carrying capacity can withstand the maximum load on the College Building or not.

In this study, the methods used in this study are the Tomlinson method (1977), the deRuiter & Beringen method, the Bagemann method, and the group pile efficiency using the suggestion of the Converse-Labarre formula. The cross-sectional shapes studied were square, triangle, and circle with a depth of 23 m for each cross-section.

From the results of the research conducted, the carrying capacity of the pile group with the largest value was obtained in the DeRuiter & Beringen method with a rectangular cross section of 40 cm with a value of 1781,475 kN. While the value of the smallest group pile bearing capacity is found in the Bagemann method with a circular cross section of 25 cm with a value of 536.42 kN, and the resultant value of the group pile bearing capacity cannot withstand the maximum load, because the maximum load value is greater than the results of the value of the carrying capacity of the pile group.

Keywords: Foundation, Pile, Bearing Capacity

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Pondasi merupakan bagian bangunan bawah tanah (*substructure*) yang berfungsi untuk meneruskan beban – beban yang bekerja pada bagian bangunan atas dan beratnya sendiri ke lapisan tanah pendukung (*bearing layers*) (Tanjung & Nusa, 2018). Bentuk dan struktur tanah merupakan peranan penting dalam suatu pekerjaan konstruksi yang harus dicermati karena kondisi ketidakpastian dari tanah berbeda – beda (Maulida; dkk, 2022). Secara umum pondasi terdiri dari 2 (dua) jenis yaitu, pondasi dalam dan dangkal. Pemilihan jenis pondasi tergantung jenis konstruksi yang akan dibangun dan juga pada jenis tanah. Tanah merupakan suatu pendukung sebuah bangunan yang berfungsi sebagai penahan beban konstruksi di atasnya.

Tiang pancang adalah salah satu jenis pondasi dalam (*deep foundation*). Fungsi dari pondasi tiang pancang adalah untuk meneruskan beban – beban yang bekerja pada struktur atas ke dalam tanah (Suhendra; dkk, 2015). Besarnya kemampuan tiang untuk menerima beban disebut dengan kapasitas dukung tiang yang tergantung dari jenis dan kekuatan pada masing – masing lapisan tanah serta besarnya dimensi tiang. Penentuan dimensi tiang umumnya dilakukan setelah diketahui besarnya beban yang akan diterima tiang kemudian dihitung kapasitas dukung beberapa alternatif dimensi tiang untuk mengetahui besarnya daya dukung masing – masing tiang (Yudiawati, 2016). Bentuk penampang melintang (*cross section*) tiang pancang beton bervariasi, diantaranya adalah lingkaran, segiempat, segitiga, spun pile, dan lain - lain.

Pada pembangunan gedung perkuliahan disalah satu Sekolah Tinggi di Pekanbaru, gedung perkuliahan ini memiliki 3 lantai. Pada lantai 3 gedung berfungsi sebagai Auditorium, sedangkan pada lantai 1 – 2 berfungsi sebagai gedung perkuliahan, dan pada gedung ini memiliki Basement yang terletak dibawah lantai 1. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang kelompok berbentuk segitiga. Umumnya perencanaan pondasi jarang

menggunakan pondasi tiang pancang berbentuk segitiga, namun biasanya perencanaan pondasi tiang pancang menggunakan tiang pancang berbentuk persegi dan lingkaran.

Kondisi tanah dasar Kota Pekanbaru berupa tanah rawa yang mengandung gambut, dimana tanah gambut yang bersifat permeabilitas rendah dapat mengakibatkan penurunan dalam jangka waktu yang lama dan sering disebut penurunan konsolidasi (Tanjung & Nusa, 2018). Pada kondisi daya dukung tanah yang kurang baik, dilakukan pekerjaan awal berupa perbaikan daya dukung tanah. Pondasi tanah dalam perbaikan tanah lunak adalah penggunaan tiang pancang. Konstruksi tiang pancang tunggal sangat jarang dilakukan, pada umumnya dua atau lebih tiang pancang disertai pile cap pondasi. Jumlah kelompok tiang memiliki nilai efisiensi yang berbeda pula, karena jumlah tiang mempengaruhi efisiensi kelompok tiang (Bashori., Eka, P., & Bakar, 2019).

Pada penelitian ini penulis melakukan penelitian perbandingan kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok bentuk segitiga dengan berbagai penampang atau bentuk tiang pancang seperti persegi, dan lingkaran. Serta dengan berbagai ukuran tiang pancang yaitu dengan tiang pancang berdimensi 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. Pada penelitian ini ditinjau kapasitas dukung tiang tersebut dengan menggunakan 3 metode, yaitu: Tomlinson (1977), deRuiter & beringen, dan Bagemann untuk Analisa kapasitas daya dukung kelompok di tanah kohesif, dan Efisiensi Tiang pancang Kelompok dengan menggunakan saran dari *Converse-Labarre formula*.

1.2. Rumusan Masalah

Berdasarkan dari pemaparan pada latar belakang masalah diatas, dapat diambil rumusan masalah , sebagai berikut:

1. Berapa nilai kapasitas dukung kelompok tiang pada penampang tiang berbentuk Persegi, Segitiga, dan Lingkaran pada Gedung Perkuliahan salah satu Sekolah Tinggi.
2. Apakah kapasitas dukung tiang tersebut dapat menahan beban maksimum pada Gedung Perkuliahan salah satu Sekolah Tinggi?

1.3. Tujuan Penelitian

Tujuan yang ingin dicapai dari penelitian pada Tugas Akhir ini adalah:

1. Untuk mengetahui besarnya kapasitas daya dukung pondasi kelompok tiang pada penampang bentuk persegi, segitiga, dan lingkaran.
2. Untuk mengetahui apakah kapasitas daya dukung tersebut dapat menahan beban maksimum pada Gedung Perguruan Tinggi atau tidak.

1.4. Manfaat Penelitian

1. Dapat diperoleh gambaran analisis perbandingan kapasitas dukung pondasi tiang pancang kelompok.
2. Dapat menjadi pertimbangan bagi perencanaan pondasi dalam menentukan tipe dan ukuran pondasi yang tepat.

1.5. Batasan Masalah

Dalam hal ini, untuk mempersingkat dan memperjelas suatu penelitian agar dapat dibahas dengan baik dan tidak meluas, maka perlu direncanakan batasan masalah yang terjadi dari:

1. Struktur yang di tinjau adalah bangunan gedung Perguruan Tinggi yang berada di kota Pekanbaru dengan konstruksi beton bertulang.
2. Perhitungan data struktur didapat dari peneliti Encik Akbar Andika, S.T. (2021).
3. Aspek yang di tinjau yaitu kapasitas dukung tiang pancang kelompok .
4. Penyelidikan tanah menggunakan data sondir (*Cone Penetration Test*)
5. Mutu beton pondasi yang dipakai adalah 400 mPa.
6. Perencanaan elemen struktur bangunan menggunakan analisis yang mengacu pada Persyaratan Beton Struktural untuk Bangunan Gedung dan Penjelasan (SNI 2847-2019).
7. Analisis beton bertulang dengan SRPMK (Sistem Rangka Pemikul Momen Khusus) berdasarkan data Puskim.

http://puskim.pu.go.id/Aplikasi/desain_spektra_indonesia_2011/

8. Analisa Perhitungan gaya gempa akan menggunakan metode analisis respons spectrum berdasarkan (SNI 1726-2019) tentang Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non-Gedung.
9. Analisis baja tulangan beton menggunakan peraturan (SNI 2052, 2017) Tentang Baja Tulangan Beton.
10. Analisis perbandingan kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan penampang berbentuk segitiga, dengan ukuran Tinggi (25 cm, 30 cm, dan 40cm) dan Alas Penampang (25 cm, 30 cm, dan 40 cm) dengan Metode Tomlinson 1977.
11. Analisis perbandingan kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan penampang berbentuk persegi, dengan ukuran Panjang (25 cm, 30 cm, dan 40cm) dan Lebar (25 cm, 30 cm, dan 40 cm) dengan Metode deRuitter & Beringen.
12. Analisis perbandingan kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan penampang berbentuk lingkaran, dengan Dimensi (25 cm, 30 cm, dan 40cm) dengan Metode Bagemann.
13. Analisis kapasitas dukung pondasi tiang pancang tunggal dan kelompok dengan menggunakan metode Tomlinson (1977), metode deRuitter & Beringen, metode Bagemann, dan Efisiensi Tiang pancang Kelompok dengan menggunakan saran dari *Converse-Labarre formula*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Umum

Tinjauan pustaka memuat tentang hasil-hasil penelitian yang didapat oleh peneliti terdahulu serta memiliki hubungan yang erat dengan penelitian yang sedang dilakukan yang dapat membantu memberikan solusi untuk pemecahan masalah pada penelitian yang sedang dilakukan.

2.2. Penelitian Terdahulu

Bashori; dkk, (2019), telah melakukan penelitian dengan judul “*Kajian Efisiensi Grup Pada Kelompok Tiang Dengan Konfigurasi Empat - Empat*”. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui kondisi tanah di daerah Kalimantan Barat khususnya kota Pontianak umumnya berupa tanah lunak, dengan lapisan permukaan terdiri dari bahan organik sebagai akibat dari pelapukan kayu. Tanah ini mempunyai daya dukung baik pada kedalaman 30 – 40meter. Pada kondisi daya dukung tanah kurang baik, dilakukan pekerjaan awal berupa perbaikan daya dukung tanah. Pondasi tanah dalam perbaikan tanah lunak adalah penggunaan tiang pancang. Konstruksi tiang pancang tunggal sangat jarang, umumnya dua atau lebih tiang pancang disertai *pilecap* pondasi. Jumlah kelompok tiang memiliki nilai efisiensi yang berbeda pula, karena jumlah tiang mempengaruhi efisiensi kelompok tiang. Metode penelitian dilakukan dengan persiapan pengujian pembebanan kelompok tiang, dengan konfigurasi dan jumlah tiang yang sama. Kelompok tiang memiliki jarak yang berbeda, yaitu dengan jarak 3D dan 4D. Perbedaan jarak antar tiang pada kelompok tiang dilakukan untuk mengetahui pengaruh jarak antar tiang terhadap efisiensi dari kelompok tiang. Hasil pengujian, diperoleh perbedaan jarak tiang pada kelompok tiang mempengaruhi efisiensi suatu kelompok tiang. Hasil pengujian pembebanan kelompok tiang 3D memiliki efisiensi yang lebih kecil dari kelompok tiang jarak 4D. Hal ini dikarenakan faktor penyebaran tegangan di

sekeliling tiang yang tumpang tindih akan semakin kecil jika jarak tiang semakin besar.

Muharram; dkk, (2018), telah melakukan penelitian dengan judul “*Studi Daya Dukung Lateral Pada Pondasi Tiang Grup Dengan Konfigurasi Bentuk Segitiga*”. Tujuan penelitian ini adalah untuk mengetahui pengujian pembebanan lateral kelompok tiang dengan konfigurasi bentuk segitiga dan variasi jarak antar tiang 2,5 D, 3D, dan 3,5D, menggunakan metode *Quick Maintenance Load Test (QM Test)* yang mengacu pada ASTM D - 3966 – 90. Pendekatan secara empiris terhadap nilai daya dukung lateral pondasi tiang tunggal maupun grup dihitung secara analitis menggunakan metode Broms (1964). Dari hasil pengujian, diperoleh perbedaan jarak tiang pada kelompok tiang mempengaruhi daya dukung suatu kelompok tiang. Hasil pengujian pembebanan kelompok tiang jarak 3D memiliki daya dukung yang lebih baik dibandingkan kelompok tiang dengan jarak 2,5 D dan 3,5 D. Hal ini menunjukkan adanya jarak antar tiang yang lebih optimal pada kelompok tiang untuk beban lateral pada karakteristik tanah seperti di Kota Pontianak.

Suhendra; dkk, (2015), telah melakukan penelitian dengan judul “*Pengaruh Bentuk Dan Rasio Kelangsingan Pada Tiang Pancang Yang Dibebani Lateral*”. Tujuan penelitian ini adalah untuk melakukan analisis pengaruh dari bentuk dan rasio kelangsingan tiang terhadap kapasitas lateral tiang dan defleksi tiang pancang yang dibebani lateral. Pada penelitian ini bentuk tiang pancang yang dianalisis adalah bentuk dengan penampang melintang (*cross section*) segiempat dengan dimensi 0.35 x 0.35 m dan lingkaran dengan diameter 0.35 m. Panjang tiang pancang yang dianalisis adalah 0.70 m, 10.0 m dan 15.0 m. jenis tanah yang ditinjau adalah tanah non – kohesif ; *loose sand*, *medium sand* dan *dense sand*. Metode yang digunakan ialah metode Broms, pada metode ini digunakan diagram tegangan tanah yang disederhankan. Hasil analisis menunjukkan bahwa kapasitas lateral tiang pancang beton bentuk persegi lebih besar dibandingkan dengan kapasitas lateral tiang pancang Benton bentuk lingkaran dengan perbandingan 17.61 % untuk kondisi pemancangan pada tanah *loose sand*, 13.41 % untuk kondisi pemancangan pada tanah *medium sand*, 23.24 % untuk kondisi pemancangan pada tanah *dense sand*.

