



**ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG GEDUNG RUSUNAWA
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA KAMPUS WATES**

PROYEK AKHIR

Diajukan Kepada Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta

Untuk Memenuhi Sebagian Persyaratan

Guna Memperoleh Gelar Ahli Madya

Oleh :

TEDY PRAMUDIANTO

06510134035

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA
2011**

LEMBAR PENGESAHAN

PROYEK AKHIR

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG GEDUNG RUSUNAWA UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA KAMPUS WATES

Disusun oleh :

NAMA : TEDY PRAMUDIANTO

NIM : 06510134035

Telah Dipertahankan di Depan Panitia Penguji Proyek Akhir Jurusan Pendidikan
Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Negeri Yogyakarta

Pada tanggal 23 Juni 2011

Dinyatakan Telah Memenuhi Syarat Guna Memperoleh Gelar Ahli Madya

Susunan Panitia Penguji

Jabatan

Nama Lengkap

Tanda Tangan

1. Ketua/Pembimbing

Drs.H. M. Yamin, S.T., M.T.

2. Penguji Utama I

Ir. Endaryanta, M.T.

3. Penguji Utama II

Ir. Joko Sumiyanto, M.T.



Yogyakarta,..... 2011

Fakultas Teknik

Universitas Negeri Yogyakarta

Dekan



Wardan Suyanto, Ed.D.

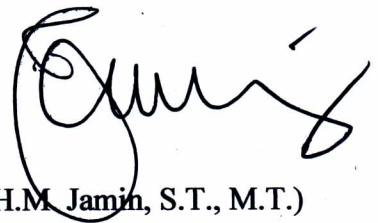
NIP. 19540810 197803 1 001

HALAMAN PERSETUJUAN

Tugas akhir berjudul, “**Analisis Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Negeri Yogyakarta Kampus Wates**”, telah disetujui oleh pembimbing untuk diujikan.

Yogyakarta, 10 Juni 2011

Dosen Pembimbing

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'Jamin', with a large circular flourish at the beginning.

(Drs. H.M. Jamin, S.T., M.T.)

SURAT PERNYATAAN

Dengan ini saya menyatakan bahwa Tugas Akhir berjudul **“Analisis Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Negeri Yogyakarta Kampus Wates”** adalah karya saya.

Sepanjang pengetahuan saya, tidak terdapat judul atau karya yang sama ditulis atau diterbitkan oleh orang lain kecuali sebagai acuan atau kutipan dengan mengikuti tata penulisan karya ilmiah yang telah lazim.

Yogyakarta, 31 Mei 2011

Yang Menyatakan,



Tedy Pramudianto
NIM. 06510134035

MOTTO

"imagination is more important than knowledge"

(Albert Einstein)

"jenius adalah 1% inspirasi dan 99% keringat"

(Thomas Alfa Edison)

HALAMAN PERSEMBAHAN

Puji syukur kupanjatkan kehadiran Allah SWT atas segala limpahan Nikmat dan KaruniaNya, serta kepada Nabi Muhammad SAW sebagai suri tauladan kita.

Tugas Akhir ini saya persembahkan :

- *Kedua orang tuaku : Suwandi dan Hastuti A., kakakku tercinta Siwi Iswandari, mohon maaf atas keterlambatan ini. Tak cukup ucapan rasa terima kasih selain doa kepada Allah SWT.*
- *Uti, paklik, bulek yang selalu melecute semangatku.*
- *Keponakan keponakanku tersayang.*
- *keluarga besar Wonogiri dan Kalimantan*
- *dosen pembimbingku Bpk. Drs. M. Jamin, S.J., M.J.*
"Terima kasih atas bimbingannya..."
- *Sahabatku : Hawazein, Fitri, genduk Noni, Anas, akang Jeguh, akang Ferdhey, mbak Ucha, terimakasih untuk bantuannya.*
- *Untuk semua yang telah membantu sehingga terselesaikannya tugas akhir ini, terima kasih.*

KATA PENGANTAR

Puji syukur kami panjatkan kehadiran Allah SWT, yang telah melimpahkan rahmat dan hidayah-Nya, sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini berjudul “Analisis Pondasi Tiang Pancang Gedung Rusunawa Universitas Negeri Yogyakarta Kampus Wates”

Tugas Akhir ini diajukan untuk memenuhi syarat ujian program studi Diploma III di bidang Teknik Sipil pada jurusan Teknik Sipil dan Perencanaan, Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta.

Penyusunan Tugas Akhir ini banyak mendapatkan bantuan dari berbagai pihak secara langsung maupun tidak langsung, sehingga pada kesempatan kali ini penyusun mengucapkan terima kasih kepada :

1. Bapak Drs.M. Jamin, S.T., M.T., selaku dosen pembimbing, atas waktu untuk bimbingan dan motivasi kepada penyusun dalam menyelesaikan Tugas Akhir ini.
2. Orang tua dan kakakku atas dorongan, semangat, dan doanya sehingga Tugas Akhir ini terselesaikan dengan lancar.
3. Sahabat - sahabatku : Hawazein, Fitri, genduk Noni, Oshie, Cempluk, Anas, Niar, LANIS corp, penghuni kos B17, Kos Puri Widya (darmie, vivi), Devi “*Kotakita*”. Terima kasih untuk semangat-semangatnya

4. Untuk teman - teman kuliah, khususnya teman kuliah angkatan 2006 kelas I-J.
5. Teman – teman seperjuangan : Natsir, Kemo, Anang , Uki, Duwek, Tepes, Pinton, Cuneng, Deni “emprit”, Eko Rahmad, Ajireese, Bowo, Krida, Fajri, Adit, dan teman – teman lain yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu.
6. Jupi AD3692HR, “Bybi” AD6271UR. Terima kasih atas “Wonogiri-Jogja” nya.
7. Semua pihak yang telah membantu atas terselesaikannya penyusunan Tugas Akhir ini yang tidak bisa disebutkan satu persatu.

Tugas Akhir ini hanyalah karya manusia yang selalu diliputi ketidaksempurnaan, oleh karena itu penyusun mengharapkan segala kritik dan saran yang bersifat membangun dari para pembaca. Semoga penyusunan Tugas Akhir ini bermanfaat bagi kita semua.

Yogyakarta, 31 Mei 2011

Penyusun

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	ii
HALAMAN PERSETUJUAN	iii
SURAT PERNYATAAN	iv
HALAMAN MOTTO	v
HALAMAN PERSEMBAHAN	vi
KATA PENGANTAR.....	vii
DAFTAR ISI.....	ix
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR.....	xii
DAFTAR NOTASI.....	xiii
ABSTRAK	xv
BAB I PENDAHULUAN	1
A. Latar Belakang Masalah	1
B. Identifikasi Masalah	3
C. Batasan Masalah	3
D. Rumusan Masalah	3
E. Tujuan	4
F. Manfaat	4
BAB II KAJIAN TEORI	5
A. Pengertian Pondasi Secara Umum	5
B. Jenis – Jenis Pondasi.....	6
C. Jenis – Jenis Pondasi Tiang	8
D. Alat Pancang Tiang.....	12
E. Penyelidikan Tanah.....	16
F. Hitungan Kapasitas Tiang	23
G. Faktor Aman	39

BAB III PROSEDUR ANALISIS	42
A. Persiapan.....	42
B. Pengumpulan Data	42
C. Jenis Data	43
D. Pengambilan Data	44
E. Pengolahan Data	44
F. Pemecahan Masalah.....	45
 BAB IV DATA, ANALISIS DAN PEMBAHASAN	 47
A. Data Tanah	47
B. Data Pondasi Tiang	50
C. Analisis Kapasitas Ultimit Pondasi Tiang	50
D. Pembahasan	59
 BAB V KESIMPULAN DAN SARAN	 61
A. Kesimpulan	61
B. Saran	62
 DAFTAR PUSTAKA.....	 63
 LAMPIRAN	 64

DAFTAR TABEL

Tabel 1. Hubungan N Dengan Kerapatan Relatif (D_r) Tanah Pasir.....	20
Tabel 2. Hubungan nilai N Konsistensi Dan Nilai Tekan Bebas (q_u) Untuk Tanah Lempung Jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948).....	21
Tabel 3. Adhesi Ultimit (c_d) Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1963)	31
Tabel 4. Faktor Aman Yang Disarankan (<i>Reese dan O'Neill, 1989</i>).....	40
Tabel 5. Hasil Hitungan N-SPT	48
Tabel 6. Data Tanah Hasil Pengujian (<i>Final Reports Soil Test</i> , Laboratorium Mekanika Tanah, UNY	49

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1 Tiang Pancang Beton Cetak di Tempat	11
Gambar 2 Skema Pemukul Tiang.....	14
Gambar 3. Alat Pancang Tiang.....	15
Gambar 4. Tabung Belah.....	19
Gambar 5. Uji Kerucut Statis	22
Gambar 6. Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Uji Kerucut Statis (sondir) (Robertson dan Campanella,1983).....	23
Gambar 7. Faktor Adhesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (McClelland,1974)	30
Gambar 8. Hubungan Antara Faktor Adhesi Dan Kohesi Untuk Tiang Pancang Dalam Tanah Lempung (Tomlinson, 1977).....	32
Gambar 9. Tipe Keruntuhan Dalam Kelompok Tiang	35
Gambar 10. Kelompok Tiang Dalam Tanah Lempung Yang Bekerja Sebagai Blok (Hardiyatmo, 2008)	36
Gambar 11. Definisi Jarak s Dalam Hitungan Efisiensi Tiang.....	38
Gambar 12. Diagram Alir Analisis Pondasi Tiang	46
Gambar 13. Tiang Tunggal A1-1	51
Gambar 14. Kelompok Tiang 2x2	53
Gambar 15. Kelompok Tiang 2x1	56

DAFTAR NOTASI

Simbol	Keterangan
A	= Luas Pondasi (m^2)
A_b	= luas penampang ujung bawah tiang (m^2)
A_s	= luas selimut tiang (m^2)
a_d	= faktor adhesi (kN/m^2)
B	= Lebar atau diameter Pondasi (m)
c	= Kohesi tanah (kg/m^2)
c_b	= kohesi tanah di sekitar ujung tiang (kN/m^2)
D	= kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)
d	= diameter tiang (m)
E_g	= efisiensi kelompok tiang
F_ω	= faktor bentuk tiang
f_b	= tahanan ujung satuan maksimum (kN/m^2)
f_c	= Kuat tekan beton (Mpa)
f_s	= tahanan gesek satuan maksimum (kN/m^2)
K	= koefisien tekanan tanah lateral
K_d	= koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang
L	= panjang kelompok tiang (m)
m	= jumlah baris tiang
N	= Jumlah pukulan pada uji SPT
N_c	= Faktor daya dukung Terzaghi
N_q	= Faktor daya dukung Terzaghi
N_γ	= Faktor daya dukung Terzaghi

n'	=	jumlah tiang dalam satu baris
θ	=	arc tg d/s (derajat)
p_b	=	tekanan <i>overburden</i> pada ujung tiang (kN/m ²)
Q_b	=	tahanan ujung bawah ultimit (kN)
Q_g	=	kapasitas ultimit kelompok tiang (kN)
Q_s	=	Tahanan gesek dinding ultimit (kN)
Q_u	=	kapasitas ultimit netto (kN)
q_u	=	tahanan ujung per satuan luas tiang (kN/m ²)
R_f	=	rasio gesekan (%)
s	=	jarak pusat ke pusat tiang (m)
γ	=	berat volume tanah (kN/m ³)
τ_d	=	tahanan geser dinding tanah
σ_n	=	tegangan normal pada dinding tiang
φ_d	=	sudut gesek antara dinding tiang dan tanah
δ	=	sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG GEDUNG RUSUNAWA UNIVERSITAS NEGERI YOGYAKARTA KAMPUS WATES

Oleh:

Tedy Pramudianto

06510134035

ABSTRAK

Pembangunan Rusunawa di kampus Universitas Negeri Yogyakarta di Wates adalah salah satu upaya pihak Universitas Negeri Yogyakarta untuk memenuhi kebutuhan hunian bagi masyarakat pada umumnya dan bagi mahasiswa Universitas Negeri Yogyakarta pada khususnya. Pembangunan rusunawa ini dilaksanakan karena jarak kampus yang jauh dari perkotaan dan minimnya sarana hunian di sekitar kampus.