Perubahan nilai rasio kelangsingan, L/d tidak mempengaruhi besarnya kapasitas lateral tiang pancang baik untuk tiang persegi maupun tiang lingkaran. Penurunan nilai rasio kelangsingan, L/d akan memperkecil nilai defleksi lateral pada kepala tiang baik untuk tiang persegi maupun tiang lingkaran.

Yoga, Asril Sepri, (2015), telah melakukan penelitian dengan judul “Pengaruh Bentuk Penampang Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data Uji Penetrasi Standar”. Tujuan penelitian ini yaitu untuk menentukan kapasitas dukung pondasi tiang pancang berdasarkan bentuk penampang pondasi tiang pancang yang digunakan, yaitu, persegi, lingkaran, persegi delapan, cincin dan segitiga, serta untuk menentukan besarnya penurunan pondasi tiang pancang pada masing – masing penampang. Penelitian ini menggunakan metode statis dengan data SPT (*standart penetration test*) pada proyek pembangunan Rumah Sakit EKA HOSPITAL Jln Soekarno Hatta – Pekanbaru Riau, yaitu dengan formula *Mayerhoff*. Pemilihan bentuk penampang pada penelitian ini dilakukan berdasarkan teori *sampling* yaitu *Non Probability Sampling*. Bentuk penampang yang diteliti adalah persegi, lingkaran, persegi delapan, cincin, dan segitiga, dengan kedalaman pemancangan adalah 18 m untuk masing-masing penampang dengan luasan yang sama. Dari hasil penelitian yang dilakukan, jika diurutkan bentuk penampang tiang pancang yang memiliki kapasitas dukung ultimit yang paling besar adalah penampang cincin, segitiga, persegi, persegi delapan dan yang terakhir adalah penampang lingkaran. Dan untuk hasil analisis penurunan tiang tunggal yang terjadi pada masing-masing penampang keseluruhan aman terhadap penurunan izin tiang tunggal dimana penurunan yang terjadi lebih kecil dari penurunan yang diizinkan.

2.3. Keaslian Penelitian

Judul yang diajukan oleh penelitian dalam penelitian Tugas Akhir ini memang terdapat kesamaan dengan judul-judul penelitian terdahulu tetapi memiliki perbedaan-perbedaan seperti lokasi penelitian, metode perhitungan yang digunakan, jenis tanah, kondisi tanah dan fungsi bangunan. Maka dari itu seluruh

penelitian ini adalah benar hasil penelitian dan penelitian ini belum pernah diteliti sebelumnya sebagai obyek penelitian Tugas Akhir.



Dokumen ini adalah Arsip Miik :
Perpustakaan Universitas Islam Riau

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. 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 kedalaman tanah agar bisa merencanakan pondasi yang bisa memikul beban-beban yang berada di atas 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 Sondir / *Cone Penetration Test (CPT)*

Pengujian sondir adalah suatu metode uji penekanan yang dilakukan untuk menganalisa daya dukung tanah dan mengukur kedalaman lapisan tanah keras atau pendukung biasa disebut tanah sondir. Dengan mengetahui kedalaman tanah keras (sondir) yang akan dijadikan pijakan untuk tiang pancang atau pile maka kontraktor dapat membuat desain pondasi yang sesuai dengan standart keamanan untuk menyokong kolom bangunan. Sehingga pondasi tetap kuat menahan beban bangunan yang ada di atasnya dan tidak mengalami penurunan (*settlement*) karena dapat membahayakan keselamatan penghuni dan kestabilan struktur bangunan. Tingkat konsistensi tanah lempung dari sondir dapat dilihat pada Tabel 3.1.

Tabel 3.1. Tingkat Konsistensi Tanah Lempung Dari Sondir (Terzaghi dan Peck,1948)

KOSISTENSI	Q_c (kg/cm ²)
Tanah Sangat Lunak	<5
Tanah Lunak	5 – 10
Tanah Agak Lunak	10 – 30
Tanah Sedang/Kaku	30 – 60
Tanah Agak Keras	60 – 120
Tanah Keras	>120

3.2.2. Uji Standart Penetration Test (SPT)

SPT (*Standard penetration test*) adalah salah satu jenis uji tanah yang sering digunakan untuk mengetahui daya dukung tanah selain CPT. SPT dilaksanakan bersamaan dengan pengeboran untuk mengetahui baik perlawanan dinamik tanah maupun pengambilan contoh terganggu dengan teknik penumbukan. Uji SPT terdiri atas uji pemukulan tabung belah dinding tebal ke dalam tanah dan disertai pengukuran jumlah pukulan untuk memasukkan tabung belah sedalam 300 mm (1 ft) vertikal. dilakukan dengan memukul sebuah tabung standar kedalam lubang bor sedalam 450 mm menggunakan palu 63,5 kg yang jatuh bebas dari ketinggian 760 mm, Yang dihitung adalah jumlah pukulan untuk melakukan penetrasi sedalam 150 mm. Jumlah pukulan yang digunakan adalah pada penetrasi sedalam 300 mm terakhir. Sewaktu melakukan pengeboran inti, jika kedalaman pengeboran telah mencapai lapisan tanah yang akan diuji, mata bor dilepas dan diganti dengan alat yang disebut tabung belah standar (*Standar Split barrel sampler*). Setelah tabung ini dipasang, bersama-sama dengan pipa bor, alat diturunkan sampai ujungnya menumpu lapisan tanah dasar, dan kemudian dipukul dari atas. Korelasi N-SPT ke *cu* (*undrained*) pada lempung di sajikan pada Tabel 3.2.

Tabel 3.2. Korelasi N-SPT Ke c_u (*Undrained*) Pada Lempung

KOSISTENSI	N	C_u (kN/m ²)
Tanah Sangat Lunak	0 – 2	<12
Tanah Lunak	2 – 4	12 – 25
Tanah Agak Lunak	4 – 8	25 – 50
Tanah Sedang/Kaku	8 – 15	50 – 100
Tanah Agak Keras	15 – 30	100 – 200
Tanah Keras	>30	>200

3.3. Definisi Pondasi

Pondasi adalah konstruksi yang paling terpenting pada suatu bangunan. Karena pondasi berfungsi sebagai “penahan seluruh beban yang berada di atasnya dan gaya-gaya dari luar”. Pondasi merupakan bagian dari struktur yang berfungsi meneruskan beban menuju lapisan tanah pendukung dibawahnya. Dalam struktur apapun, beban yang terjadi baik yang disebabkan oleh berat sendiri ataupun akibat beban rencana harus disalurkan ke dalam suatu lapisan pendukung dalam hal ini adalah tanah yang ada di bawah stuktur tersebut. Beton bertulang adalah material yang paling cocok sebagai pondasi untuk struktur beton bertulang maupun bangunan baja, jembatan, menara, dan struktur lainnya. Beban dari kolom yang bekerja pada pondasi ini harus disebar ke permukaan tanah yang cukup luas sehingga tanah dapat memikul beban dengan aman. Jika tegangan tekan melebihi tekanan yang diizinkan, maka dapat menggunakan bantuan tiang pancang untuk membantu memikul tegangan pada dinding dan kolom pada struktur.

Pondasi tiang pancang adalah sebuah bagian struktural dari sebuah bangunan yang membagi tekanan gravitasi secara merata pada tanah dan berfungsi agar bangunan yang dibangun bisa menjadi kuat dan berdiri dengan kokoh. Pondasi tiang pancang mempunyai bentuk seperti sebuah kolom-kolom yang terbuat dari semen ataupun baja kokoh yang akan memperkuat struktur bangunan.

3.4. Klasifikasi Pondasi

Secara garis besar pondasi ada dua macam yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Penentuan macam pondasi dapat dilakukan berdasarkan keadaan perbandingan antara kedalaman pondasi (D) dan lebar pondasi (B), sebagai berikut:

1. Dipilih pondasi dangkal jika $D/B < 1$
2. Dipilih pondasi dalam jika $D/B > 4-5$

Pada prinsipnya hal yang perlu diperhatikan dalam perancangan pondasi adalah sebagai berikut :

1. Dibuat pondasi dangkal jika lapisan tanah yang baik, berada cukup dangkal, tidak melebihi 2 meter.
2. Dibuat pondasi dalam jika lapisan tanah yang baik berada cukup dalam.

Secara umum yang termasuk jenis pondasi dangkal dan pondasi dalam adalah sebagai berikut :

1. Termasuk jenis pondasi dangkal (*shallow footing*)
 - a. Pondasi telapak (*square footing*),
 - b. Pondasi menerus (*continuous footing*),
 - c. Pondasi lingkaran (*circle footing*).
2. Termasuk jenis pondasi dalam (*deep footing*) adalah :
 - a. Pondasi sumuran (*bored pile*). Dalam pembuatan pondasi sumuran dibedakan menjadi dua macam yaitu yang menggunakan *casing* dan yang tanpa menggunakan *casing*,
 - b. Pondasi tiang pancang,
 - c. Pondasi *caisson* (merupakan pondasi dalam yang mempunyai ukuran besar dan berbentuk blok beton berongga yang di dalamnya dapat diisi dengan pasir, pasir berbatu dan lain-lain).

Pondasi dangkal pada umumnya digunakan pada kondisi lapisan tanah keras terletak dekat dengan permukaan tanah (dangkal), sedangkan pondasi dalam digunakan pada kondisi lapisan tanah keras terletak jauh dari permukaan tanah (dalam).

3.5. Pondasi Tiang Pancang

3.5.1. Definisi Pondasi Tiang Pancang

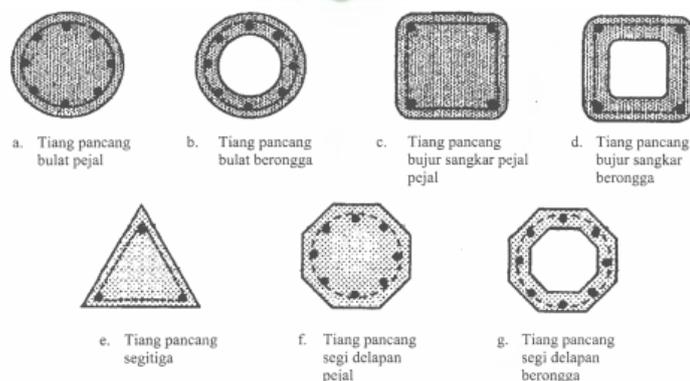
Pondasi tiang pancang saat ini banyak digunakan di Indonesia untuk berbagai bangunan seperti, jembatan, gedung bertingkat, gedung-gedung industri, menara, dermaga, bangunan mesin-mesin berat, dan lain-lain yang semuanya merupakan konstruksi-konstruksi yang memiliki dan menerima beban yang *relative* berat (Surendro, 2014).

Penggunaan pondasi tiang pancang didasarkan pada perhitungan adanya beban yang besar yang akan diterima pondasi sehingga penggunaan pondasi langsung tidak efektif lagi, dan juga didasarkan pada jenis tanah pada lokasi pondasi akan dibangun kondisinya relatif lunak (lembek) sehingga penggunaan pondasi langsung tidak ekonomis.

Secara umum pemakaian pondasi tiang pancang dipergunakan apabila tanah dasar dibawah bangunan tidak mempunyai daya dukung (*bearing capacity*) yang cukup untuk memikul berat bangunan, dan juga letak tanah keras yang memiliki daya dukung yang cukup untuk memikul berat dari beban bangunan terletak pada pondasi yang sangat dalam.

3.5.2. Penampang Tiang Pancang Beton

Penampang tiang pancang beton yang banyak dijumpai dilapangan pada umumnya berbentuk bulat pejal, bulat berongga, bujur sangkar pejal, bujur sangkar berongga, segitiga pejal, segi delapan pejal, segi delapan berongga, lihat Gambar 3.1.



Gambar 3.1. Bentuk Penampang Tiang Pancang (Surendro, 2014)

Teknologi bidang rancang bangun beton bertulang telah menghasilkan pondasi tiang pancang dengan beberapa variasi ukuran penampang dan panjang tiang pancang yang dibuat dalam pabrik dengan *system* “Beton Pra-Tekan”. Tiang pancang Segitiga yang ditemui di lapangan antara lain, ukuran sisi : 22 cm, 28 cm, 32 cm, dengan panjang 3 m, 6 m, 12 m. tiang pancang berbentuk penampang segitiga berukuran sisi 28 cm mampu menopang beban 25 – 30 ton, tiang pancang berbentuk penampang segitiga berukuran sisi 32 cm mampu menopang beban 35 – 40 ton.

3.6. Teori Kapasitas Dukung

Analisis kapasitas dukung (*bearing capacity*) mempelajari kemampuan tanah dalam mendukung beban pondasi dari struktur yang terletak di atasnya. Kapasitas dukung menyatakan tahanan geser tanah untuk melawan penurunan akibat pembebanan, yaitu tahanan geser yang dapat dikerahkan oleh tanah di sepanjang bidang-bidang gesernya (Hardiyatmo, 1996).

Perancangan pondasi harus mempertimbangkan adanya keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk itu, perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu : kriteria stabilitas dan kriteria penurunan.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perancangan pondasi adalah :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampauinya kapasitas dukung tanah harus dipenuhi. Dalam hitungan kapasitas dukung, umumnya digunakan faktor aman 3.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransikan. Khususnya penurunan yang tidak seragam (*differential settlement*) harus tidak mengakibatkan kerusakan pada struktur.

Analisis-analisis kapasitas dukung, dilakukan dengan cara pendekatan untuk memudahkan hitungan. Persamaan-persamaan yang dibuat, dikaitkan dengan sifat-sifat tanah dan bentuk bidang geser yang terjadi saat keruntuhan. Analisisnya, dilakukan dengan menganggap bahwa tanah berkelakuan sebagai bahan yang bersifat plastis. Konsep ini pertama kali dikenalkan oleh Prandtl (1921), yang

kemudian dikembangkan oleh Terzaghi (1943), Meyerhof (1955) dan lain-lainnya. Persamaan-persamaan kapasitas dukung tanah yang diusulkan, umumnya didasarkan pada persamaan Mohr-Coulomb :

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi \quad (3.1)$$

dengan,

τ = tahanan geser tanah (kN/m²)

c = kohesi tanah (kN/m²)

φ = sudut geser dalam tanah (derajat)

σ = tegangan normal (kN/m²)

3.7. Kapasitas Dukung Tiang Dalam Tanah Kohesif

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif, adalah jumlah tahanan gesek dinding tiang dan tahanan ujungnya. Besaran tahanan gesek tiang tergantung dari bahan dan bentuk tiang. Umumnya, bila tanah homogen, tahanan gesek dinding yang berupa adhesi antara dinding tiang dan tanah akan berpengaruh besar pada kapasitas ultimitnya (Hardiyatmo, 2008).

a. Tahanan ujung ultimit

Bila tiang terletak di dalam tanah lempung, kapasitas tiang dihitung pada kondisi pembebanan tak terdrainase (*undrained*), kecuali jika lempung termaksud jenis lempung terkonsolidasi-berlebihan (*highly overconsolidated*). Jika lempung dalam kondisi jenuh, maka $\varphi_u = 0^\circ$. Karena itu, sudut gesek antara dinding tiang dan tanah (δ) sama dengan nol. Karena $\varphi_u = 0$, maka $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$. Maka, persamaan tahanan ujung ultimit, akan menjadi :

$$Q_b = A_b (c_b N_c + p_b) \quad (3.2)$$

dengan,

Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m²)

c_b = kohesi pada kondisi tak terdrainase (*undrained*) tanah yang terletak di bawah ujung tiang yang nilainya diambil dari contoh tak terganggu (kN/m²)

N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari φ)

p_b = tekanan *overburden* ujung bawah tiang (kN/m²)

N_c umumnya diambil sama dengan 9 (Skempton, 1959).

Untuk lempung retak-retak, c_b harus diambil dari kuat geser lempung retak-retak. Reduksi akibat pelonggaran tanah perlu diberikan, karena pengaruh ini mengurangi kontak antara dinding tiang dan tanah.

b. Tahanan gesek dinding ultimit

Bila tiang didalam tanah kohesif, rumus tahanan gesek dinding ultimit adalah :

$$Q_s = c_d A_s \quad (3.3)$$

dengan,

A_s = luas selimut tiang (m²)

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

Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN)

Adhesi antara dinding tiang dan tanah didefinisikan sebagai :

$$c_d = \alpha_d c_u \quad (3.4)$$

dengan α_d = faktor adhesi dan c_u = kohesi tak terdrainase. Faktor adhesi (α_d) sebaiknya didasarkan pada kuat geser tanah tak terganggu (*undisturbed sample*).

Dari persamaan (3.4), tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_s = \alpha_d c_u A_s \quad (3.5)$$

Dengan memberikan faktor koreksi untuk tiang yang berdiameter tidak seragam di sepanjang tiangnya (meruncing), maka:

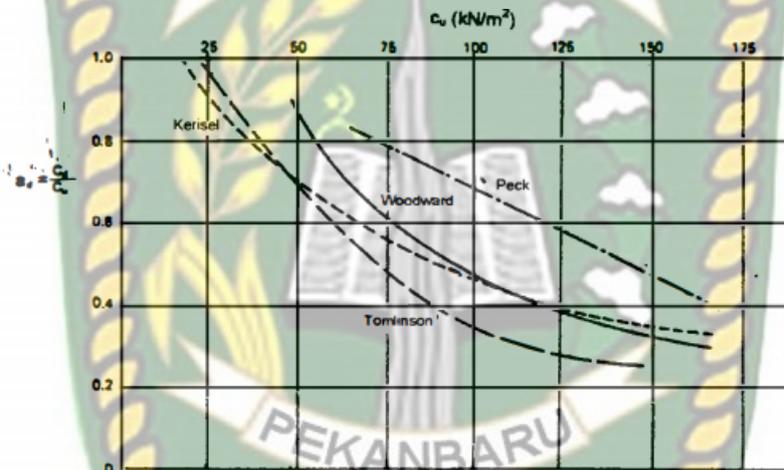
$$Q_s = F_w \alpha_d c_u A_s \quad (3.6)$$

Dengan F_w adalah faktor bentuk tiang yang sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam dan 1,2 untuk tiang yang meruncing pada tanah kohesif (*Simons dan Menzies, 1977*)

Jika kuat geser tanah lempung bertambah dengan kedalamannya, maka nilai kohesi tak terdrainase (c_u) rata-rata diambil di sepanjang tiang. Bila tanah terdiri dari lempung yang berbeda konsistensinya (lempung lunak di atas lempung kaku), gesekan dinding harus dihitung terpisah pada tiap lapisan, yaitu dengan menggunakan faktor adhesi yang sesuai. Untuk tiang yang dipancang pada tanah

lempung yang mudah susut, tiang harus dibebaskan dari pengaruh kembang susut tanah.

Faktor adhesi tiang pancang (α_d) dalam tanah lempung telah diteliti oleh Peck (1958), Woodward, Nordlund dan Boitano (1961) dan Tomlinson (1963). Untuk tiang pancang, sifat-sifat khusus hubungan c_d/c_u atau α_d dan c_u yang disimpulkan dari beberapa peneliti oleh McClelland (1974) ditunjukkan dalam Gambar 3.2. Dalam gambar ini terlihat bahwa untuk lempung lunak c_d/c_u mendekati 1. Namun, untuk lempung kaku diperoleh nilai yang sangat berbeda-beda oleh pengaruh celah yang terbentuk pada waktu pemancangan tiang.



Gambar 3.2. Faktor Adhesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (McClelland,1974)(Hardiyatmo, 2008)

Estimasi adhesi ultimit (α_d) untuk tiang-tiang yang dipancang dalam tanah lempung, yang disarankan oleh Tomlinson (1963), ditunjukkan dalam Tabel 3.3.

Tabel 3.3. Adhesi Ultimit (c_d) Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1963)

BAHAN TIANG	KOHESI (c_u) (k/ft^2)	ADHESI ULTIMIT (c_d) (k/ft^2)
Beton dan Kayu	0 – 0,75	0 – 0,70
	0,75 – 1,50	0,70 – 1,00
	1,50 – 3,00	1,00 – 1,30

Tabel Lanjutan 3.3

BAHAN TIANG	KOHESI (c_u) (k/ft ²)	ADHESI ULTIMIT (c_a) (k/ft ²)
Baja	0 – 0,75	0 – 0,70
	0,75 – 1,50	0,70 – 1,00
	1,50 – 3,00	1,00 – 1,20

Catatan : 1 k/ft² = 0,488 kg/cm² = 47,8 kN/m²

Dari persamaan-persamaan tahanan ujung dan gesek dinding tiang yang telah diperoleh, persamaan kapasitas ultimit untuk tiang dalam tanah kohesif yang didasarkan pada Persamaan (3.2) dan (3.3) adalah :

$$Q_u = A_b (c_b N_c + p_b) + F_w \alpha_d c_u A_s - W_p \quad (3.7)$$

Karena berat sendiri tiang (W_p) mendekati sama dengan berat tanah yang dipindahkan akibat adanya tiang, maka $A_b p_b$ dapat dianggap sama dengan W_p . oleh karena itu Persamaan (3.7) akan menjadi :

$$Q_u = A_b c_b N_c + F_w \alpha_d c_u A_s \quad (3.8)$$

dengan,

Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

A_b = luas penampang ujung bawah tiang (m²)

c_b = kohesi tak terdrainase (undrained) tanah di bawah dasar tiang (kN/m²)

N_c = faktor kapasitas dukung

A_s = luas selimut tiang (m²)

α_d = faktor adhesi

c_u = kohesi tak terdrainase di sepanjang tiang (kN/m²)

F_w = faktor bentuk tiang yang sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam

3.7.1. Metode Tomlinson

Dalam metode Tomlinson (1977), tahanan ujung tiang dan tahanan gesek tiang juga dinyatakan oleh:

$$Q_b = A_b q_c \quad (3.9)$$

$$Q_s = c_d A_s \quad (3.10)$$

$$c_d = \alpha_d c_u \quad (3.11)$$

dengan,

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s = luas selimut tiang (cm^2)

c_d = adhesi antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya (kN/m^2)

α_d = faktor adhesi

c_u = kohesi tak terdrainase

$q_c = f_b$ = tahanan konus (kg/cm^2)

Kapasitas ultimit tiang pancang, dinyatakan dalam :

$$Q_u = A_b q_c + A_s \alpha_d c_u \quad (3.12)$$

dengan,

Q_u = kapasitas ultimit tiang pancang (kN)

A_b = luas ujung bawah tiang (cm^2)

A_s = luas selimut tiang (cm^2)

α_d = faktor adhesi

c_u = kohesi tak terdrainase

$q_c = f_b$ = tahanan konus (kg/cm^2)

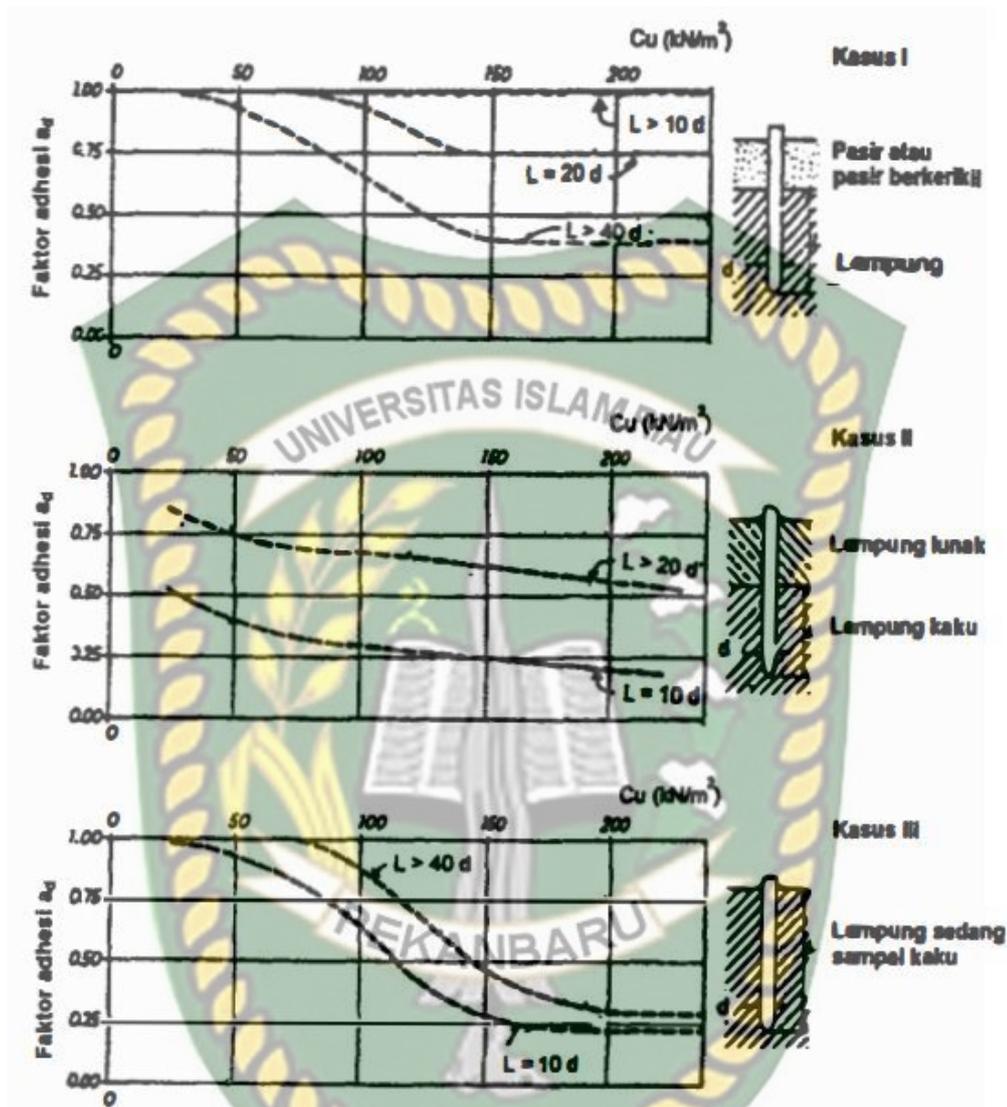
Untuk faktor adhesi, Tomlinson (1977) memperhatikan pengaruh bentuk-bentuk lapisan tanah seperti yang diperlihatkan dalam Gambar 3.3.