Analisis Pondasi Tiang Gedung Rusunawa Kampus Universitas Negeri Yogyakarta Di Wates adalah untuk mengetahui daya dukung pondasi tiang dengan beban normal. Prosedur yang dipakai pada kajian ini adalah pengumpulan data dari pihak terkait, hasil tes sondir, analisis kapasitas maksimal tiang tunggal menggunakan hitungan kapasitas tiang dalam tanah kohesif, hitungan kelompok tiang dan efisiensi tiang dalam tanah kohesif (Terzaghi dan Peck, 1948).

Dari analisis kapasitas maksimal pondasi tiang tunggal pada Proyek pembangunan Rusunawa di komplek Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, pada penghitungan tiang tunggal A1-1, diperoleh hasil kapasitas ultimit tiang tunggal (Q_u) = 379,39 kN, Pada kelompok tiang segitiga, perbandingan $Q_g = 652,48$ kN dengan $nQ_u = 1138,17$ kN, Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang segitiga adalah 217,49 kN, nilai E_g (efisiensi) = 0,573. Pada kelompok tiang 2x2, perbandingan $Q_g = 703,3$ kN dengan $nQ_u = 1517,56$ kN, Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang 2x2 adalah 234,43 kN, nilai E_g (efisiensi) = 0,463, karena $Q_g < nQ_u$, maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g).

Kata kunci: pondasi tiang, kapasitas maksimal, efisiensi.

ANALYSIS OF FOUNDATION PILES THE CONSTRUCTION OF BUILDINGS RUSUNAWA STATE UNIVERSITY YOGYAKARTA WATES COLLEGE

by:

Tedy Pramudianto

06510134035

ABSTRACT

Rusunawa construction on the campus of State University of Yogyakarta at Wates is one of the efforts of the State University of Yogyakarta to meet the housing needs for the community in general and for students of State University of Yogyakarta in particular. Rusunawa construction was carried out because the distance away from the urban campus and the lack of housing facilities around the campus.

Analysis Of Foundation Piles The Construction Of Buildings Rusunawa State University Yogyakarta Wates College was to determine the carrying capacity of the foundation pillars with a normal load. The procedure used in this study is the collection of data from related parties, Sondir test results, analysis of the maximum capacity of a single pole using the pole count of capacity in cohesive soil, count the mast pole and efficiency in cohesive soil.

From the analysis of the maximum capacity of a single pole foundation on development projects in complex of Rusunawa Yogyakarta State University At Wates, on a count of a single pole A1-1, obtained results of ultimate capacity of a single pole (Q_u) = 379.39 kN, the triangle pole group, the ratio Q_g = 652.48 kN with nQ_u = 1138.17 kN, work load (working load) that can be supported groups pole triangle is 217, 49 kN, the value of E_g (efficiency) = 0.573. In the group of 2x2 pillars, Q_g = 703.3 kN comparison with nQ_u = 1517.56 kN, work load (working load) that can be supported group 2x2 pole is 234.43 kN, the value of E_g (efficiency) = 0.463, since $Q_g < nQ_u$, then the pole foundation bearing capacity that is used is the capacity of the group (Q_g).

Key words: pile foundations, maximum capacity, efficiency.

BAB I

PENDAHULUAN

A. Latar Belakang Masalah

Pembangunan Rusunawa di kampus Universitas Negeri Yogyakarta di Wates adalah salah satu upaya pihak Universitas Negeri Yogyakarta untuk memenuhi kebutuhan hunian bagi masyarakat pada umumnya dan bagi mahasiswa Universitas Negeri Yogyakarta pada khususnya. Pembangunan rusunawa ini dilaksanakan karena jarak kampus yang jauh dari perkotaan dan minimnya sarana hunian di sekitar kampus. Dengan adanya fasilitas rusunawa ini, diharapkan mahasiswa akan lebih meningkatkan kualitas belajar agar hasil yang dicapai lebih maksimal.

Jumlah mahasiswa yang belajar di kampus Universitas Negeri Yogyakarta Wates kurang lebih 3000 mahasiswa. Akan tetapi rusunawa yang dibangun hanya dapat menampung sekitar 500 orang. Hanya sekitar 20% mahasiswa yang tertampung di rusunawa tersebut. Oleh sebab itu, hanya mahasiswa dengan nilai akademis tinggi dan kurang mampu yang dapat menghuni rusunawa tersebut.

Proyek pembangunan rusunawa di kampus Universitas Negeri Yogyakarta di Wates terdiri dari dua bagian bangunan. Bagian depan terdiri dari 5 lantai, sedangkan bagian belakang terdiri dari 4 lantai. Dalam proyek pembangunan rusunawa ini jenis pondasinya menggunakan pondasi tiang.

Suatu struktur bangunan pada umumnya dapat dibedakan menjadi dua bagian, yaitu struktur bangunan yang terletak di atas muka tanah (dapat dilihat secara visual)

dan bangunan yang terletak di bawah muka tanah (tidak dapat dilihat secara visual). Struktur bangunan yang terletak di bawah muka tanah biasanya disebut basement dan pondasi, atau pondasi saja, pondasi berfungsi sebagai perantara untuk meneruskan beban bangunan ke dasar tanah yang cukup kuat mendukungnya.

Penentuan jenis pondasi yang tepat untuk suatu bangunan tergantung oleh beberapa faktor, antara lain : kondisi tanah, pengaruh beban di atasnya, pengaruh beban sekitar, teknis pelaksanaan dan faktor kerja. Faktor kondisi tanah di tempat suatu bangunan yang akan didirikan merupakan suatu faktor yang paling penting dalam penentuan jenis pondasi. Penentuan daya dukung pondasi terhadap daya dukung tanah serta kedalaman tanah yang dibutuhkan perlu diperhitungkan secara teliti dengan memperhatikan variasi dari sifat – sifat tanah. Penyelidikan tanah merupakan suatu tahapan dalam perencanaan struktur untuk mengetahui jenis dan sifat tanah serta letak muka air tanah.

Untuk tujuan tersebut pondasi bangunan harus diperhitungkan dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap berat sendiri, beban – beban berguna dan gaya – gaya luar, seperti tekanan angin, gempa bumi dan lain – lain dan tidak boleh terjadi penurunan pondasi setempat ataupun penurunan pondasi yang merata lebih dari batas tertentu. Kriteria tanah sesuai dengan kemampuan dalam menerima beban di atasnya, yaitu tanah baik bila mempunyai daya dukung dan sebagai akibat penurunan yang terjadi kecil, sedangkan tanah dengan daya dukung rendah mengalami penurunan cukup besar, sehingga timbul usaha-usaha untuk memperbaiki kemampuan daya

dukung tanah serta menentukan fondasi yang cocok/ sesuai untuk tanah tersebut. Usaha-usaha tersebut dilakukan dengan cara perbaikan tanah jelek apabila tebal lapisan tanah jelek adalah dangkal.

B. Identifikasi Masalah

Proyek pembangunan rusunawa di kampus Universitas Negeri Yogyakarta menggunakan pondasi tiang pancang. Berdasarkan latar belakang di atas, dapat dijabarkan identifikasi masalah pada bagaimana analisis daya dukung pondasi tiang pancang pada bangunan tersebut.

C. Batasan Masalah

Berdasarkan latar belakang masalah dan identifikasi masalah di atas, permasalahan akan dibatasi pada analisis daya dukung pondasi tiang dengan beban normal.

D. Rumusan Masalah

Berdasarkan identifikasi masalah dengan ruang lingkup pembahasannya, maka permasalahan dirumuskan hanya pada berapa daya kapasitas maksimal pada pondasi tiang pancang tersebut.

E. Tujuan

Mengetahui daya dukung pondasi pada pondasi tiang yang dipakai pada bangunan rusunawa kampus Universitas Negeri Yogyakarta di Wates.

F. Manfaat

Manfaat yang didapat pada tugas akhir ini adalah untuk mengetahui persyaratan aman atau tidaknya rancangan pondasi tiang yang diaplikasikan pada proyek pembangunan rusunawa di kampus Universitas Negeri Yogyakarta di Wates.

BAB II

KAJIAN TEORI

A. Pengertian Pondasi Secara Umum

Suatu struktur pada umumnya dapat dibedakan dua bagian, yaitu struktur bangunan yang ada di muka tanah (dapat dilihat secara visual) dan struktur bangunan yang terletak di bawah muka tanah (tidak dapat dilihat secara visual). Struktur bangunan inilah yang biasa disebut pondasi yang berfungsi sebagai perantara untuk menyusun beban struktur yang ada di atas muka tanah dan gaya – gaya lain yang bekerja ke tanah pendukung tersebut.

Pada umumnya tanah pendukung ini berbeda-beda tergantung dari lokasi di mana bangunan itu didirikan. Kriteria tanah pada umumnya sesuai dengan kemampuan menerima beban di atasnya yaitu tanah baik, bila tanah tersebut mempunyai kuat dukung tinggi dan sebagai akibatnya penurunan yang terjadi lebih kecil, sedang tanah kurang baik bila tanah tersebut mempunyai kuat dukung rendah dan sebagai akibatnya penurunan yang terjadi besar.

Dengan adanya kuat dukung yang sangat bervariasi maka diperlukan suatu keahlian dalam menentukan jenis pondasi yang cocok untuk kondisi tersebut maupun keahlian dalam usaha-usaha perbaikan daya dukung tanah tersebut. Usaha perbaikan tanah kurang baik dapat dilakukan dengan mengetahui kondisi tebal lapisan tanah dan juga pertimbangan terhadap beban pondasi yang bekerja. Jika lapisan tanah kurang baik tipis, umumnya lapisan tanah ini dikupas dan diganti dengan lapisan tanah yang lebih baik, sedangkan untuk tanah kurang baik

yang cukup dalam, berbagai usaha dilakukan seperti stabilitas mekanis dengan cara percepatan konsolidasi (pembebanan sederhana, drainasi vertikal) atau melakukan modifikasi tipe pondasi (tiang pancang).

Pondasi memegang peranan penting pada sebuah konstruksi, sehingga pondasi harus dirancang agar benar-benar stabil dan kokoh menahan beban *upper-structure* rencana. Kegagalan pada pondasi berarti kegagalan pada struktur. Agar pondasi cukup kuat dalam mendukung beban rencana, pondasi harus terletak pada lapisan tanah yang cukup baik dan keras, gesekan/lekatan tanah harus cukup baik.

B. Jenis – Jenis Pondasi

Pada umumnya pondasi dikelompokkan menjadi dua bagian, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam.

1. Pondasi dangkal

Didefinisikan sebagai pondasi yang menanggung bebannya secara langsung. Jenis ini dijumpai jika tanah dasar mempunyai kuat dukung tinggi sehingga mampu menerima beban berat yang bekerja dan letak tanah baik relatif dangkal.

Jenis pondasi dangkal seperti pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit.

2. Pondasi dalam

Pondasi dalam digunakan bilamana letak tanah dasar pondasi dengan kuat dukung tinggi terletak pada kedalaman yang besar ($>5\text{m}$) dan di atas

lapisan tanah baik dijumpai jenis tanah baik (kuat dukung rendah, tanah lunak, humus dll), sehingga perlu digunakan jenis pondasi lain.

Jenis dari pondasi dalam antara lain adalah pondasi sumuran dan pondasi tiang :

a. Pondasi sumuran

Pondasi sumuran atau kaison (*pier foundation/caison*) yang merupakan bentuk peralihan dari pondasi dangkal dan pondasi tiang, digunakan bila tanah dasar yang kuat terletak pada kedalaman yang relatif dalam.

Peck, dkk (1953) membedakan pondasi sumuran dengan pondasi dangkal dari nilai kedalaman (D_f) dibagi lebarnya (B). Untuk pondasi sumuran $D_f / B > 4$, sedang untuk pondasi dangkal $D_f / B > 1$.

b. Pondasi tiang

Pondasi tiang (*pile foundation*), digunakan bila tanah pondasi pada kedalaman yang normal tidak mampu mendukung bebannya, sedangkan tanah keras terletak pada kedalaman yang sangat dalam. Demikian pula, bila pondasi bangunan terletak pada tanah timbunan yang cukup tinggi, sehingga bila bangunan diletakkan pada timbunan akan dipengaruhi oleh penurunan yang besar.