Dalam kasus I, tiang pancang dalam tanah pasir atau tanah berpasir yang terletak di atas lapisan lempung kaku. Celah yang cenderung terbentuk di antara sisi tiang dan tanah di sekitarnya, terisi oleh bahan granular dengan tidak ada tahanan gesek dinding yang hiang.

Dalam kasus II, yaitu tanah lempung lunak yang terletak di atas lempung kaku, desakan lempung lunak ke bawah mengisi celah di antara dinding dan tanah lempung kaku di sekitarnya, karena itu mengurangi nilai gesekan dinding.

Dalam kasus III, tiang dipancang pada lempung kaku yang homogen. Celah yang terbentuk terdapat di sekeliling bagian atas tiang. Pada bagian ini tidak ada gesekan dinding yang bekerja. Makin dangkal penembusan tiang dan makin kaku lempungnya, semakin besar pula celah yang terbentuk.

Dari kasus-kasus I – III, terlihat bahwa faktor adhesi tertinggi diperoleh dalam kasus I. Tomlinson (1977) menyatakan, hasil hitungan mungkin akan memberikan faktor adhesi yang terlalu tinggi untuk tiang dengan penetrasi yang dangkal ke dalam lapisan lempung kaku untuk kasus-kasus yang identic dengan kasus II, dan sebaliknya memberikan hasil hitungan yang sangat aman untuk kasus-kasus I. Tanah lempung lunak dan lanau lunak sensitif terhadap pengaruh perubahan bentuk akibat pemancangan tiang. Karena itu, tergantung dari sensitifitas tanah, kuat gesernya akan turun pada daerah di sekitar tiang yang berakibat turunnya tahanan gesek sisi tiang.



Gambar 3.3 Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesif Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1977).(Hardiyatmo, 2008)

3.7.2. Metode deRuijter dan Beringen

a. Tahanan ujung

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

$$f_b = 5 c_u ; \text{dibatasi } f_b \leq 150 \text{ kg/cm}^2 (15000 \text{ kN/m}^2) \quad (3.11)$$

$$c_u = \frac{qc}{Nk} \quad (3.13)$$

dengan,

f_b = tahanan ujung satuan, maksimum 150 kg/cm² (15000 kN/m²)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

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

b. Tahanan gesek

Untuk tiang 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 kohesif tak terdrainase ($c_u = q_c/20 = 0,05 q_c$) :

$$f_s = \alpha c_u = \alpha q_c / N_k \quad (3.14)$$

dengan,

f_s = tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum 1,2 150 kg/cm² (120 kPa)

c_u = kohesi tak terdrainase (*undrained*)

α = faktor adhesi, diambil untuk lempung terkonsolidasi normal, dan 0,5 untuk lempung terkonsolidasi berlebihan

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

Kapasitas ultimit tiang pancang, dinyatakan dalam :

$$Q_u = A_b f_b + A_s f_s \quad (3.15)$$

dengan,

Q_u = kapasitas ultimit tiang pancang (kN)

A_b = luas ujung bawah tiang (cm²)

A_s = luas selimut tiang (cm²)

f_b = tahanan ujung satuan, maksimum 150 kg/cm² (15000 kN/m²)

f_s = tahanan gesek satuan, dengan nilai maksimum 1,2 150 kg/cm² (120 kPa)

3.7.3. Metode Bagemann

Untuk tiang dalam tanah kohesif, umumnya, tahanan konus (q_c) dihubungkan dengan kohesi *tak terdrainase* (*undrained cohesion*) (c_u), yaitu (Bagemann)

$$C_u N_k = q_c \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.16)$$

Nilai N_k berkisaran diantara 10 sampai 30, tergantung dari sensitivitas, kompresibilitas dan adhesi antara tanah dan mata sondir. Dalam hitungan biasanya N_k diambil antara 15 sampai 20. Tahanan ujung tiang diambil pada nilai q_c rata-rata yang dihitung dari $8d$ diatas dasar tiang sampai $4d$ dibawah dasar tiang. Tahanan gesek per satuan luas (f_s) dari tiang pancang, secara aman, dapat diambil sama dengan tahanan gesek sisi konus (q_f) (Bagemann,1965), atau

$$f_s = q_f \text{ (kg/cm}^2\text{)} \quad (3.117)$$

Kapasitas ultimit tiang pancang, dinyatakan dalam :

$$Q_u = A_b q_c + A_s q_f \quad (3.18)$$

dengan,

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

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

$$q_c = f_b = \text{tahanan konus (kg/cm}^2\text{)}$$

$$q_f = \text{tahanan gesek sisi konus (kg/cm}^2\text{)}$$

3.7.4. Faktor Aman Tiang Uji Sondir

Dari hasil hitungan kapasitas tiang ultimit (Q_u), dihitung nilai kapasitas dukung ijin (Q_a) dengan cara membagi Q_u dengan faktor aman (F) sama dengan 2,5 – 3. Nilai Q_a yang terhitung, kemudian dicek terhadap kekuatan bahan tiang. Jika setelah dikalikan dengan jumlah tiang, kapsitas ijin yang diperoleh lebih kecil dari beban total struktur, maka kedalaman tiang harus ditambah untuk menaikan tahanan gesek dinding dan tahanan ujungnya (dengan mempertimbangkan pula kekuatan bahan tiang). Cara lain, yaitu dengan memperbesar ujung tiang. Akan tetapi perlu diingat bahwa tiang pancang dengan pembesaran ujung akan memperkecil tahanan gesek dindingnya. Jika tiang diperbesar pada ujungnya, untuk mencapai tahanan ujung ultimit yang optimal, maka tiang harus dipancang cukup

dalam ke dalam lapisan pendukung yang dipilih berdasarkan nilai tahanan kerucutnya.

Di Belanda faktor aman yang digunakan untuk menentukan kapasitas dukung ijin tiang yang diperoleh dari data uji sondir bergantung pada macam tiang, dan berkisaran di antara 1,7 sampai 2,5, seperti ditunjukkan dalam Tabel 3.5.

Tabel 3.4. Faktor Aman Tiang Pancang Dari Uji Sondir Digunakan Di Belanda

BAHAN TIANG	FAKTOR AMAN
Kayu	1,7
Beton Pracetak (<i>precast concrete</i>), diameter seragam	2,0
Beton Pracetak (<i>precast concrete</i>), dasarnya diperbesar	2,5

Nilai tahanan konus (q_c) tidak bisa digunakan untuk menghitung tahanan ujung tiang bor cor ditempat, karena adanya pengaruh pelonggaran/gangguan tanah oleh akibat proses pengeboran. Selain itu, suatu faktor yang memperhitungkan pengaruh tekanan overburden pada q_c (dan juga gesekan lokal) juga harus diberikan pada hitungan tahanan gesek tiang. Perubahan *overburden* bisa disebabkan oleh penggalian, gerusan dasar sungai atau tambahan beban akibat timbunan di permukaan tanah.

3.8. Kapasitas Dukung Kelompok Tiang

Kapasitas kelompok tiang tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan pendukung yang mudah mampat atau dipancang pada lapisan tanah yang tidak mampat, namun di bawahnya terdapat lapisan lunak (Hardiyatmo, 2008). Dalam kondisi tersebut, stabilitas kelompok tiang tergantung dari dua hal, yaitu :

1. Kapasitas dukung tanah di sekitar dan di bawah kelompok tiang dalam mendukung beban total struktur.
2. Pengaruh penurunan konsolidasi tanah yang terletak di bawah kelompok tiang.

Cara pemasangan tiang, seperti : dipancang, dibor, digetarkan atau ditekan, akan berpengaruh kecil pada dua hal tersebut diatas. Penurunan kelompok tiang sama dengan penurunan tiang tunggal, jika dasar kelompok tiang terletak pada lapisan keras.

Jika tiang-tiang dipancang pada lapisan yang agak kuat tapi dapat mampat (misalnya lempung kaku), atau dipancang pada lapisan yang tidak mudah mampat (misalnya pasir padat), tetapi lapisan tersebut berada di atas lapisan tanah lunak, maka kapasitas kelompok tiang mungkin lebih rendah dari jumlah kapasitas masing-masing tiang. Hal ini, karena kapasitas ijin pondasi tiang akan dibatasi oleh penurunan toleransi.

Lapisan tanah padat tidak mengalami tekanan yang besar pada tiang tunggal, tetapi ketika seluruh tiang pada kelompok tiang dibebani, zona tertekan berkembang sampai tanah lunak sehingga dapat mengakibatkan penurunan yang besar atau bahkan keruntuhan bangunan yang didukung oleh kelompok tiang tersebut.

3.8.1. Kapasitas Dukung

Dalam kasus dimana pondasi tiang secara keseluruhan berada dalam tanah lempung lunak, maka tiang-tiang dalam mendukung beban sebagian besar didukung oleh tahanan geseknya. Kondisi pondasi semacam ini, disebut pondasi *tiang apung (floating pile)*.

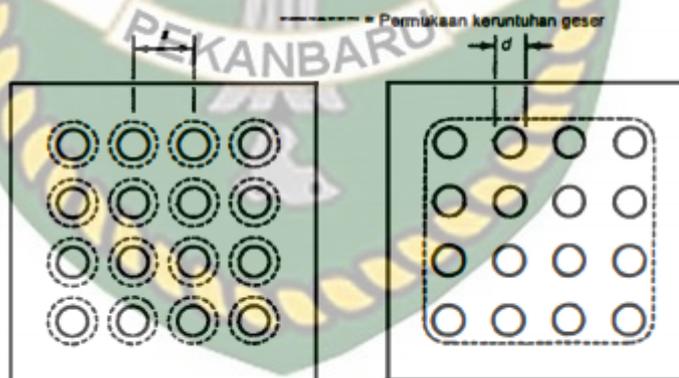
Kapasitas kelompok tiang apung dipengaruhi oleh salah satu faktor berikut ini (Coduto, 1994) (Hardiyatmo, 2008) :

- (1) Jumlah kapasitas tiang tunggal dalam kelompok tiang, bila jarak tiang jauh, atau
- (2) Tahanan gesek tiang yang dikembangkan oleh gesekan antara bagian luar kelompok tiang dengan tanah di sekelilingnya, jika jarak tiang terlalu dekat.

Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah di antara tiang tidak bergerak sama sekali, ketika tiang bergerak ke bawah oleh akibat beban yang bekerja (Gambar 3.4a). Tetapi, jika jarak tiang-tiang terlalu dekat, saat tiang turun oleh akibat beban, tanah di antara tiang-tiang juga ikut turun. Pada kondisi ini,

kelompok tiang dapat dianggap sebagai satu tiang besar yang dibentuk oleh kelompok tiang dan tanah yang terkandung di dalamnya, dengan lebar yang sama dengan lebar kelompok tiang. Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut *keruntuhan blok* (Gambar 3.4b). Jadi, pada keruntuhan blok, tanah yang terletak di antara tiang bergerak ke bawah Bersama-sama dengan tiangnya. Mekanisme keruntuhan yang demikian dapat terjadi pada tipe-tipe tiang pancang maupun tiang bor.

Untuk panjang dan jumlah tiang tertentu dalam suatu kelompok, terdapat suatu jarak kritis, di mana mekanisme keruntuhan berubah dari bentuk keruntuhan blok menjadi bentuk keruntuhan tiang tunggal. Untuk jarak tiang yang kurang dari jarak kritisnya, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh (bidang gelincir) yang mengelilingi kelompok tiang-tiang (Gambar 3.4b). Untuk jarak tiang yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan lempungnya, sehingga terjadi gerakan relatif antara tanah lempung dan tiang-tiang (Gambar 3.4a). Jarak kritis tiang-tiang bertambah, jika jumlah tiang dalam kelompoknya bertambah.



Gambar 3.4 Tipe Keruntuhan Dalam Kelompok Tiang
(Coduto,1994)(Hardiyatmo, 2008)

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

1. Pelat penutup tiang (pile cap) sangat kaku.
2. Tanah yang berada di dalam kelompok tiang-tiang berkelakuan seperti blok padat.

Dengan asumsi-asumsi tersebut, keseluruhan blok dapat dianggap sebagai pondasi dalam (Gambar 3.5), dengan kapasitas ultimit yang dinyatakan oleh persamaan (Terzaghi dan Peck, 1948) :

$$Q_g = 2D(B + L)c_u + 1,3 c_b N_c BL \quad (3.19)$$

dengan.