C. Jenis - Jenis Pondasi Tiang

Dalam Hardiyatmo (2008), pondasi tiang dikategorikan menjadi tiga, yaitu :

1. Tiang perpindahan besar (*large displacement pile*), yaitu tiang pejal atau berlubang dengan ujung tertutup yang dipancang ke dalam tanah sehingga terjadi perpindahan volume tanah yang relatif besar. Termasuk dalam tiang perpindahan besar adalah tiang kayu, tiang beton pejal, tiang beton prategang (pejal atau berlubang), tiang baja bulat (tertutup pada ujungnya).
2. Tiang perpindahan kecil (*small displacement pile*) adalah sama seperti kategori pertama hanya volume tanah yang dipindahkan saat pemancangan relatif kecil, contohnya : tiang beton berlubang dengan ujung terbuka, tiang beton prategang berlubang dengan ujung terbuka, tiang baja profil *H*, tiang baja bulat ujung terbuka, tiang ulir.
3. Tiang tanpa perpindahan (*non displacement pile*) terdiri dari tiang yang dipasang didalam tanah dengan cara menggali atau mengebor tanah. Termasuk dalam tiang perpindahan adalah tiang bor, yaitu tiang beton yang pengecorannya adalah langsung didalam lubang hasil pengeboran tanah (pipa baja diletakkan dalam lubang dan dicor beton)

Menurut Bowles (1988), pondasi tiang menurut bahannya dikategorikan menjadi tiga, yaitu :

1. Tiang pancang kayu

Tiang pancang kayu dibuat dari batang pohon kayu yang cabang-cabangnya telah dipotong dengan hati-hati dan biasanya diberi bahan

pengawet, dan didorong dengan ujungnya yang kecil sebagai bagian yang runcing. Untuk maksud khusus, ujung yang besar didorong untuk tanah yang sangat lembek dimana tanah tersebut akan bergerak kembali melawan poros dan dengan ujung tebal terletak pada lapisan yang keras untuk dukungan yang diperbesar. Tiang pancang kayu dengan ujung runcing, biasanya dilengkapi dengan sebuah sepatu pemancangan logam bila tiang pancang harus menembus tanah keras atau tanah berkerikil.

Dalam Hardiyatmo (2008), beban maksimum yang dapat dipikul oleh tiang kayu tunggal dapat mencapai 270 – 300 kN.

2. Tiang pancang beton

Menurut Bowles (1988), tiang pancang beton dapat dicor terlebih dahulu sebelum dipancang (*precast pile*), dicor di tempat proyek (*cast in place pile*) dan gabungan keduanya (*composite*).

a. *Precast pile*

Precast pile adalah tiang pancang dari beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam bekesting, kemudian setelah cukup keras lalu diangkat dan dapat dipancangkan. Tiang pancang type ini mempunyai berat sendiri yang besar, maka tiang ini haruslah diberi tulangan – tulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang akan timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan.

Dalam Hardiyatmo (2008), Keuntungan *precast pile* adalah :

- 1) Bahan tiang dapat diperiksa sebelum pemancangan
- 2) Prosedur pemancangan tidak dipengaruhi oleh air tanah

- 3) Tiang dapat dipancang sampai kedalaman yang dalam
- 4) Pemancangan tiang dapat menambah kepadatan tanah granuler.

Adapun *precast pile* mempunyai kerugian, antara lain :

- 1) Penggembungan permukaan tanah dan gangguan tanah akibat pemancangan dapat menimbulkan masalah
- 2) Tiang kadang rusak karena pemancangan
- 3) Pemancangan sulit, jika diameter tiang terlalu besar
- 4) Pemancangan dapat menimbulkan gangguan suara, getaran dan deformasi tanah yang dapat menimbulkan kerusakan bangunan di sekitarnya.
- 5) Penulangan dipengaruhi oleh tegangan yang terjadi pada waktu pengangkatan dan pemancangan tiang,

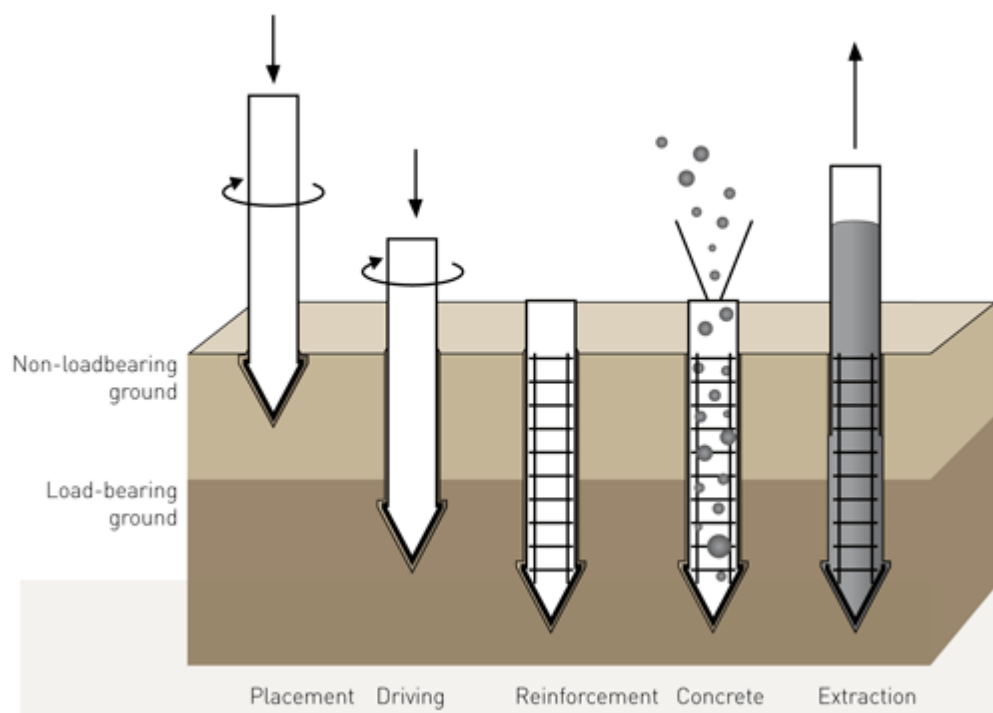
b. cast in place pile (tiang pancang beton cetak di tempat)

Dalam Hardiyatmo (2008), tiang beton cetak di tempat dikategorikan menjadi dua, yaitu :

- 1) tiang yang berselubung pipa
- 2) tiang yang tidak berselubung pipa

Pada tiang yang berselubung pipa, pipa baja dipancang terlebih dahulu ke dalam tanah. Kemudian, ke dalam lubang dimasukkan adukan beton. Pada akhirnya, pipa besi tetap tinggal didalam tanah. Termasuk jenis tiang ini adalah tiang *Standar Raimond*.

Pada tiang yang tidak terselubung pipa, pipa baja yang berlubang dipancang terlebih dulu ke dalam tanah. Kemudian ke dalam lubangnya dimasukkan adukan beton dimasukkan adukan beton dan pipa ditarik keluar ketika atau sesudah pengecoran.



Gambar 1. Tiang pancang beton cetak di tempat.

c. tiang pancang *composite*

Beberapa kombinasi bahan tiang pancang atau tiang bor dengan tiang pancang dapat digunakan untuk mengatasi masalah – masalah pada kondisi tanah tertentu.

Tiang pancang *composite* dapat berupa tiang pancang beton dengan kayu, atau tiang pancang beton dengan tiang pancang baja. Kombinasi ini tergantung pada masalah – masalah tanah yang terjadi.

d. Tiang pancang baja

Tiang baja profil termasuk tiang pancang, dengan bahan yang terbuat dari baja profil. Bentuk baja profil berbentuk profil *H*, empat persegi panjang, segi enam dan lain - lainnya.

Pemakaian tiang ini sangat berguna bila kita memerlukan tiang pancang yang panjang dengan tahanan ujung yang besar. Kelemahan dari tiang pancang baja ini adalah terhadap bahaya karat. Akan tetapi karat dapat dicegah dengan jalan pengecatan.

D. Alat pancang tiang

Dalam pemancangan tiang ke dalam tanah, tiang dipancang dengan alat pemukul berupa pemukul (*hammer*) mesin uap, pemukul getar atau pemukul yang hanya dijatuhkan. Skema dari berbagai macam alat pemukul diperlihatkan pada **Gambar 2**. Pada gambar tersebut diperlihatkan pula alat – alat perlengkapan pada kepala tiang dalam pemancangan. Penutup tiang (*pile cap*) biasanya diletakkan menutup kepala tiang yang kadang - kadang dibentuk dalam geometri tertutup. Tiang dan pemukul dipasang pada peralatan *crane* yang dilengkapi dengan rangka batang baja besi sebagai pengatur jatuhnya pemukul ke kepala tiang yang disebut *lead* (**Gambar 3**).

Macam – macam alat pancang tiang antara lain :

1. Pemukul jatuh (*drop hammer*)

Pemukul jatuh terdiri dari blok pemberat yang dijatuhkan dari atas. Pemberat ditarik dengan tinggi jatuh tertentu kemudian dilepas dan menumbuk tiang. Pemakaian alat tipe ini membuat pelaksanaan pemancangan berjalan lambat, sehingga alat ini hanya dipakai pada volume pekerjaan pemancangan yang kecil.

2. Pemukul aksi tunggal (*single-acting hammer*)

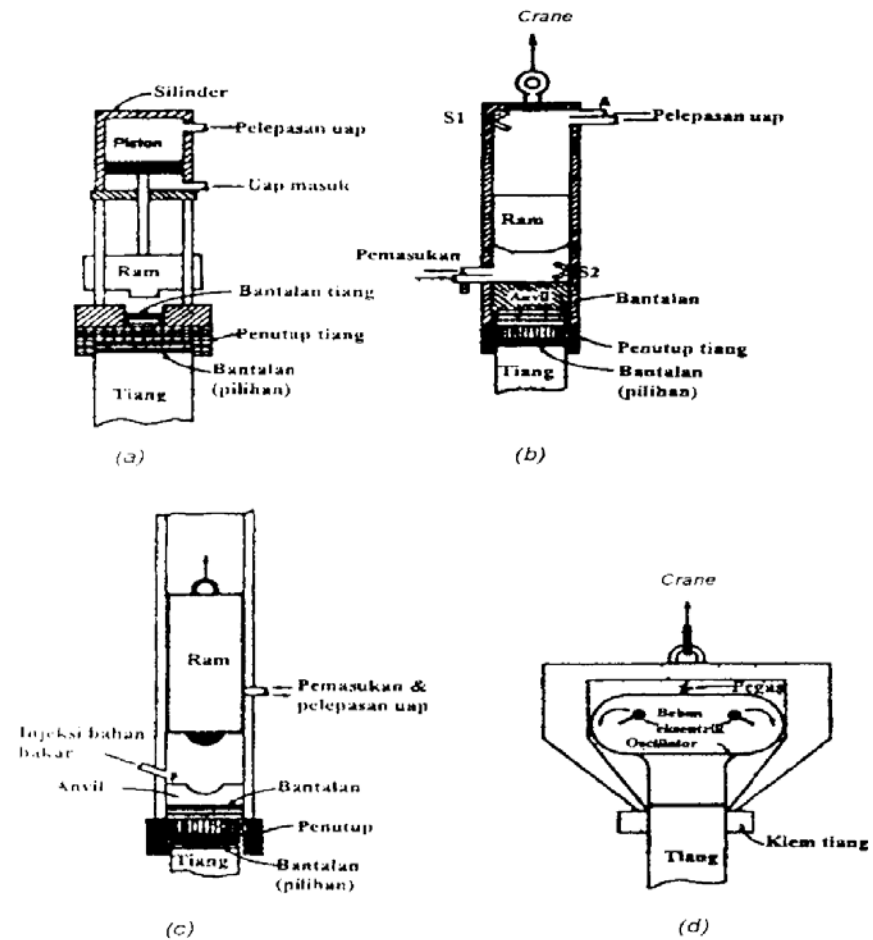
Pemukul aksi tunggal berbentuk memanjang dengan ram yang bergerak naik oleh udara atau uap yang terkompresi, sehingga gerakan turun disebabkan oleh beratnya sendiri. Energi pemukul aksi tunggal adalah sama dengan berat *ram* dikalikan tinggi jatuhnya.

3. Pemukul aksi dobel (*double-acting hammer*)

Pemukul aksi dobel menggunakan uap atau udara untuk mengangkat *ram* dan untuk mempercepat gerakan ke bawahnya. Kecepatan pukulan dan energi output biasanya lebih tinggi daripada pemukul aksi tunggal.

4. Pemukul diesel (*diesel hammer*)

Pemukul diesel terdiri dari silinder, ram, blok *anvil* dan sistem injeksi bahan bakar. Pemukul tipe ini umumnya kecil, ringan dan digerakkan dengan menggunakan bahan bakar minyak. Energi pemancangan total yang dihasilkan adalah jumlah benturan dari *ram* ditambah energi hasil dari ledakan.

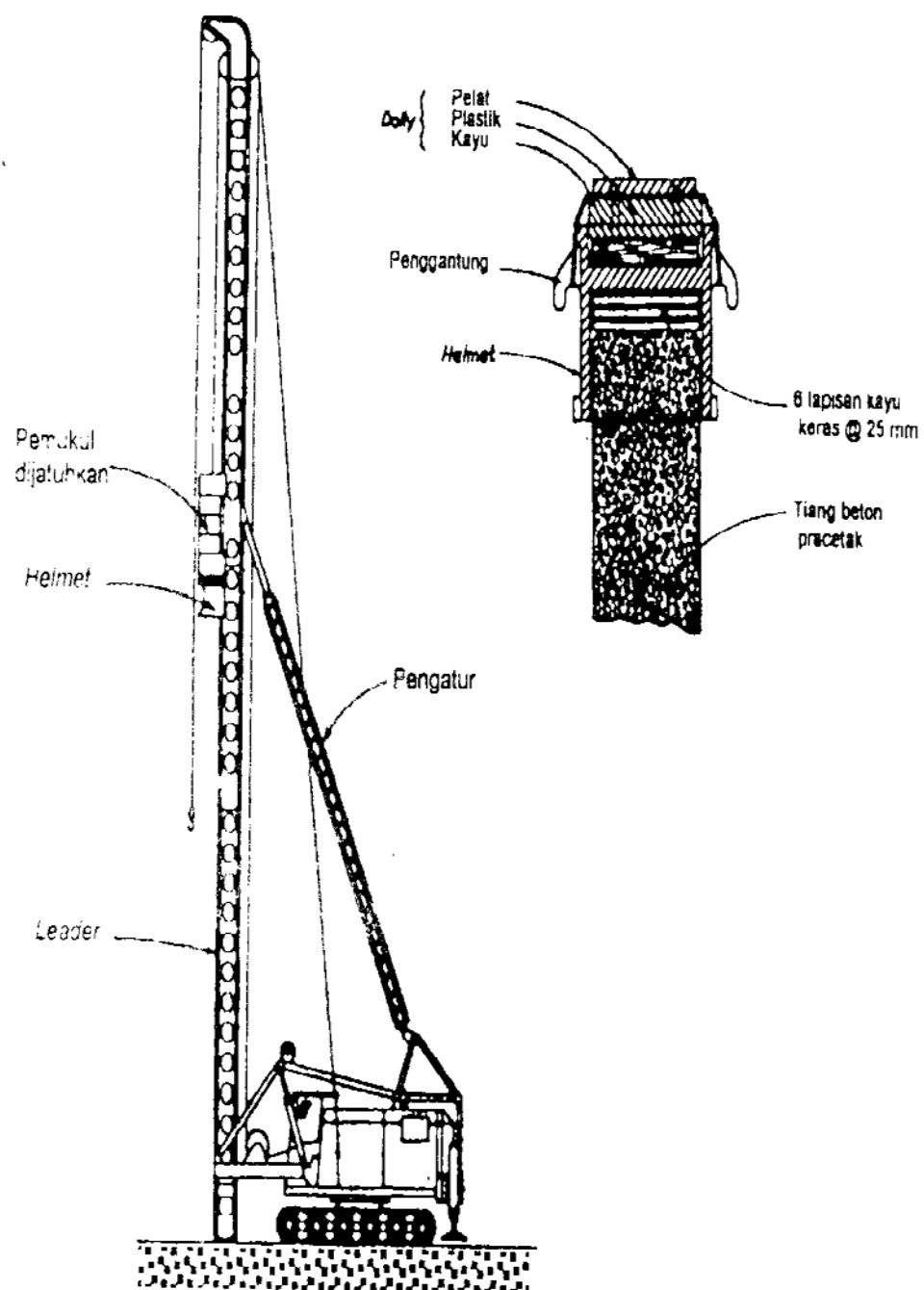


Gambar 2. Skema pemukul tiang

- a. Pemukul aksi tunggal (*single-acting hammer*)
- b. Pemukul aksi dobel (*double-acting hammer*)
- c. Pemukul diesel (*diesel hammer*)
- d. Pemukul getar (*vibratory hammer*)

5. Pemukul getar (*vibratory hammer*)

Pemukul getar merupakan unit alat pancang yang bergetar pada frekuensi tinggi.



Gambar 3. Alat pancang tiang

Dalam pekerjaan pemancangan tiang terdapat nama alat-alat berikut ini :

1. *Anvil* adalah bagian yang terletak pada dasar pemukul yang menerima benturan dari ram dan mentransfernya ke kepala tiang.
2. *Helmet* atau *drive cap* (penutup pancang) adalah bahan yang dibuat dari baja cor yang diletakkan di atas tiang untuk mencegah tiang dari kerusakan saat pemancangan dan untuk menjaga agar as tiang sama dengan as pemukul.
3. *Cushion* (bantalan) dibuat dari kayu keras atau bahan lain yang ditempatkan di antara penutup tiang (*pile cap*) dan puncak tiang untuk melindungi kepala tiang dari kerusakan.
4. *Ram* adalah bagian pemukul yang bergerak ke atas dan ke bawah yang terdiri dari piston dan kepala penggerak (*driving head*)
5. *Leader* adalah rangka baja dengan dua bagian paralel sebagai pengatur tiang agar pada saat tiang dipancang arahnya benar.

E. Penyelidikan Tanah

Penyelidikan tanah diperlukan untuk menentukan stratifikasi (pelapisan) tanah dan karakteristik teknis tanah sehingga perancangan dan konstruksi pondasi dapat dilaksanakan dengan ekonomis. Informasi dan hasil penyelidikan tanah tidak hanya untuk perencanaan pondasi saja, melainkan untuk evaluasi dan rekomendasi pekerjaan yang lain.

Karakteristik tanah pada suatu lokasi pada umumnya amat variabel dan dapat berbeda drastis dalam jarak beberapa meter. Oleh sebab itu penyelidikan

tanah harus dapat mencakup informasi kondisi tanah sedekat mungkin dengan kenyataan untuk mengurangi resiko akibat variasi tersebut dan jumlahnya cukup untuk menentukan rancangan yang mendekati kenyataan. Perencanaan pengujian tanah menjadi bagian dari eksplorasi tanah dan perencanaan pondasi.

Metode penyelidikan bawah tanah yang paling banyak digunakan untuk tempat yang padat dan kebanyakan penyelidikan lapangan yang diperluas adalah pemboran lubang ke dalam tanah untuk mengumpulkan contoh bahan yang digunakan untuk pengujian visual maupun pengujian laboratorium.

Menurut Hardiyatmo (2006) Tujuan penyelidikan tanah antara lain :

1. Menentukan daya dukung tanah menurut tipe pondasi yang dipilih.
2. Menentukan tipe kedalaman pondasi.
3. Mengetahui posisi muka air tanah.
4. Untuk meramalkan besarnya penurunan.
5. Menentukan besarnya tekanan tanah terhadap dinding penahan tanah atau pangkal jembatan.
6. Menyelidiki keamanan suatu struktur bila penyelidikan tanah dilakukan pada bangunan yang telah ada sebelumnya.
7. Pada proyek jalan raya dan irigasi penyelidikan tanah bangunan untuk menentukan letak-letak saluran gorong-gorong, penelitian lokasi dan macam bahan timbunan.

Jenis-jenis tanah tertentu sangat mudah sekali terganggu oleh pengaruh pengambilan contohnya di dalam tanah. Untuk menanggulangi hal tersebut, sering dilakukan beberapa pengujian di lapangan secara langsung.

Pengujian-pengujian tersebut antara lain :

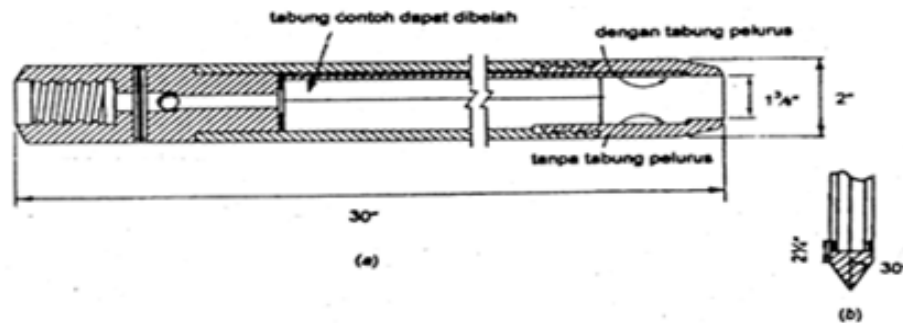
1. Uji *penetrasi standar* atau *uji SPT (Standart Penetration Test)*.
2. Uji *penetrasi kerucut statis (static cone penetration test)*.
3. Uji beban pelat (*plate load test*)
4. Uji geser kipas atau geser baling-baling (*vane sheare test*).

Pengujian di lapangan sangat berguna untuk mengetahui karakteristik tanah dalam mendukung beban pondasi dengan tidak dipengaruhi oleh kerusakan contoh tanah akibat operasi pengeboran dan penanganan contoh. Khususnya, berguna untuk penyelidikan tanah lempung sensitif, lanau, dan tanah pasir tidak padat.

1. Uji Penetrasi Standar (SPT)

Uji penetrasi standar dilakukan karena sulitnya memperoleh contoh tanah tak terganggu pada tanah granuler, pada pengujian ini sifat-sifat tanah ditentukan dari pengukuran kerapatan relatif secara langsung di lapangan.

Pada kasus-kasus umum biasanya uji SPT dilakukan setiap penetrasi bor 1,5-2 m atau paling sedikit pada tiap-tiap pergantian jenis lapisan tanah di sepanjang kedalaman lubang bornya. Untuk pondasi dangkal interval pengujian bisa lebih rapat lagi.



Gambar 4. tabung belah

- a. Tabung standar
- b. Tabung SPT untuk tanah berbatu

Untuk tanah berbatu, Palmer dan Stuart (1957) dalam Hardiyatmo (2006) memodifikasi tabung belah standar yang terbuka menjadi tertutup dan meruncing 30° pada ujungnya (**Gambar 4**). Pengamatan telah menunjukkan bahwa pada umumnya nilai N yang di peroleh dari kedua tipe alat ini mendakati sama, untuk jenis tanah dan kerapatan relatif tanah yang sama. Pada perancangan pondasi, nilai N dapat dipakai sebagai indikasi kemungkinan model keruntuhan pondasi yang akan terjadi (Terzhagi dan Peck, 1948). Kondisi keruntuhan geser lokal (*local shear failure*) dapat dianggap terjadi, bila nilai $N < 5$, dan keruntuhan geser umum (*general shear failure*) terjadi pada $N > 30$.

Oleh Terzaghi dan Peck (1948), hubungan nilai N dan kerapatan relatif (D_r) untuk tanah pasir diusulkan dalam **Tabel 1**.

Untuk tanah lempung jenuh, Terzaghi dan Peck (1948) dalam Hardiyatmo (2006), memberikan hubungan N secara kasar dengan kuat *tekan-bebas* seperti diperlihatkan pada **Tabel 2**.

Tabel 1. Hubungan N dengan kerapatan relatif (D_r) tanah pasir

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

sumber: Hardiyatmo (2006)

Kuat *tekan-bebas* (q_u) diperoleh dari uji *tekan bebas* , dengan $c_u = 0,5 q_u$ dan $\phi = 0$. Akan tetapi, penggunaan hubungan nilai N dan kuat geser tanah lempung jenuh pada **Tabel 2** tersebut tidak direkomendasikan. Peck, dkk. (1953) dalam Hardiyatmo (2006) menyatakan bahwa nilai N hasil uji SPT dapat dipercaya.