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

c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m^2)

c_b = kohesi tanah di bawah dasar kelompok tiang (kN/m^2)

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

L = panjang kelompok tiang (m)

D = kedalaman tiang dibawah permukaan tanah (m)

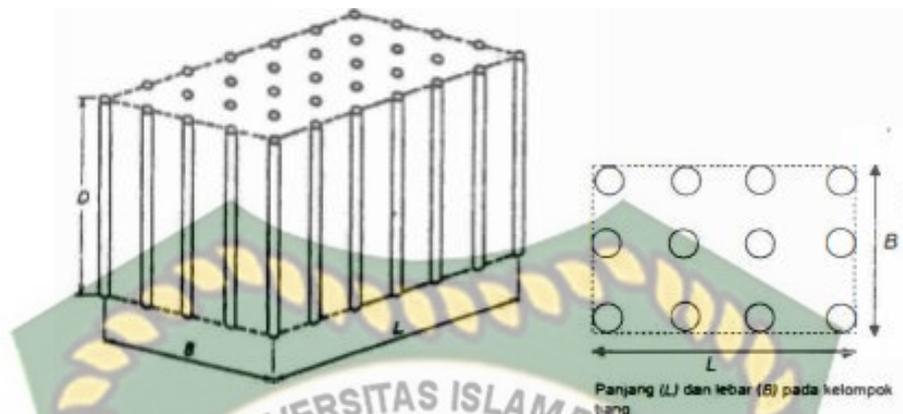
N_c = faktor kapasitas dukung

Faktor pengali 1,3 pada suku persamaan 3.15 adalah untuk luasan kelompok tiang yang berbentuk empat persegi Panjang. Untuk bentuk-bentuk luasan yang lain dapat disesuaikan dengan persamaan-persamaan kapasitas dukung Terzaghi untuk pondasi dangkal.

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

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

Umumnya model keruntuhan terjadi bila rasio jarak tiang dibagi diameter (s/d) sekitar kurang dari 2. Whitaker (1957) memperlihatkan bahwa keruntuhan blok terjadi pada jarak $1,5d$ untuk kelompok tiang yang berjumlah 3×3 , dan lebih kecil dari $2,25d$ untuk tiang yang berjumlah 9×9 . Untuk jarak tiang yang lebih besar, keruntuhan yang terjadi oleh akibat runtuhnya tiang tunggal.



Gambar 3.5 Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok.

3.8.2. Efisiensi Tiang Dalam Tanah Kohesif

Teori dan pengamatan telah menunjukkan, bahwa kapasitas total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil dari pada hasil kali kapasitas tiang tunggal dikalikan jumlah tiang dalam kelompoknya. Jadi, di sini besarnya kapasitas total menjadi tereduksi dengan nilai reduksi yang tergantung dari ukuran, bentuk kelompok, jarak, dan panjang tiangnya. Nilai pengali terhadap kapasitas dukung ultimit tiang tunggal dengan memperhatikan pengaruh kelompok tiang, disebut *efisiensi tiang* (E_g).

Menurut Coduto (1983) (Hardiyatmo, 2008), efisiensi tiang bergantung pada beberapa faktor, antara lain :

- (1) Jumlah, panjang, diameter, susunan dan jarak tiang.
- (2) Model transfer beban (tahanan gesek terhadap tahanan dukung ujung).
- (3) Prosedur pelaksanaan pemasangan tiang.
- (4) Urutan pemasangan tiang.
- (5) Macam tanah.
- (6) Waktu setelah pemasangan tiang.
- (7) Interaksi antara pelat penutup tiang (*pile cap*) dengan tanah.
- (8) Arah dari beban yang bekerja.

Beberapa persamaan efisiensi tiang telah diusulkan untuk menghitung kapasitas kelompok tiang, namun semuanya hanya pendekatan. Persamaan-persamaan yang diusulkan didasarkan pada susunan tiang, jarak relatif dan

diameter tiang, dengan mengabaikan Panjang tiang, variasi bentuk tiang yang meruncing, variasi sifat tanah dengan kedalaman dan pengaruh muka air tanah. Salah satu dari persamaan-persamaan efisiensi tiang tersebut, yang disarankan oleh *Converse-Labarre formula* (Hardiyatmo, 2008), sebagai berikut:

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n'-1)m+(m-1)n'}{90 mn'} \quad (3.20)$$

dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

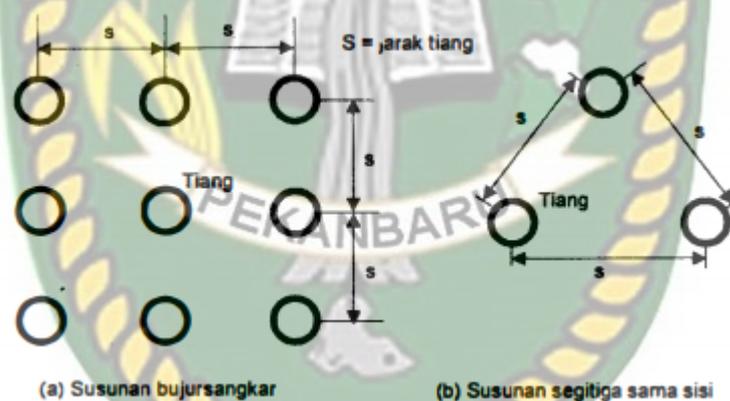
m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = $\text{arc tg } d/s$, dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (lihat Gambar 3.6)

d = diameter tiang



Gambar 3.6 Definisi Jarak s Dalam Hitungan Efisiensi Tiang.(Hardiyatmo, 2008)

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai:

$$E_g = \frac{Q_g}{nQ_a} \quad (3.21)$$

dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

Q_a = kapasitas ijin tiang tunggal

n = jumlah tiang dalam kelompok

Jumlah tiang kelompok didefinisikan sebagai berikut:

$$n = \frac{P_{maks}}{E_g Q_a} \quad (3.22)$$

dengan,

P_{maks} = beban maksimum terhadap pile cap

Q_a = kapasitas ijin tiang tunggal

kapasitas ultimit kelompok tiang dengan memperhatikan faktor efisiensi tiang dinyatakan oleh persamaan (untuk jarak tiang-tiang kira-kira $2,25d$ atau lebih):

$$Q_g = E_g n Q_a \quad (3.23)$$

dengan,

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan

E_g = efisiensi kelompok tiang

Q_a = kapasitas ijin tiang tunggal

n = jumlah tiang dalam kelompok

Perubahan bentuk tanah karena proses pemancangan atau pengeboran, hanya terjadi pada jarak relatif kecil di sekeliling dan ujung tiang. Jadi, kohesi (c_u) tanah dasar sebaiknya diambil dari kuat geser tanah asli. Jika tiang dirancang untuk mendukung beban penuh pada waktu yang pendek sesudah pemancangan, maka sebaiknya pengambilan kohesi untuk tahanan gesek keliling kelompok tiang dihitung dengan mempertimbangkan pengaruh waktu yang dibutuhkan untuk pembentukan Kembali kuat geser tanah. Atau, bila digunakan kuat geser asli, beban penuh struktur dapat ditunda paling sedikit sampai 6 bulan (Tomlinson, 1963).

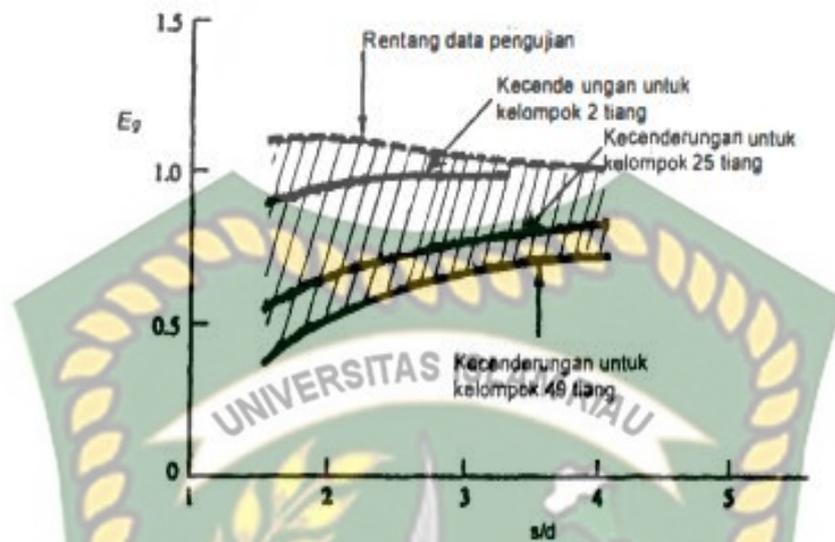
Pengujian model pada kelompok tiang yang berdiri sendiri-sendiri yang dilakukan oleh (Whitaker, 1957) menguatkan kondisi keruntuhan blok tersebut di atas. Untuk panjang dan jumlah tiang tertentu dalam kelompoknya, terdapat suatu jarak kritis dimana mekanisme keruntuhan berubah dari bentuk keruntuhan blok menjadi bentuk keruntuhan tiang tunggal. Untuk jarak tiang yang kurang dari jarak kritisnya, keruntuhan terjadi dengan bidang runtuh (bidang gelincir) yang lewat keliling kelompok tiang-tiang. Untuk jarak tiang yang besar, keruntuhan terjadi dengan masing-masing tiang menembus lapisan lempungnya. Sehingga, terjadi gerakan relatif antara tanah lempung dan tiang-tiang.

Penelitian yang dilakukan oleh beberapa peneliti, seperti: Whitaker (1957, 1960), Sower (1961), Saffery dan Tate (1961), Barden dan Monkton (1970), menunjukkan bahwa kapasitas kelompok tiang yang diberikan oleh Terzaghi dan Peck (Persamaan 3.15) menghasilkan nilai kapasitas terlalu besar dari kenyataan. Sebagai contoh, pada jarak tiang yang optimum, kapasitas ultimit yang diperoleh dari pengujian tiang hanya sekitar 70% dari hasil hitungan dengan persamaan tersebut.

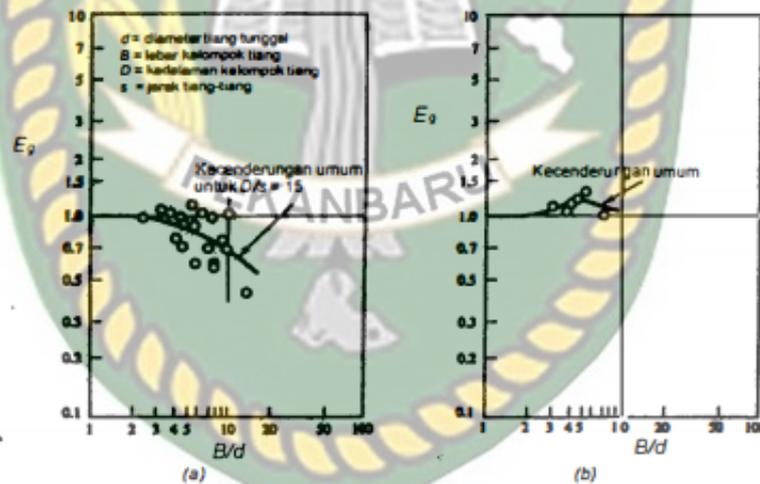
O'Neill (1983) mengumpulkan beberapa faktor efisiensi dari beberapa uji model tiang dalam tanah kohesif seperti ditunjukkan dalam Gambar 3.7. Terlihat bahwa faktor efisiensi selalu lebih kecil dari 1. Sedangkan hasil pengumpulan dari data uji model skala penuh di perlihatkan dalam Gambar 3.8. Hasil ini mempunyai kesamaan kecenderungan dengan uji model untuk pelat penutup tiang (pile cap) yang tidak menyentuh tanah. Tetapi untuk pelat penutup tiang yang menyentuh tanah, efisiensi bertambah besar. Hal ini disebabkan pada kondisi penutup tiang menyentuh tanah keruntuhan tiang menuju ke keruntuhan blok, jadi meningkatkan kapasitasnya. Namun penurunan yang dibutuhkan untuk terjadinya keruntuhan blok lebih besar.

Efisiensi kelompok tiang dalam tanah kohesif sangat dipengaruhi oleh kelebihan tekanan air pori (*excess pore pressure*) yang timbul akibat pemancangan, walaupun kelebihan tekanan air pori yang besar hanya terjadi di dekat tiang. Untuk tiang tunggal, kelebihan tekanan air pori hilang hanya beberapa hari setelah selesai pemancangan, sedangkan untuk kelompok tiang dapat sampai bertahun tahun (Gambar 3.9).

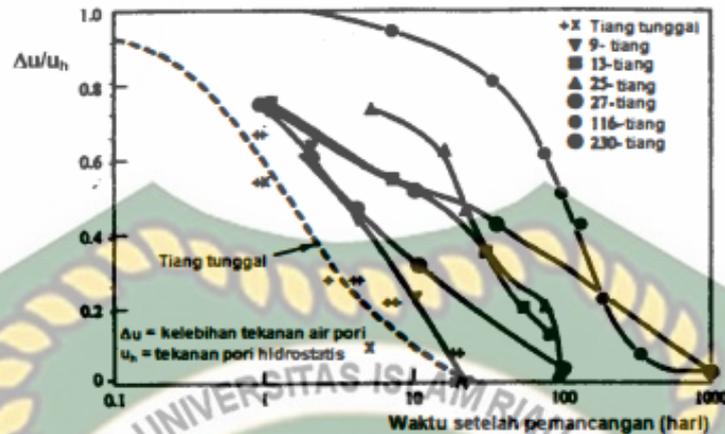
Deformasi aksial yang dibutuhkan untuk pengerahan tahanan gesek di sekeliling kelompok tiang sangat kecil dibandingkan dengan deformasi yang dibutuhkan untuk pengerahan tahanan dasar kelompok tiang (yaitu sekitar 5 – 10% atau lebih dari lebar kelompok tiang). Deformasi ini sangat besar dan tak mungkin digunakan dalam perancangan kapasitas dukung tanah di bawah kelompok tiang. Karena itu, Brom (1976) menyarankan bahwa dalam hitungan kapasitas kelompok tiang apung (*floating pile*), tahanan dasar dari kelompok tiang sebaiknya diabaikan dan dengan pertimbangan ini faktor aman yang relatif rendah dapat digunakan.