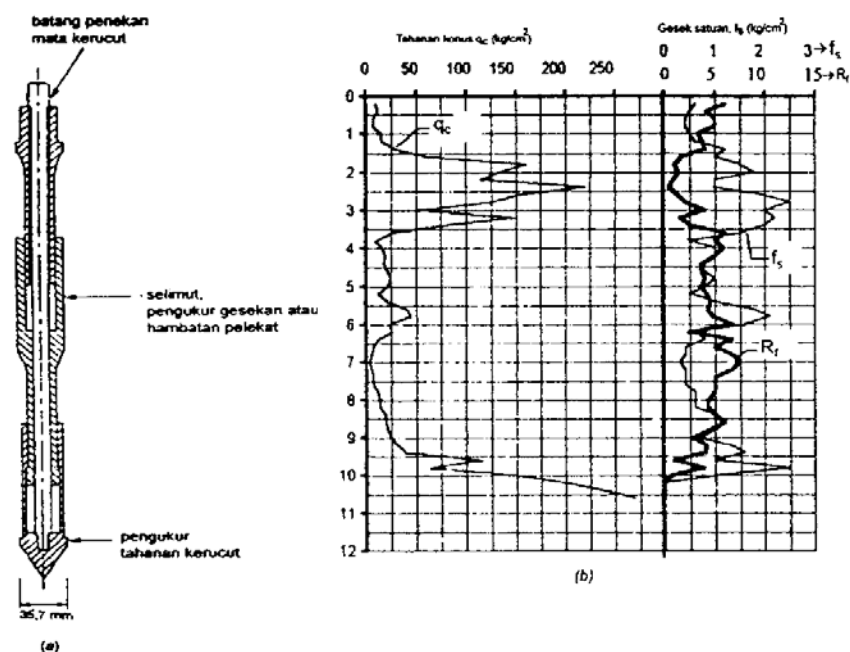
Tabel 2. Hubungan nilai N konsistensi dan nilai tekan bebas (q_u) untuk tanah lempung jenuh (Terzaghi dan Peck, 1948)

Nilai N	Konsistensi	Kuat tekan bebas (q_u) (kN/m^2)
<2	Sangat lunak	<25
2-4	Lunak	25-50
4-8	Sedang	50-100
8-15	Kaku	100-200
15-30	Sangat kaku	200-400
>30	Keras	>400

2. Uji Penetrasi Kerucut Statis (CPT)

Uji penetrasi kerucut statis atau uji sondir adalah uji sederhana yang di pakai untuk memperoleh nilai variasi kepadatan tanah pasir yang tidak padat. Pada tanah pasir yang padat dan tanah-tanah berkerikil dan berbatu penggunaan alat sondir tidak efektif, karena mengalami kesulitan dalam menembus tanah. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau tahanan konus (q_c) yang di peroleh dari pengujian, dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas dukung tanah dan penurunan pada pondasi-pondasi dangkal dan pondasi tiang. Alat ini terdiri dari kerucut baja yang mempunyai sudut kemiringan 60° dan berdiameter 35,7 mm yang mempunyai luas tampang 1000 mm^2 .

Cara penggunaan alat ini adalah dengan menekan pipa penekan dan mata sondir secara terpisah, melalui alat penekan mekanis atau dengan tangan yang memberikan gerakan ke bawah. Kecepatan penekan kira-kira 10 mm/detik. Nilai q_c adalah besarnya tahanan kerucut di bagi dengan luas penampangnya. Pembacaan arloji pengukur di lakukan pada tiap-tiap penetrasi sedalam 20 cm. Tahanan ujung serta tahanan gesek selimut alat sondir di catat. Dari sini diperoleh grafik tahanan kerucut statis atau tahanan konus yang menyajikan nilai keduanya.



Gambar 5. uji kerucut statis

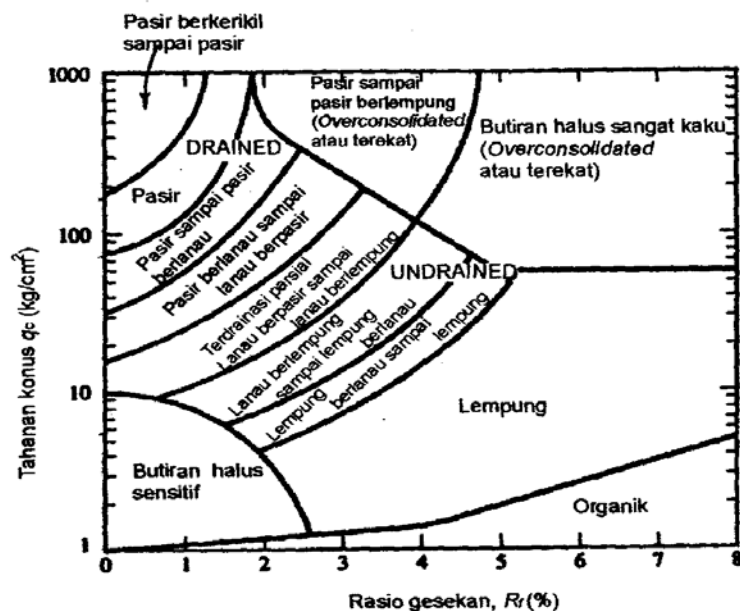
(a) Skema alat kerucut statis

(b) Contoh hasil pengujian

Karena uji kerucut statis (sondir) tidak mengeluarkan tanah saat pengujian berlangsung, maka jenis tanah tidak dapat diketahui dengan pasti. Untuk mengetahui jenis tanah dapat dilakukan pengambilan sampel

pengeboran tanah. Robertson dan Campanella (1983) mengusulkan hubungan tahanan kosinus (q_c) dengan rasio gesekan R_f , untuk mengklasifikasikan tanah secara pendekatan. Untuk mengklasifikasikan secara pendekatan menggunakan persamaan berikut:

$$R_f = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \% \quad (1)$$



Gambar 6. klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis (sondir) (Robertson dan Campanella, 1983)

F. Hitungan Kapasitas Tiang

Hitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis dan dinamis. Hitungan kapasitas tiang statis dilakukan menurut teori Mekanika Tanah, yaitu dengan mempelajari sifat-sifat teknis tanah. Sedang hitungan dengan cara

dinamis dilakukan dengan cara menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang.

Variasi kondisi tanah dan pengaruh tipe pelaksanaan pemancangan dapat menimbulkan perbedaan yang besar pada beban ultimit tiang pada satu lokasi bangunan. Demikian pula dengan pengaruh – pengaruh seperti : tiang cetak di luar atau dicor di tempat, tiang berdinding rata atau bergelombang, tiang terbuat dari baja atau beton, sangat berpengaruh pada faktor gesekan antara dinding tiang dan tanah, yang dengan demikian akan mempengaruhi kapasitas tiang.

1. Kapasitas ultimit cara statis

Kapasitas ultimit netto tiang tunggal (Q_u), adalah jumlah dari tahanan ujung bawah ultimit (Q_b) dan tahanan gesek ultimit (Q_s) antara dinding tiang dan tanah di sekitarnya dikurangi dengan berat sendiri tiang. Bila dinyatakan dengan persamaan, maka:

$$Q_u = Q_b + Q_s - W_p \quad (2)$$

Dengan

W_p = berat sendiri tiang

Q_u = kapasitas ultimit netto

Tahanan ujung ultimit, secara pendekatan dapat dihitung dengan menggunakan persamaan kapasitas dukung ultimit pondasi dangkal, sebagai berikut :

$$q_u = \frac{Q_b}{A_b} = c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma_d N_\gamma \quad (3)$$

dengan :

q_u = tahanan ujung per satuan luas tiang (kN/m^2)

Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

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

c_b = kohesi tanah di sekitar ujung tiang (kN/m^2)

$p_b = \gamma z$ = tekanan *overburden* pada ujung tiang (kN/m^2)

γ = berat volume tanah (kN/m^3)

d = diameter tiang (m)

N_c, N_q, N_γ = faktor – faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ).

Dari **Persamaan (3)**, tahanan ujung ultimit (Q_b) dapat dinyatakan oleh :

$$Q_b = A_b [c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma] \quad (4)$$

Tahanan gesek dinding tiang (Q_s) dapat dianalisis dari teori *Coulomb* :

$$\tau_d = \frac{Q_s}{A_s} = c_d + \sigma_n + \text{tg } \phi_d \quad (5)$$

dengan,

τ_d = tahanan geser dinding tanah

c_d = adhesi antara dinding tiang dan tanah

$\sigma_n = \sigma_h$ = tegangan normal pada dinding tiang

ϕ_d = sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

Dari definisi koefisien tekanan lateral,

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v} \quad (6)$$

Atau

$$\sigma_h = K \sigma_v \quad (7)$$

dengan σ_v adalah tegangan vertikal akibat berat tanah (tekanan *overburden*) dan σ_h adalah tegangan horizontal atau tegangan lateral (tekanan tanah pada dinding tiang). Dalam **Persamaan (6)**, σ_h merupakan tegangan normal (σ_n) yang bekerja tegak lurus pada dinding tiang. Dengan memberikan notasi yang baru untuk koefisien tekanan tanah lateral K menjadi K_d , yaitu koefisien tekanan lateral pada dinding tiang, maka **Persamaan (6)** menjadi :

$$\sigma_h = \sigma_n = K_d \sigma_v = K_d p_o \quad (8)$$

dengan $\sigma_v = p_o = zy$ (z = kedalaman dari muka tanah). Substitusi persamaan (8) ke persamaan (5), diperoleh :

$$\tau_d = c_d + K_d p_o \operatorname{tg} \varphi_d \quad (10)$$

dengan p_o = tekanan *overburden* rata – rata.

Tahanan gesek dinding ultimit (Q_s) tiang:

$$Q_s = \sum A_s \tau_d = \sum A_s (c_d + K_d p_o \operatorname{tg} \varphi_d) \quad (11)$$

Dengan A_s adalah luas selimut dinding tiang, yaitu keliling dikalikan dengan tinggi tiang. Dari **Persamaan (2)**, **(4)** dan **(11)**, dapat diperoleh persamaan umum kapasitas ultimit tiang tunggal ($\delta = \varphi_d$) :

$$Q_u = A_b (c_b N_c + p_b N_q + 0,5 \gamma d N_\gamma) + \sum A_s (c_d + K_d p_o \operatorname{tg} \delta) - Wp \quad (12)$$

Dengan,

$p_o = \sigma_v = \sum \gamma_i z_i =$ tekanan *overburden* rata – rata di sepanjang tiang

$\delta = \varphi_d =$ sudut gesek antara dinding tiang dan tanah

$A_b =$ luas penampang ujung tiang

$A_s =$ luas selimut tiang

$K_d =$ koefisien tekanan tanah lateral pada dinding tiang

$p_b =$ tekanan *overburden* di dasar tiang

Jika kapasitas tiang ultimit diperhitungkan pada kondisi keruntuhan waktu jangka pendek atau kondisi tidak terdrainase (*undrained*), maka parameter-parameter tanah yang harus digunakan adalah : ϕ_1 , c , c_d , dan γ pada kondisi tak terdrainase (*undrained*). Sehingga p_b dan p_o harus dihitung pada kondisi *tegangan total*.

Jika diinginkan untuk mengetahui kapasitas ultimit pada waktu jangka panjang, maka parameter – parameter tanah yang harus digunakan adalah parameter tanah pada kondisi terdrainase (*drained*). Dalam kondisi ini tegangan vertikal sama dengan tekanan *overburden* efektif p_b' dan p_o' .

Pada tanah lempung, tegangan vertikal di dekat tiang sama dengan tekanan *overburden*, sedang pada tanah pasir tegangan vertikal di dekat tiang lebih kecil dari tekanan *overburden* (Vesic, 1967) (Hardiyatmo, 2008).

Hitungan kapasitas tiang pada tanah pasir seperti yang disarankan oleh Vesic, sehubungan dengan pembatasan tahanan gesek maksimum dan tahanan ujung maksimum telah sering digunakan. Sebagai contoh, Mc Clelland (1969) menyarankan agar perencanaan kapasitas tiang pada tanah pasir bersih berkepadatan sedang, dengan $\phi' = 30^\circ$, $N_q = 41$, $K_d = 0,7$ (kompresi) atau $K_d = 0,5$ (beban tarik), dilakukan dengan mengambil tahanan gesek dinding satuan (f_s) maksimum **1,08 kg/cm² (107 kN/m²)** dan tahanan ujung satuan (f_b) maksimum **108 kg/cm² (10700 kN/m²)**

2. Kapasitas tiang dalam tanah kohesif

Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif, adalah jumlah tahanan gesek dinding tiang dan tahanan ujungnya. Besar tahanan gesek 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.

a. Tahanan ujung ultimit

Bila tanah terletak di tanah lempung, kapasitas tiang dihitung pada kondisi pembebanan *tak terdrainase (undrained)*, kecuali jika lempung termasuk jenis lempung *terkonsolidasi-berlebihan (highly overconsolidated)*.

Jika lempung dalam kondisi jenuh, maka $\phi_u = 0^\circ$. Karena itu, sudut gesek antara dinding tiang dan tanah (δ) sama dengan nol.

Karena $\phi_u = 0^\circ$, maka $N_q = 1$ dan $N_\gamma = 0$. Persamaan tahanan ujung ultimit yang didasarkan pada **Persamaan (4)** menjadi :

$$Q_b = A_b (c_b N_c + p_b) \quad (13)$$

Dengan,

Q_b = tahanan ujung bawah ultimit (kN)

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

c_b = kohesi pada kondisi *tak terdrainase (undrained)* tanah yang terletak di bagian bawah ujung tiang yang nilainya diambil dari contoh yang tak terganggu (kN/m^2)

N_c = faktor kapasitas dukung (fungsi dari ϕ), umumnya diambil sama dengan 9, (Skempton, 1959)

p_b = tekanan *overburden* ujung bawah tiang (kN/m^2)

b. Tiang gesek dinding ultimit

Bila tiang dalam tanah kohesif, persamaan tahanan gesek dinding ultimit yang didasarkan pada **Persamaan (11)**, menjadi :

$$Q_s = c_d A_s \quad (14)$$

Dengan,

Q_s = tahanan gesek dinding ultimit (kN)

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

A_s = luas selimut tiang (m²)

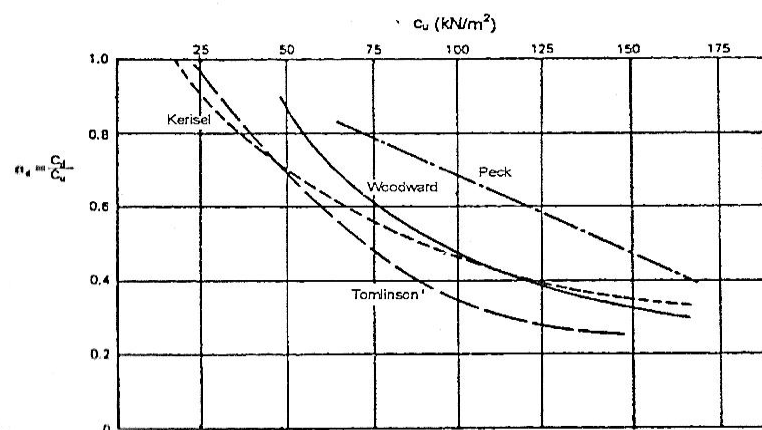
Adhesi antara dinding tiang dan tanah didefinisikan sebagai :

$$c_d = a_d + c_u \quad (15)$$

dengan a_d = faktor adhesi dan c_u = kohesi *tak terdrainase*. Faktor adhesi (a_d) sebaiknya didasarkan pada kuat geser tanah tak terganggu (*undisturbed sample*). Dari **Persamaan (15)**, tahanan gesek ultimit tiang dinyatakan oleh persamaan :

$$Q_s = a_d c_u A_s \quad (16)$$

Untuk tiang pancang, sifat – sifat khusus hubungan c_d/c_u (atau a_d) dan c_u yang telah disimpulkan oleh beberapa peneliti oleh McClelland (1974) ditunjukkan dalam **Gambar 7** :



Gambar 7. faktor adhesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung
(McClelland, 1974)

Estimasi adhesi ultimit (a_d) untuk tiang – tiang yang dipancang dalam tanah lempung, yang disarankan oleh Tomlinson (1963), ditunjukkan dalam tabel berikut :

Tabel 3. Adhesi ultimit (c_d) untuk tiang pancang dalam tanah lempung
(Tomlinson, 1963)

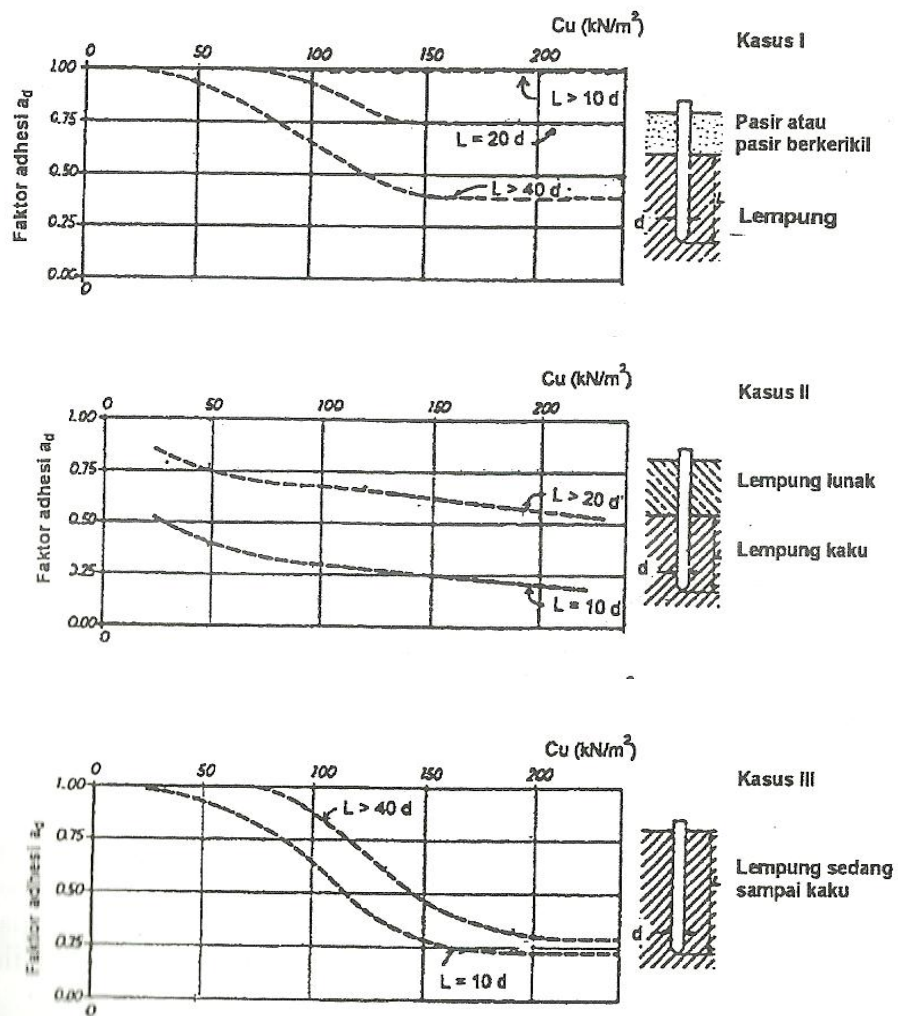
Bahan tiang	Kohesi (c_u) (k/ft ²)	Adhesi ultimit (c_d) (k/ft ²)
Beton dan kayu	0 – 0,75	0 - 0,70
	0,75 - 1,50	0,70 - 1,00
	1,50 - 3,00	1,00 - 1,30
Baja	0 - 0,75	0 - 0,70
	0,75 - 1,50	0,70 - 1,00
	1,50 - 3,00	1,00 - 1,20

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

Tomlinson dalam Hardiyatmo (2008) menyatakan hubungan hubungan faktor adhesi dan kohesi dengan memperhatikan bentuk – bentuk lapisan tanah seperti yang diperlihatkan **Gambar 8**. Terlihat bahwa faktor adhesi tertinggi diperoleh dalam kasus I, dimana tiang dipancang dalam satu tanah pasir atau tanah berpasir yang terletak di atas lapisan lempung kaku. Celah yang cenderung terbentuk diantara dinding tiang dan tanah di sekitarnya, terisi oleh bahan granuler dengan tidak ada tahanan gesek dinding tiang yang hilang.

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 dibentuk.



Gambar 8. hubungan antara faktor adhesi dan kohesi untuk tiang pancang dalam tanah lempung (Tomlinson, 1977).

c. Kapasitas ultimit tiang

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 (Hardiyatmo, 2008). Oleh karena itu persamaan akan menjadi :

$$Q_u = A_b c_b N_c + F_\omega a_d c_u A_s \quad (17)$$

Dengan,

Q_u = kapasitas ultimit netto tiang (kN)

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

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

N_c = faktor kapasitas dukung

F_ω = faktor bentuk tiang (sama dengan 1 untuk tiang berdiameter seragam)

a_d = faktor adhesi

c_u = kohesi *tak terdrainase* di sepanjang tiang (kN/m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

3. Kapasitas kelompok dan efisiensi tiang dalam tanah kohesif

Jika kelompok tiang dipancang dalam tanah lempung lunak, pasir tidak padat, atau timbunan, dengan dasar tiang yang bertumpu pada lapisan lempung

kaku, maka kelompok tiang tersebut tidak mempunyai resiko akan mengalami keruntuhan geser umum (*general shear failure*), asalkan diberikan faktor aman yang cukup terhadap bahaya keruntuhan tiang tunggalnya. Akan tetapi, penurunan kelompok tiang masih tetap harus diperhitungkan dalam perancangan. Pada kondisi lain, sering terjadi fondasi tiang harus dipancang secara keseluruhan ke dalam tanah lempung lunak. Karena itu, tiang – tiang dalam mendukung beban sebagian besar didukung oleh tahanan gesek dinding. Kondisi tiang semacam ini, disebut fondasi *tiang apung (floating pile)*. Kapasitas kelompok *tiang apung* dipengaruhi oleh salah satu faktor dari :

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.

Pada tiang yang dipasang pada jarak yang besar, tanah diantara tiang tidak bergerak sama sekali ketika tiang bergerak ke bawah oleh akibat beban yang bekerja (**Gambar 9 a**). Saat tanah yang mendukung beban kelompok tiang ini mengalami keruntuhan, maka model keruntuhannya disebut keruntuhan blok (**Gambar 9b**). 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 bor.

Q_g = kapasitas ultimit kelompok, nilainya harus tidak melampaui

nQ_u (dengan n = jumlah tiang di kelompoknya) (kN)

D = kedalaman tiang di bawah permukaan tanah (m)

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

L = panjang kelompok tiang (m)

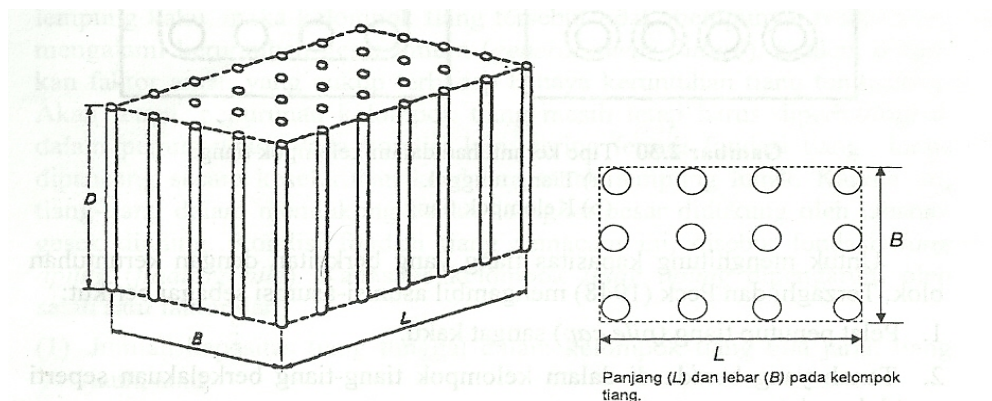
c = kohesi tanah di sekeliling kelompok tiang (kN/m²)

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

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

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

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



Gambar 10. kelompok tiang dalam tanah lempung yang bekerja sebagai blok (Hardiyatmo, 2008)

Umumnya model *keruntuhan blok* 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.