Gambar 3.7 Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Kohesif Dari Uji Model Tiang Pada Beban Vertikal. (O'Neill, 1983). (Hardiyatmo, 2008)



Gambar 3.8 Efisiensi Kelompok Tiang Pada Tanah Kohesif Dari Uji Tiang Skala Penuh Pada Beban Vertikal (a) Pelat Penutup Tiang Tidak Menyentuh Tanah (b) Pelat Penutup Tiang Menyentuh Tanah (O'Neill, 1983). (Hardiyatmo, 2008)



Gambar 3.9 Pengukuran Tekanan Kelebihan Air Pori di Sekitar Kelompok Tiang (O'Neill, 1983).(Hardiyatmo, 2008)

Untuk tiang gesek yang berada dalam tanah lempung, Kerisel (1967) mengusulkan faktor efisiensi kapasitas kelompok tiang, seperti yang disajikan dalam Tabel 3.6.

Canadian Nasional Building Code menyarankan faktor efisiensi $E_g = 0,7$ untuk tiang yang berjarak $2,5d$ sampai $4d$.

Dalam kasus-kasus tertentu, kapasitas tiang lebih dipengaruhi oleh pertimbangan penurunan konsolidasi (*consolidation settlement*) dan penurunan segera (*immediate settlement*) dari kelompok tiangnya. Dalam hal ini, pengaruh efisiensi kelompok tiang hanya sebagai petunjuk awal untuk mengetahui jumlah tiang yang di butuhkan pada beban penuh dari struktur.

Tabel 3.5 Faktor efisiensi untul kelompok tiang dalam tanah lempung (d = diameter tiang) (Kerisel, 1967)(Hardiyatmo, 2008)

JARAK PUSAT KE PUSAT TIANG	FAKTOR EFISIENSI (E_g)
10d	1
8d	0,95
6d	0,90
5d	0,85
4d	0,75
3d	0,65
2,5d	0,55

BAB IV

METODOLOGI 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 Tugas Akhir ini yaitu mengambil lokasi Pembangunan Gedung Perkuliahan salah satu Sekolah Tinggi di Pekanbaru. Bangunan Gedung dibangun sebanyak 3 lantai, Pada lantai atas gedung difungsikan sebagai Auditorium, pada lantai 1 – 2 difungsikan sebagai gedung perkuliahan, dan Gedung ini memiliki Basement. Pondasi yang digunakan adalah pondasi tiang pancang kelompok berbentuk segitiga.

4.2. Metode Peneletian

Jenis penelitian yang digunakan adalah studi literatur. Metode studi literatur adalah serangkaian kegiatan yang berkenaan dengan metode pengumpulan data Pustaka, membaca dan mencatat, serta mengelolah bahan penelitian (Zed, 2008:3).

Metode analisis yang digunakan pada penelitian ini adalah metode Tomlinson 1977, metode deRuiter & Beringen, metode Bagemann, dan efisiensi untuk tiang kelompok menggunakan saran dari *Converse – Labarre formula*. Metode ini adalah salah satu metode yang cocok diterapkan untuk menghitung kapasitas daya dukung pada tanah kohesif.

4.3. Tahapan Pelaksanaan Penelitian

Dalam pelaksanaan penelitian perlunya tahapan-tahapan agar mudah sewaktu mengerjakannya. Adapun tahapan-tahapan penelitian ini secara umum dapat dilihat pada Gambar 4.1 dan Gambar 4.2 dengan detailnya sebagai berikut:

1. 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) di lokasi pengambilan sampel tanah tersebut. Data struktur didapat dari hasil peneliti sebelumnya, data gambar struktur berupa denah kolom, balok, dan plat lantai beserta detail gambar.

2. Analisa Data

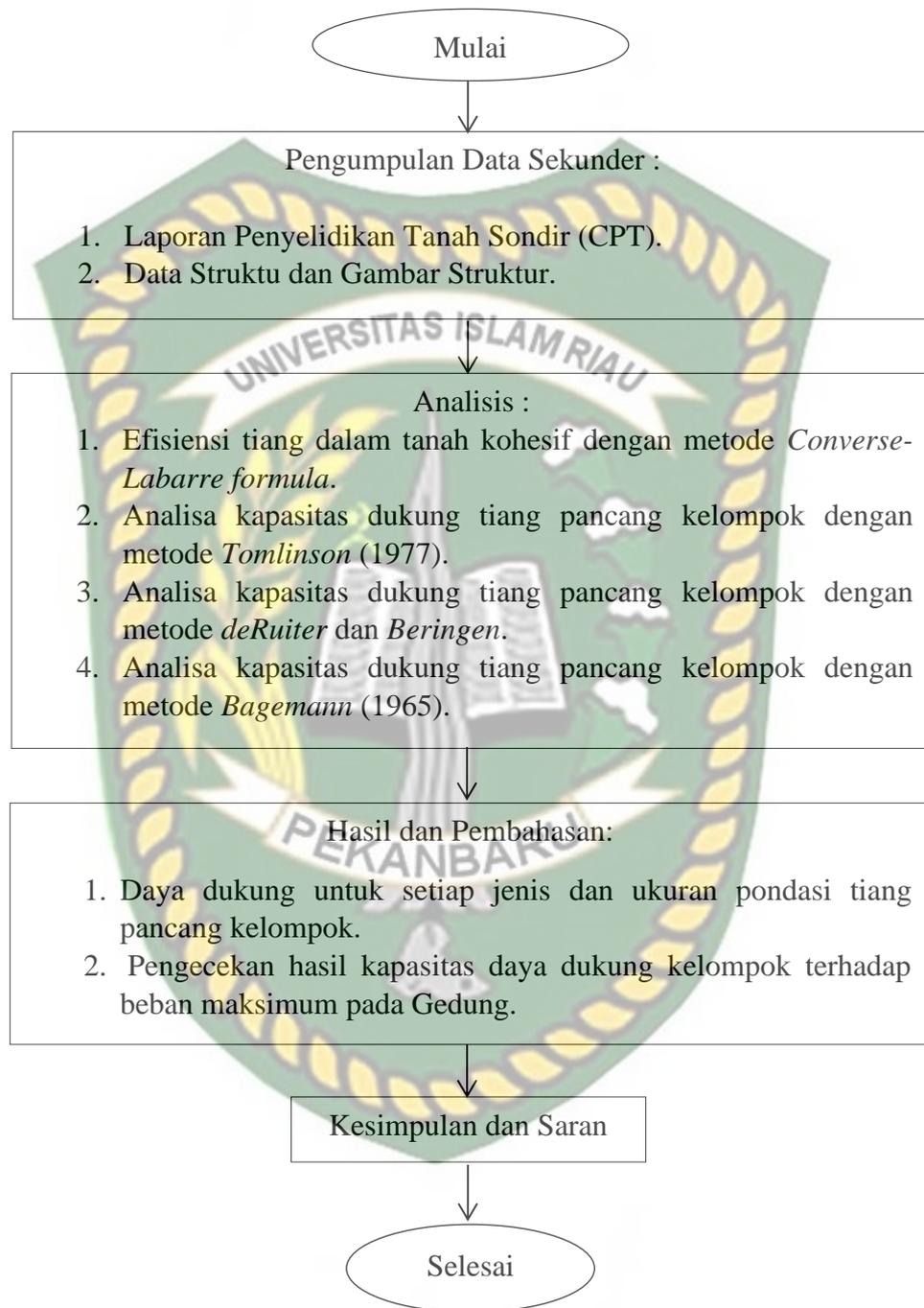
Data yang telah diperoleh seperti data struktur akan di analisa dan diperoleh beban rencana pada setiap pondasi, sementara untuk data hasil Sondir dan kedalaman tiang yang terpancang akan di Analisa untuk mendapatkan kapasitas dukung tiang dengan metode *Tomlinson*, *deRuiter* dan *Beringen*, *Bagemann*, serta efisiensi tiang kelompok saran dari *Converse-Labarre formula*.

3. Hasil dan Pembahasan

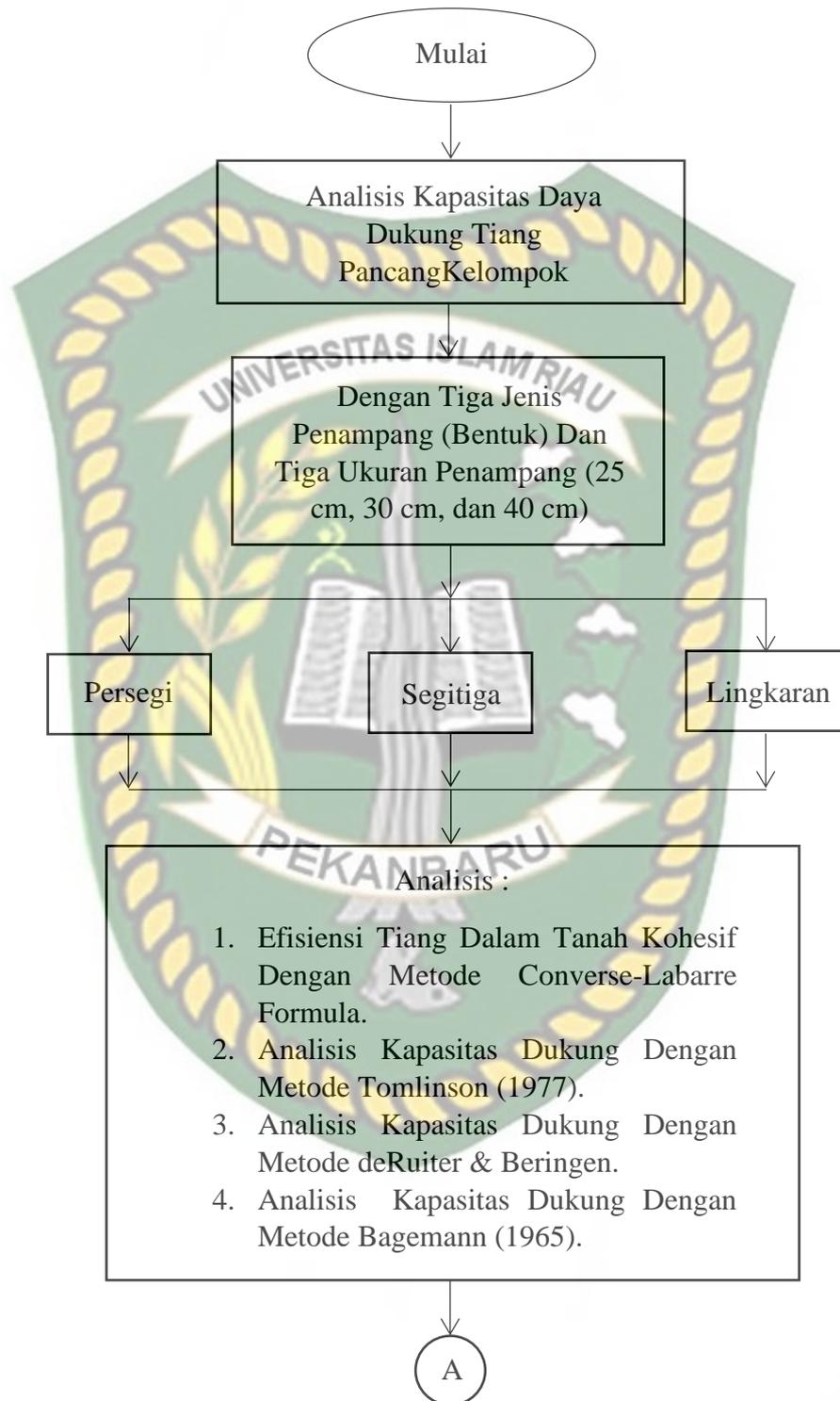
Setelah dilakukan analisa, maka didapatkan kapasitas dukung tiang pancang, pada bab Hasil dan Pembahasan dari data Sondir untuk menghitung kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Tomlinson (1977), deRuiter dan Beringen, dan Bagemann (1965) serta kapasitas daya dukung kelompok tiang dengan efisiensi tiang kelompok saran dari *Converse-Labarre formula* pada tanah kohesif terhadap beban P_{maks} dari struktur atasnya.