Teori dan pengamatan telah menunjukkan, bahwa kapasitas total dari kelompok tiang gesek (*friction pile*), khususnya tiang dalam tanah lempung, sering lebih kecil daripada 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.

Menurut Coduto (1983), *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 (*pilecap*) dengan tanah.
- (8) Arah dari beban yang bekerja.

Salah satu persamaan efisiensi tiang yang disarankan oleh *Converse-Labarre Formula*, adalah :

$$E_g = 1 - \theta \frac{(n' - 1)m + (m - 1)n'}{90mn'} \quad (19)$$

Dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

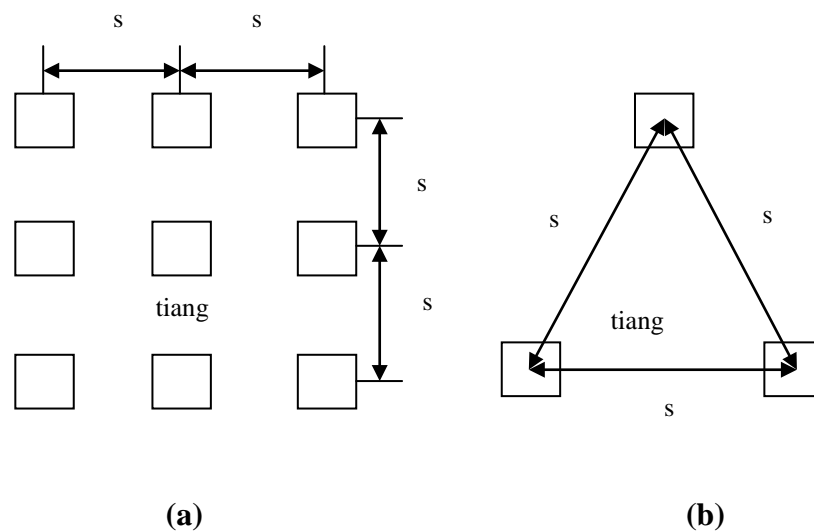
m = jumlah baris tiang

n' = jumlah tiang dalam satu baris

θ = arc tg d/s , dalam derajat

s = jarak pusat ke pusat tiang (lihat **Gambar 11**)

d = diameter tiang



Gambar 11. definisi jarak s dalam hitungan efisiensi tiang

- (a) Susunan bujursangkar
- (b) Susunan segitiga sama sisi

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai :

$$E_g = Q_g / nQ_u \quad (20)$$

Dengan,

E_g = efisiensi kelompok tiang

Q_g = beban maksimum kelompok tiang yang mengakibatkan keruntuhan.

n = jumlah tiang dalam kelompok

Q_u = beban maksimum tiang tunggal yang mengakibatkan keruntuhan.

G. Faktor Aman

Untuk memperoleh kapasitas ijin tiang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit tiang dengan faktor aman tertentu (Hardiyatmo, 2008). Faktor aman ini perlu diberikan dengan maksud :

1. Untuk memberikan keamanan terhadap ketidakpastian metode hitungan yang digunakan.

2. Untuk memberikan keamanan terhadap variasi kuat geser dan kompresibilitas tanah.
3. Untuk meyakinkan bahwa bahan tiang cukup aman dalam mendukung beban yang bekerja.
4. Untuk meyakinkan bahwa penurunan total yang terjadi pada tiang tunggal atau kelompok tiang masih dalam batas – batas toleransi.
5. Untuk meyakinkan bahwa penurunan tidak seragam di antara tiang – tiang masih dalam batas toleransi.

Sehubungan dengan alasan butir (*d*), dari hasil banyak pengujian – pengujian beban tiang, baik tiang pancang maupun tiang bor yang berdiameter kecil sampai sedang (600mm), penurunan akibat beban kerja (*working load*) yang terjadi lebih kecil dari 10mm untuk faktor aman yang tidak kurang dari 2,5 (Tomlinson, 1977).

Reese dan O'Neill (1989) menyarankan pemilihan faktor aman (*F*) untuk perancangan fondasi tiang (**Tabel 4**), yang dipertimbangkan faktor – faktor sebagai berikut:

1. Tipe dan kepentingan struktur.
2. Variabilitas tanah (tanah tidak uniform).
3. Ketelitian penyelidikan tanah.
4. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
5. Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang).
6. Pengawasan / kontrol kualitas di lapangan.

7. Kemungkinan beban desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur.

Tabel 4. Faktor aman yang disarankan (*Reese dan O'Neill, 1989*)

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

Besarnya beban kerja (*working load*) atau kapasitas tiang ijin (Q_a) dengan memperhatikan keamanan terhadap keruntuhan adalah nilai kapasitas ultimit (Q_u) dibagi dengan faktor aman (F) yang sesuai.

BAB III

PROSEDUR ANALISIS

A. Persiapan

Dalam melakukan penyusunan tugas akhir ini di butuhkan banyak data yang lengkap untuk penyelesaian masalah yang di angkat, beberapa persiapannya antara lain :

1. Menentukan lokasi atau subyek yang akan di tinjau
2. Mencari dan mengumpulkan data yang diperlukan untuk melengkapi penyusunan tugas akhir.
3. Menentukan narasumber yang sesuai dengan masalah yang akan dibahas.
4. Studi pustaka atau mencari referensi untuk mendukung penyelesaian masalah.

B. Pengumpulan Data

1. Lokasi Proyek

Proyek pembangunan Gedung Rusunawa Universitas Negeri Yogyakarta terletak di kampus Universitas Negeri Yogyakarta, Wates, Yogyakarta.

2. Waktu Kajian

Waktu dilaksanakan kajian atau pembuatan Proyek Akhir ini dimulai pada bulan Februari 2011 sampai selesai.

3. Studi Pustaka

Penyusun mempelajari buku-buku yang berhubungan dengan permasalahan yang di kaji, guna mendukung dan membantu penulisan lebih lanjut yang mengarah pada penyusunan Proyek Akhir.

4. Persiapan

Pada proses pencapaian hasil yang maksimal diperlukan rencana (*plan*) yang sistematis dan terarah. Penyusunan tahap awal yang harus dilakukan adalah pengumpulan data, hal ini dilakukan karena dalam Proyek Akhir ini membahas tentang analisis tiang pancang sehingga diperlukan data proyek yang menunjang untuk perhitungannya.

C. Jenis Data

Dalam pengumpulan data-data yang diperlukan untuk penyelesaian proyek akhir ini dibagi menjadi dua bagian yaitu :

1. Data Primer

Data Primer adalah data yang diambil langsung dari lokasi proyek dengan cara observasi atau mengamati langsung objek yang ditinjau di lokasi proyek sehingga membantu untuk pengambilan data.

2. Data Skunder

Data Skunder adalah data yang diperoleh dari instansi yang terkait, seperti :

- a. Gambar struktur bangunan
- b. Data tanah dan hasil sondir
- c. Dan data-data lain yang sekiranya dapat membantu dalam penyusunan proyek akhir ini.

D. Pengambilan Data

1. Dari hasil pengujian

Data yang diperoleh dari hasil pengujian di lapangan dan data yang diperoleh dari pengujian di laboratorium.

2. Studi Literatur

Metode pengumpulan data dari buku-buku atau dari laporan-laporan angkatan atas yang ada di perpustakaan.

E. Pengolahan Data

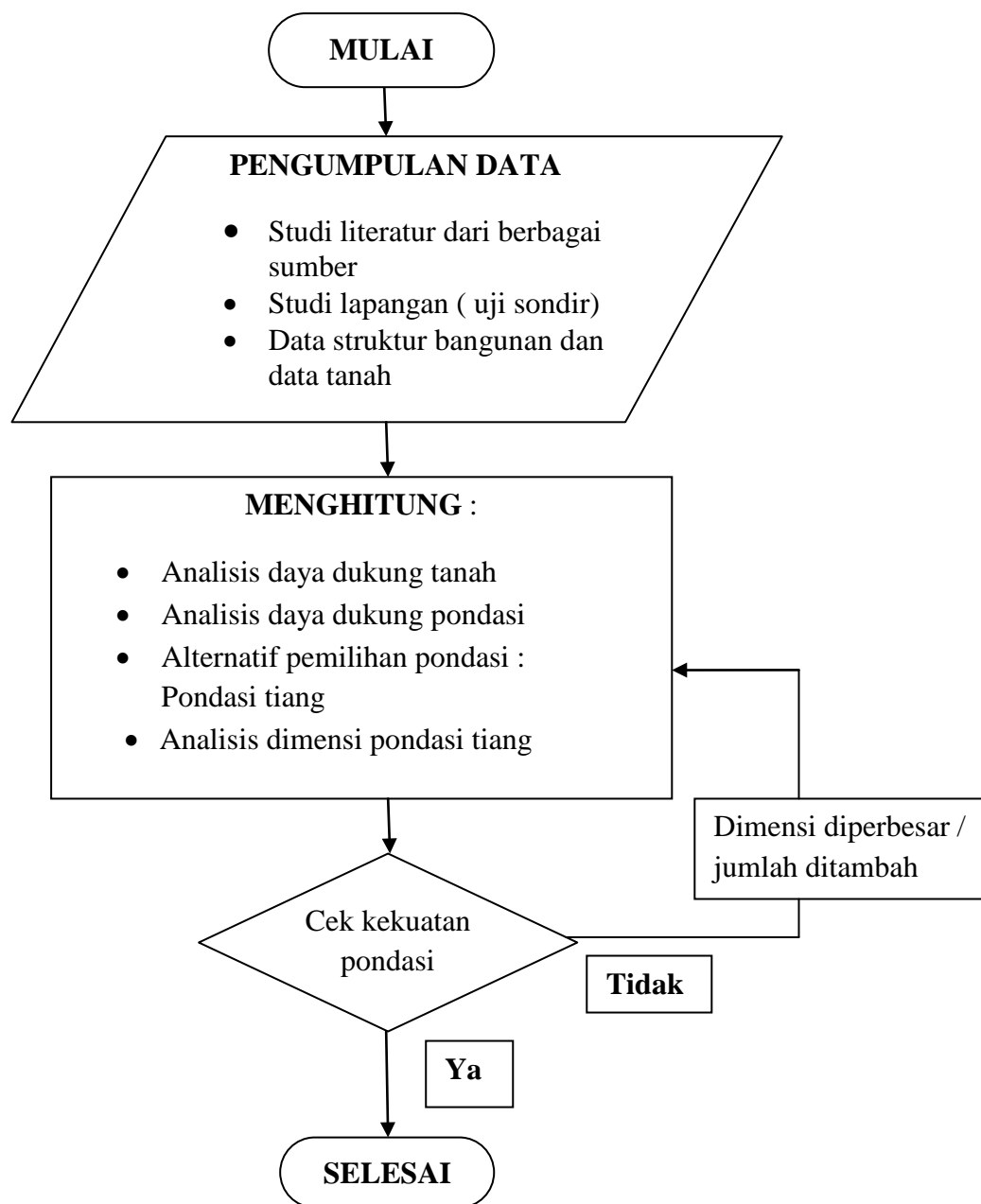
Untuk mempermudah penyelesaian masalah yang diambil maka dapat dikelompokkan dengan identifikasi masalah. Pengelompokkan data primer dan data skunder serta data penunjang lainnya sehingga akan memperoleh solusi yang tepat

untuk mengatasi permasalahan. Berikut cara yang digunakan untuk mengolah data yang ada yaitu:

1. Analisis kapasitas dukung tanah menggunakan rumus persamaan berdasarkan tes sondir yang berpedoman pada Mayerhof (1956).
2. Untuk analisis kapasitas maksimal tiang tunggal menggunakan hitungan kapasitas tiang dalam tanah kohesif (**persamaan 17**) dan hitungan kelompok tiang (**persamaan 18**) dan efisiensi tiang dalam tanah kohesif (**persamaan 19 dan 20**) .

F. Pemecahan Masalah

Pemecahan masalah harus sesuai dengan peraturan-peraturan yang berlaku, dalam hal ini peraturan tentang pondasi yang meliputi daya dukung tanah dan penurunan yang terjadi. Analisis tersebut akan digambarkan cara penyelesaian perhitungannya melalui diagram alir berikut.