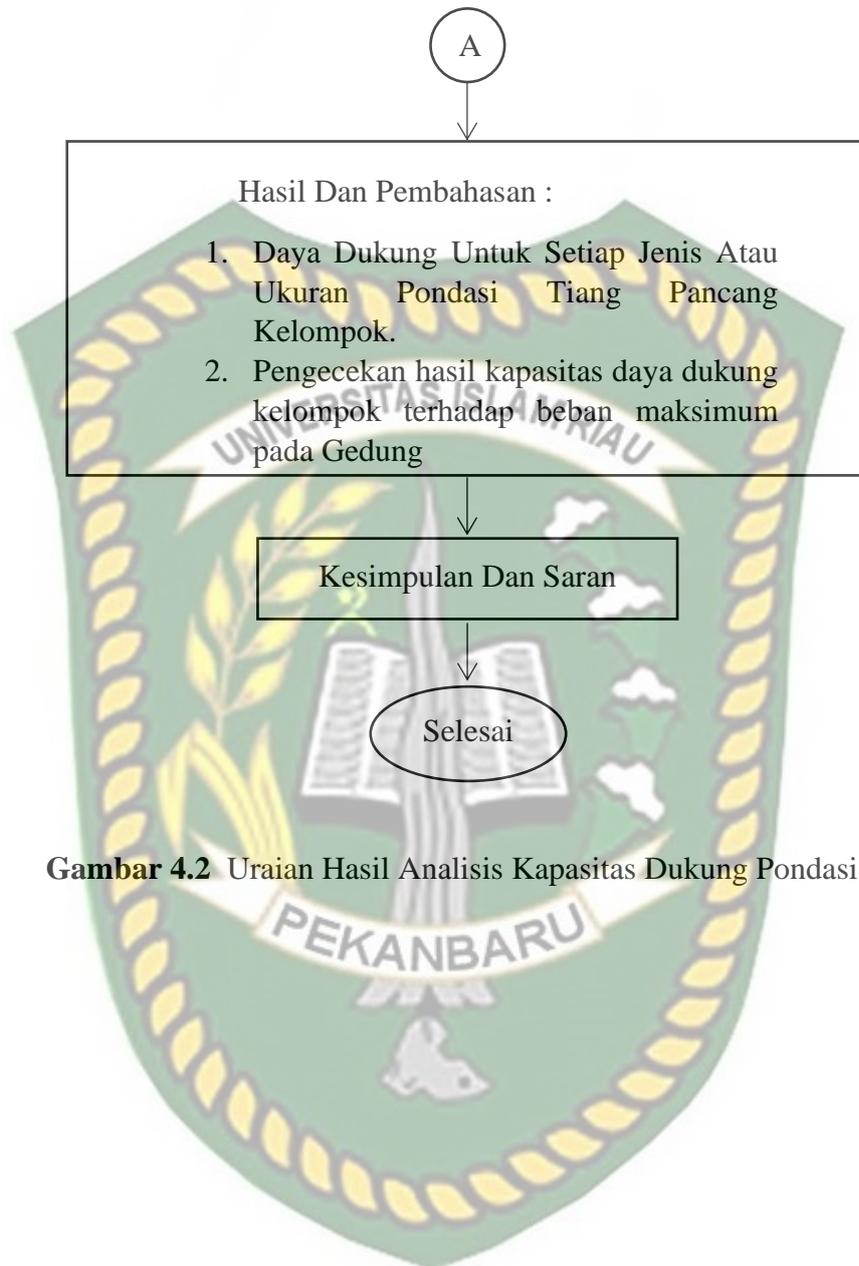
4. Kesimpulan dan Saran

Setelah dijabarkan hasil analisa, maka tahap terakhir dari penelitian ialah menyimpulkan, kesimpulan pada kapasitas dukung tiang kelompok yang direncanakan



Gambar 4.1. Bagan Alir Penelitian





Gambar 4.2 Uraian Hasil Analisis Kapasitas Dukung Pondasi

4.4. Cara Analisis Data

Dalam penelitian ini, peneliti menganalisis data sebagai berikut:

1. Mengolah Data Tanah, dimana data tanah yang digunakan adalah data hasil dari penyelidikan tanah lapangan yaitu CPT (*Cone Penetration test*).
2. Analisis kapasitas daya dukung tiang tunggal bentuk penampang segitiga dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.
3. Analisis kapasitas daya dukung tiang tunggal bentuk penampang persegi dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.
4. Analisis kapasitas daya dukung tiang tunggal bentuk penampang lingkaran dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.
5. Analisis efisiensi tiang pancang kelompok bentuk penampang persegi, segitiga, dan lingkaran dengan jumlah tiang kelompok sebanyak 4 tiang, menggunakan saran dari *Converse-Labarre formula*.
6. Analisis kapasitas daya dukung tiang kelompok bentuk penampang segitiga dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.
7. Analisis kapasitas daya dukung tiang kelompok bentuk penampang persegi dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.

8. Analisis kapasitas daya dukung tiang kelompok bentuk penampang lingkaran dengan ukuran penampang 25 cm x 25 cm, 30 cm x 30 cm, dan 40 cm x 40 cm menggunakan metode Tomlinson 1977, metode deRuitter & Beringen, dan metode Bagemann.



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

Perpustakaan Universitas Islam Riau

BAB V

HASIL DAN PEMBAHASAN

5.1. Deskripsi Umum

Pada Bab Hasil dan Pembahasan ini, peneliti menjabarkan hasil pengolahan data, kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan efisiensi tiang dalam tanah kohesif, kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Tomlinson 1977, kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode deRuijter & Beringen, kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Bagemann, pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Tomlinson 1977 terhadap beban maksimum, pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode deRuijter & Beringen terhadap beban maksimum, pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Bagemann terhadap beban maksimum.

5.2. Hasil Pengolahan Data

Hasil pengolahan data yakni data sondir yang telah di rata-ratakan dari data sondir pada Lampiran B – 3. Nilai *Cone Resistance* (q_c) dan *Local Side Friction* (q_f).

Tabel 5.1 Nilai *Cone Resistance* (q_c) dan *Local Side Friction* (q_f).

KEDALAMAN z (m)	q_c RATA - RATA (kg/cm ²)	q_f RATA - RATA (kg/cm ²)
0 – 3	2,5	0,09
3 – 6	4,25	0,16
6 – 9	10,75	0,33
9 – 12	9,75	0,32
12 – 15	7,88	0,25
15 – 18	8,25	0,27

Tabel Lanjutan 5.1

KEDALAMAN z (m)	q _c RATA - RATA (kg/cm ²)	q _f RATA - RATA (kg/cm ²)
18 – 21	8,81	0,27
21 – 24	11,1	0,32
24 – 27	12,19	0,35
27 – 30	15,56	0,49

Dari Tabel 5.1. klasifikasi tanah berdasarkan (Robertson et al., 1986) pada kedalaman 0 m - 6 m, didapat jenis tanah lempung. Untuk kedalaman 6 m – 12 m, didapat jenis tanah lempung berlanau sampai lempung. Untuk kedalaman 12 m - 18 m, didapat jenis tanah lempung. Untuk kedalaman 18 m – 30 m, didapat jenis tanah lempung berlanau sampai lempung.

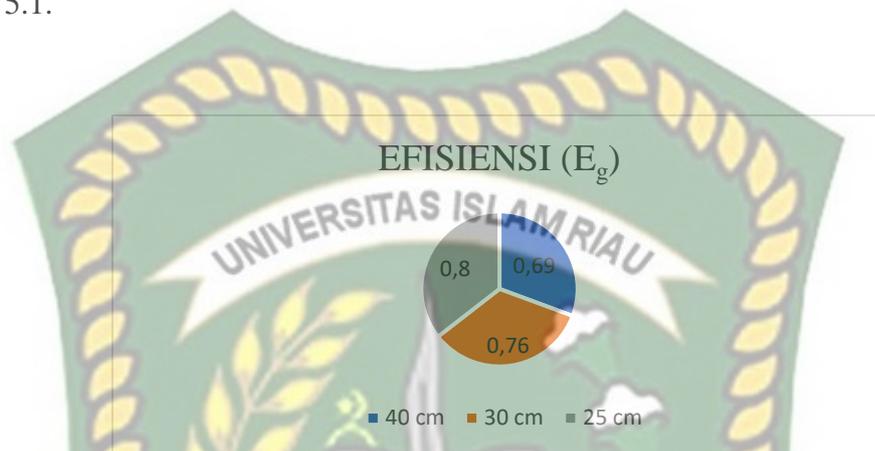
5.3. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Efisiensi Tiang dalam Tanah Kohesif.

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan efisiensi tiang dalam tanah kohesif, untuk E_g tiang pancang bentuk persegi, segitiga dan lingkaran, dengan ukuran dimensi 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. dapat dilihat pada Tabel 5.2. dan Gambar 5.1.

Tabel 5.2 Hasil Nilai E_g Untuk Kelompok Tiang.

DIAMETER (cm)	EFISIENSI (E_g) (%)
25	0,8
30	0,76
40	0,69

Dari Tabel.5.2 dan Gambar 5.1 didapatkan hasil nilai efisiensi tiang dalam tanah kohesif, didapat nilai E_g dengan diameter 25 cm sebesar 0,8, diameter 30 cm sebesar 0,76, diameter 40 cm sebesar 0,69. Untuk lebih detail dapat pada gambar grafik 5.1.



Gambar 5.1. Grafik Hasil Nilai E_g Untuk Kelompok Tiang.

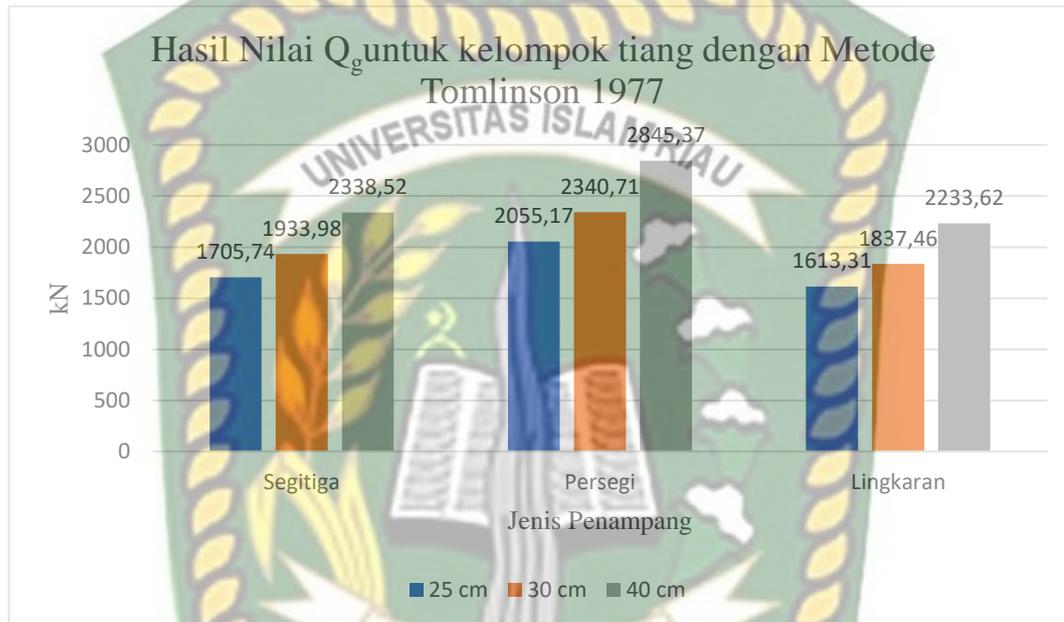
5.4. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Tomlinson (1977).

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan Metode Tomlinson (1977), untuk Q_g tiang pancang bentuk segitiga, persegi dan lingkaran, dengan ukuran dimensi 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. dapat dilihat pada Tabel 5.3. dan Gambar 5.2.

Tabel 5.3 Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode Tomlinson (1977).

DIAMETER (cm)	SEGITIGA (kN)	PERSEGI (kN)	LINGKARAN (kN)
25	1705,74	2055,17	1613,31
30	1933,98	2340,71	1837,46
40	2338,52	2845,37	2233,62

Dari Tabel 5.3 didapatkan hasil nilai Q_g dengan metode *Tomlinson* (1977), Untuk nilai Q_g terbesar didapat pada penampang Persegi dengan ukuran 40 cm dengan nilai sebesar 3030,618 kN. Sedangkan untuk nilai Q_g terkecil didapat pada penampang lingkaran dengan ukuran 25 cm dengan nilai sebesar 1721,95 kN. Untuk lebih detail dapat pada gambar grafik 5.2.



Gambar 5.2. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *Tomlinson* (1977).

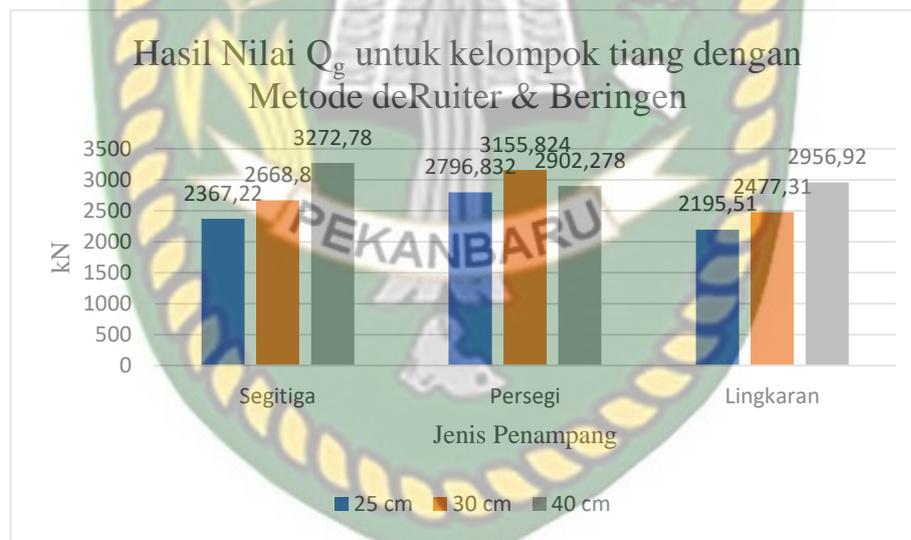
5.5. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode deRuiter & Beringen.

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan Metode deRuiter & Beringen, untuk Q_g tiang pancang bentuk segitiga, persegi dan lingkaran, dengan ukuran dimensi 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. dapat dilihat pada Tabel 5.4. dan Gambar 5.3.

Tabel 5.4 Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *deRuitter dan Beringen*.

DIAMETER (cm)	SEGITIGA (kN)	PERSEGI (kN)	LINGKARAN (kN)
25	2367,22	2796,832	2195,51
30	2668,8	3155,824	2477,31
40	3272,78	2902,278	2956,92

Dari Tabel 5.4 didapatkan hasil nilai Q_g dengan metode *deRuitter dan Beringen*, Untuk nilai Q_g terbesar didapat pada penampang Persegi dengan ukuran 30 cm dengan nilai sebesar 3155,824 kN. Sedangkan untuk nilai Q_g terkecil didapat pada penampang lingkaran dengan ukuran 25 cm dengan nilai sebesar 2195,51 kN. Untuk lebih detail dapat pada gambar grafik 5.3.



Gambar 5.3. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *deRuitter & Beringen*

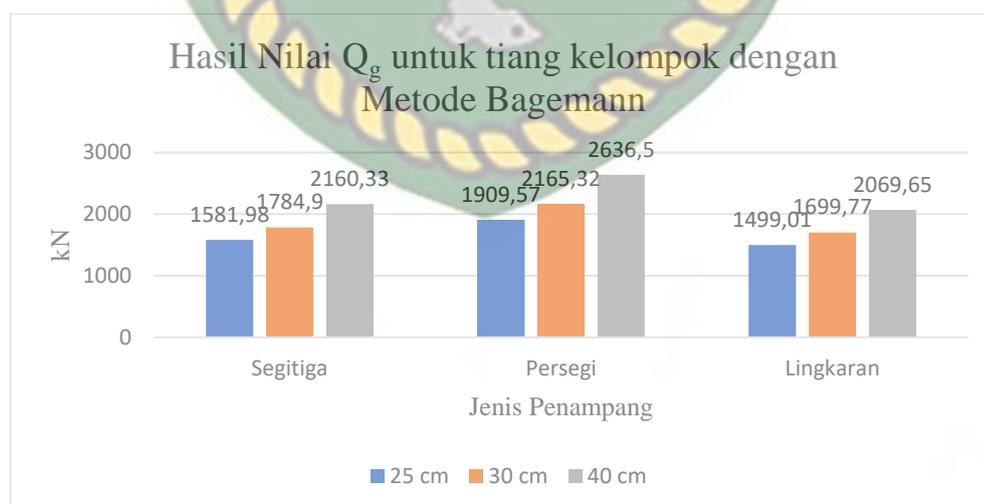
5.6. Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Bagemann.

Dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang kelompok dengan Metode Bagemann, untuk Q_g tiang pancang bentuk segitiga, persegi dan lingkaran, dengan ukuran dimensi 25 cm, 30 cm, dan 40 cm. dapat dilihat pada Tabel 5.5. dan Gambar 5.4.

Tabel 5.5 Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *Bagemann* (1965).

DIAMETER (cm)	SEGITIGA (kN)	PERSEGI (kN)	LINGKARAN (kN)
25	1581,98	1909,57	1499,01
30	1784,9	2165,32	1699,77
40	2160,33	2636,5	2069,65

Dari Tabel.5.5 didapatkan hasil nilai Q_g dengan metode *Bagemann* (1965), Untuk nilai Q_g terbesar didapat pada penampang Persegi dengan ukuran 40 cm dengan nilai sebesar 2636,5 kN. Sedangkan untuk nilai Q_g terkecil didapat pada penampang lingkaran dengan ukuran 25 cm dengan nilai sebesar 1499,01 kN. Untuk lebih detail dapat pada gambar grafik 5.4.



Gambar 5.4. Grafik Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *Bagemann* (1965).

5.7. Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Tomlinson 1977 Terhadap Beban Masimum.

Pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Tomlinson 1997 terhadap beban maksimum dengan nilai beban maksimum pada kolom C36, kombinasi C2 sebesar 2333 kN pada Tabel 5.6.

Tabel 5.6 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode Tomlinson 1977.

Dimensi (cm)	Segitiga (kN)	Pmaks (2333 kN)	Persegi (kN)	Pmaks (2333 kN)	Lingkaran (kN)	Pmaks (2333 kN)
25 cm	1705,74	Tidak Aman	2055,17	Tidak Aman	1613,31	Tidak Aman
30 cm	1933,98	Tidak Aman	2340,71	Aman	1837,46	Tidak Aman
40 cm	2338,52	Aman	2845,37	Aman	2233,62	Tidak Aman

Dari Tabel 5.6, didapatkan hasil nilai kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Tomlinson 1977 untuk ukuran 40 cm dengan penampang berbentuk segitiga, persegi, dan lingkaran dapat menahan beban maksimum yang ada, untuk ukuran 30 cm hanya penampang berbentuk persegi yang dapat menahan beban yang ada, sedangkan untuk ukuran 25 cm penampang berbentuk segitiga, persegi, dan lingkaran tidak dapat menahan beban yang ada dikarenakan beban lebih besar dari hasil nilai kapasitas daya dukung tiang kelompok.

5.8. Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode deRuiter & Beringen Terhadap Beban Masimum.

Pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode deRuiter & Beringen terhadap beban maksimum dengan nilai beban maksimum pada kolom C36, kombinasi C2 sebesar 2333 kN pada Tabel 5.7

Tabel 5.7 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *deRuiter & Beringen*.

Dimensi (cm)	Segitiga (kN)	Pmaks (2333 kN)	Persegi (kN)	Pmaks (2333 kN)	Lingkaran (kN)	Pmaks (2333 kN)
25 cm	2367,22	Aman	2796,832	Aman	2195,51	Tidak Aman
30 cm	2668,8	Aman	3155,824	Aman	2477,31	Aman
40 cm	3272,78	Aman	2902,278	Aman	2956,92	Aman

Dari Tabel 5.7, didapatkan hasil nilai kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode deRuiter & Beringen dapat menahan beban maksimum yang ada, tetapi pada penampang berbentuk lingkaran ukuran 25 cm tidak dapat menahan beban yang ada dikarenakan beban lebih besar dari hasil nilai kapasitas daya dukung tiang kelompok.

5.9. Pengecekan Hasil Kapasitas Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok Dengan Metode Bagemann Terhadap Beban Masimum.

Pengecekan hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Bagemann terhadap beban maksimum dengan nilai beban maksimum pada kolom C36, kombinasi C2 sebesar 2333 kN pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Pengecekan Hasil Nilai Q_g Untuk Kelompok Tiang Dengan Metode *Bagemann (1965)*.

Dimensi (cm)	Segitiga (kN)	Pmaks (2333 kN)	Persegi (kN)	Pmaks (2333 kN)	Lingkaran (kN)	Pmaks (2333 kN)
25 cm	1581,98	Tidak Aman	1909,57	Tidak Aman	1499,01	Tidak Aman
30 cm	1784,9	Tidak Aman	2165,32	Tidak Aman	1699,77	Tidak Aman
40 cm	2160,33	Tidak Aman	2636,5	Aman	2069,65	Tidak Aman

Dari Tabel 5.8, didapatkan hasil nilai kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok dengan metode Bagemann hanya pada penampang persegi ukuran 40 cm yang dapat menahan beban maksimum yang ada, sedangkan pada penampang berbentuk segitiga dan lingkaran tidak dapat menahan beban yang ada dikarenakan beban lebih besar dari hasil nilai kapasitas daya dukung tiang kelompok.



Dokumen ini adalah Arsip Miik :

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 Perbandingan Kapasitas Daya Dukung Tiang Kelompok Pada Konstruksi Gedung Dengan Berbagai Bentuk Variasi Penampang Tiang yaitu :

1. Kapasitas daya dukung tiang kelompok dengan nilai terbesar didapat pada Metode deRuitter & Beringen dengan bentuk penampang tiang persegi ukuran 30 cm dengan nilai sebesar 3155,824 kN. Sedangkan nilai kapasitas daya dukung tiang kelompok terkecil terdapat pada Metode Bagemann dengan penampang tiang berbentuk lingkaran ukuran 25 cm dengan nilai sebesar 1499,01 kN.
2. Nilai hasil kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok yang telah di Analisa tidak dapat menahan beban maksimum sebesar 2333 kN, dikarenakan kapasitas daya dukung tiang pancang kelompok lebih rendah dari beban maksimum.

6.2. Saran

Dari hasil kesimpulan penelitian, peneliti memberi berupa saran:

1. Untuk perhitungan kapasitas daya dukung pondasi tiang kelompok pada tanah kohesif, penulis menyarankan menggunakan metode deRiter & Beringen.
2. Jika kapsitas daya dukung tiang kelompok lebih rendah dari beban, disarankan menambah jumlah tiang kelompok agar nilai kapasitas daya dukung kelompok dapat menahan beban yang ada.

DAFTAR PUSTAKA

- A, Encik Akbar. (2021). Analisis Stabilitas Kolom *Basement* Gedung Auditorium 3 Lantai Akibat Kombinasi Beban Lateral, *Tugas Akhir*, Teknik Sipil Universitas Islam Riau, Pekanbaru.
- Badan Standardisasi Nasional. 2019. “Sni 1726-2019.” *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung Dan Non Gedung* (8):254.
- Bashori., Eka, P., & Bakar, A. (2019). Konfigurasi Empat- Empat. *Jurnal Teknik Universitas Tanjungpura Pontianak*.
- Hardiyatmo, H. C. (1996). Teknik Pondasi 1. In *Gramedia Pustaka Utama* (Issue July). https://www.academia.edu/download/57492139/Hardiyatmo_____1996_-_Teknik_Pondasi_1.pdf
- Hardiyatmo, H. C. (2008). *Teknik Fondasi 2*. 275.
- Maulida, P., Gazali, A., & Cahyadi, H. (2022). *PENDOPO KABUPATEN TAPIN*.
- Muharram, D., & Faisal, A. (2018). Studi Daya Dukung Lateral Pada Pondasi Tiang Grup Dengan Konfigurasi Bentuk Segitiga. *Jurnal Mahasiswa Teknik Sipil Universitas Tanjungpura*, 5(1), 1–13.
- Robertson, P. K., Campanella, R. G., Gillespie, D., & Greig, J. (1986). *Use of Piezometer Cone Data*. *September*, 1263–1280.
- SNI - 1727. 2013. “Beban Minimum Untuk Perancangan Bangunan Gedung Dan Struktur Lain.” *Bandung: Badan Standardisasi Indonesia* 196.
- SNI 2052. 2017. “Baja Tulangan Beton.” *Badan Standarisasi Nasional* 15.
- SNI 2847-2019. 2019. “Persyaratan Beton Struktural Untuk Bangunan Gedung Dan Penjelasan Sebagai Revisi Dari Standar Nasional Indonesia. SNI 03-2847:2019.” *Sni 2847:2019* (8):1–695.
- Suhendra, Andrian; Nugraha; Chaerani Mulyadi, P. (2015). *Pengaruh Bentuk Dan Rasio kelangsingan Pada Tiang Pancang Yang Dibebeani Lateral*.
- Surendro, D. B. (2014). *Teori dan Penyelesaian*.
- Tanjung, D., & Nusa, A. B. (2018). Pengaruh Daya Dukung Pondasi Tiang Pancang Pada Proyek Pembangunan Gis (Gas Insulated Switch Gear) Di Kecamatan Payung Sekaki Pekanbaru. *Buletin Utama Teknik*, 14(1), 1410–4520.

Whitaker, T. (1957). Experiments with Model Piles in Groups. *Géotechnique*, 7(4), 147–167. <https://doi.org/10.1680/geot.1957.7.4.147>

Yoga, Asril Sepri. (2015). Pengaruh Bentuk Penampang Terhadap Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Berdasarkan Data Penetrasi Standar, *Tugas Akhir*, Teknik Sipil Universitas Islam Riau, Pekanbaru.

Yudiawati, Y. (2016). *BERDASARKAN HASIL SPT DAN PDA Yusti Yudiawati. 1957*, 232–237.