Gambar 12. diagram alir analisis pondasi tiang

BAB IV

DATA, ANALISIS DAN PEMBAHASAN

A. Data Tanah

Sebelum pelaksanaan pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta, dilaksanakan pengujian laboratorium dan penyelidikan lapangan untuk mengetahui jenis tanah di daerah tersebut dan untuk menentukan jenis pondasi yang akan dipakai nantinya.

Lokasi penyelidikan lapangan terletak di lokasi proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta, sedangkan pengujian tanah di dilaksanakan di Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Negeri Yogyakarta.

1. Pengujian di laboratorium

Pengujian di laboratorium meliputi pengujian sifat indeks tanah, triaxial test untuk menentukan nilai sudut gesek tanah dalam dan kohesi, pemeriksaan kadar air tanah dan pemeriksaan berat jenis tanah.

2. Penyelidikan lapangan

Pada penyelidikan lapangan ini meliputi penyelidikan sondir yang terletak di lokasi rencana bangunan sebanyak 2 (dua) titik sondir kapasitas 2,5 ton, dan Bor Log satu titik disertai dengan uji SPT sampai kedalaman masing – masing bisa dilihat pada lampiran.

Pekerjaan di lapangan meliputi satu titik bor mesin dengan kedalaman maksimum 30 meter, disertai uji SPT dan pengambilan sampel *undisturbed* (tak terganggu) diambil pada setiap kedalaman 2 meter sepanjang kedalaman bor. Karena sebagian tanah di lapisan tertentu berupa tanah pasir halus bercampur lumpur, maka contoh tanah dari hasil pengeboran yang diuji di laboratorium berupa tanah terganggu (*disturbed sample*).

Dari hasil pengeboran diperoleh lapisan tanah yang bervariasi berupa tanah lumpur berlempung mulai dari permukaan tanah, sampai dengan kedalaman 3 meter, lapisan tanah berikutnya berupa tanah tanah lempung sampai dengan kedalaman 8 meter dan selanjutnya secara umum berupa lumpur berpasir berlempung lunak.

Tabel 5. hasil hitungan N-SPT

d	N	Q _u	Q _{all}
2	2	8,16	2,72
4	4	17,28	5,76
6	9	36,9	13,2
8	12	56,16	18,72
10	12	61,92	20,64
12	14	75,84	25,28
14	14	82,56	27,52
16	9	68,88	22,96
18	14	93,6	31,2
20	20	124,8	41,6
22	28	167,04	55,68
24	36	213,12	71,04
26	45	267,12	89,04
28	38	260,16	86,72
30	44	302,88	100,96

Pada hasil hitungan nilai N-SPT yang dikoreksi diperlihatkan pada tabel 5, termasuk hasil hitungan kapasitas dukung ijin (Q_{all}) yang didasarkan pada satu pondasi tiang pancang dengan asumsi menggunakan tiang pancang beton berpenampang bujur sangkar dengan lebar sisi 0,3m.

Dari hasil uji SPT diperoleh bahwa kondisi lapisan tanah berupa tanah lunak yang dibuktikan dengan nilai N berkisar antara 10 sampai dengan 15 pada kedalaman 19 meter kemudian naik sampai 40 pada kedalaman 30 meter.

Data tanah yang diperoleh dari pengujian :

Tabel 6. data tanah hasil pengujian (*Final Report Soil Test*, Laboratorium Mekanika Tanah, UNY)

<i>strength parameter</i>					
D (m)	<i>bulk density</i> (kN/m ³)	<i>dry density</i> (kN/m ³)	ϕ'	C	Cc
2	17,366	11,985	11,86	1,92	0,3421
4	16,611	10,604	4,08	2,69	0,4003
6	16,650	10,623	4,08	2,69	0,3531
8	16,787	10,966	3,58	3,67	0,4645
10	16,670	10,888	3,58	3,67	0,4180
12	16,562	10,819	3,58	3,67	0,4180
14	17,552	10,956			0,5542
16	16,827	10,976	4,96	1,85	0,5511
20	17,052	10,878	13,88	0,00	0,5009
rata - rata	16,897	10,966			

B. Data pondasi tiang

Dengan kondisi kondisi lapisan tanah keras terletak di kedalaman lebih dari 30 meter, maka untuk mendukung bangunan dengan lima lantai, disarankan menggunakan pondasi tiang. Proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta, menggunakan tiang pancang beton *minipile* penampang bujursangkar dengan lebar sisi 0,2x0,2m, panjang tiang yang digunakan rata – rata berukuran 12 meter, dengan mutu beton tiang pancang K-450.

C. Analisis kapasitas ultimit pondasi tiang

Analisis penghitungan kapasitas maksimal pondasi tiang pada Proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, Kulon Progo, Daerah Istimewa Yogyakarta, dimulai pada penghitungan kapasitas ultimit pada tiang tunggal, kemudian dilanjutkan dengan penghitungan pada kapasitas ultimit kelompok tiang. Kelompok tiang pada proyek rusunawa ini disusun dengan konfigurasi 2x2 (detail P4 pada lampiran), segitiga (detail P3) dan 2x1 (detail P2).

1. Hitungan kapasitas ultimit pada tiang tunggal

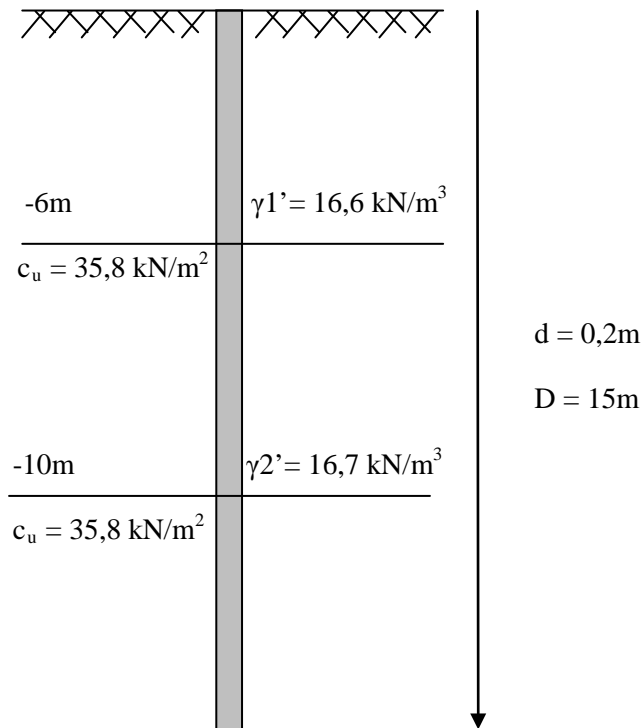
Menghitung Tiang A1-1, panjang 15 m, panjang sisi – sisi 0,2 m.

Kondisi lapisan tanah,

- 0 - 6m = lempung $\gamma_1' = 16,6 \text{ kN/m}^3$ (diambil dari *bulk density*

tabel 5 pada kedalaman 6 meter),

$$c_u = 1,5 \text{ k/ft}^2 = 35,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (} c_u \text{ dari } \mathbf{tabel\ 3})$$



Gambar 13. tiang tunggal A1-1

- 6 – 10m = lempung $\gamma_2' = 16,7 \text{ kN/m}^3$ (diambil dari *bulk density* **tabel 5** pada kedalaman 10 meter),

$$c_{u2} = 1,5 \text{ k/ft}^2 = 35,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (} c_u \text{ dari } \mathbf{tabel\ 3})$$

- Mencari tahanan ujung ultimit (Q_b)

$$Q_b = A_b c_{u2} N_c$$

$$c_{u2} = 35,8 \text{ kN/m}^2.$$

$$N_c = 9 \text{ (Skempton, 1959)}$$

$$A_b = 0,2 \cdot 0,2 = 0,04 \text{ m}^2$$

$$Q_b = 0,04 \cdot 35,8 \cdot 9$$

$$Q_b = 12,8 \text{ kN}$$

Cek tahanan ujung satuan maksimum,

$$f_b = Q_b / A_b$$

$$f_b = 12,8 / 0,04 = 322,2 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2 \text{ (ok)}$$

b. Mencari tahanan gesek ultimit (Q_s)

$$\text{Keliling tiang : } 0,2 + 0,2 + 0,2 + 0,2 = 0,8 \text{ m}$$

$$A_s \text{ (luas selimut tiang)} = 4 \cdot 0,2 \cdot 15 = 12 \text{ m}^2$$

Dengan kurva Tomlinson (Hardiyatmo, 2008)

$$c_u \text{ 1} = 35,8 \text{ kN/m}^2, \text{ diperoleh } a_d = c_d / c_u = 0,8 \text{ (diperoleh dari kurva}$$

Tomlinson **Gambar 7)**

$$c_u \text{ 2} = 35,8 \text{ kN/m}^2, \text{ diperoleh } a_d = c_d / c_u = 0,8$$

$$Q_s = \sum a_d c_u A_s$$

$$\text{- Kedalaman 0 – 6m} = Q_s \text{ 1} = 0,8 \cdot 35,8 \cdot 0,8 \cdot 6 = 137,47 \text{ kN}$$

$$\text{- Kedalaman 6-16m} = Q_s \text{ 2} = 0,8 \cdot 35,8 \cdot 0,8 \cdot 10 = \underline{229,12 \text{ kN}}$$

$$Q_s = 366,59 \text{ kN}$$

Cek tahanan gesek satuan maksimum, $f_s = Q_s / A_s$

$$f_s = 366,59 / 12 = 30,54 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2, \text{ (ok)}$$

c. Mencari Q_u

$$Q_u = Q_b + Q_s$$

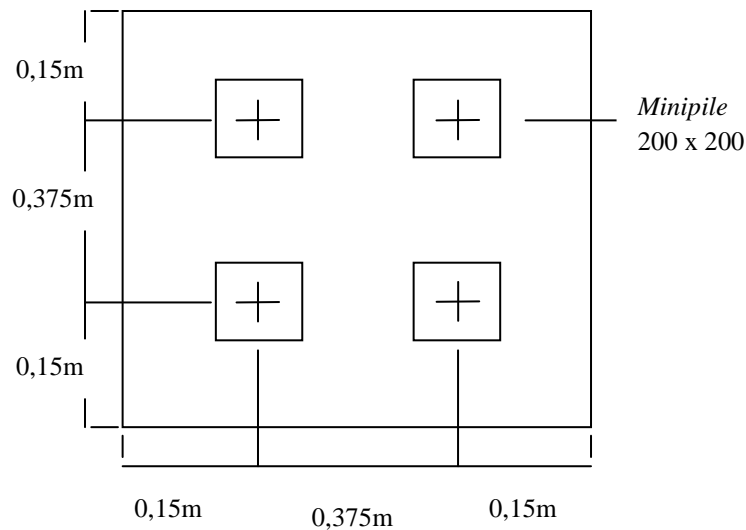
untuk tanah berlempung, kapasitas ultimit diperoleh dengan tanpa mengurangi berat tiang, W_p (Hardiyatmo, 2008)

$$Q_u = 12,8 + 366,59$$

$$= 379,39 \text{ kN}$$

2. Hitungan kapasitas ijin kelompok tiang 2x2

Menghitung kapasitas ultimit Kelompok tiang 2 x 2 (detail P4) ,



Gambar 14. kelompok tiang 2x2

$$c = c_b = 35,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 3)}$$

$\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$ (diambil dari *bulk density* **tabel 5** pada kedalaman 12 meter)

$$D \text{ (kedalaman tiang)} = 12 \text{ m}$$

$$d \text{ (diameter)} = 0,20\text{m}$$

$$B \text{ (lebar kelompok tiang)} = L \text{ (panjang kelompok tiang)} = 0,375\text{m}$$

$$N_c = 9 \text{ (Skempton, 1959)}$$

$$a_d = c_d/c_u = 0,8 \text{ (Dengan kurva Tomlinson, Gambar 7)}$$

$$s \text{ (jarak antar pusat tiang)} = 0,375\text{m}$$

cek terhadap kemungkinan keruntuhan blok kelompok tiang :

$s/d : 0,375/0,2 = 1,875$, jadi $s = 1,875 d < 3d$, terdapat kemungkinan keruntuhan blok.

- a. Mencari kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g)

$$\begin{aligned}
 Q_g &= 2 D (B + L) c + 1,3 c_b N_c BL \\
 &= 2 \cdot 12 (0,375 + 0,375) 35,8 + 1,3 \cdot 35,8 \cdot 9 \cdot 0,375 \cdot 0,375 \\
 &= 24 (0,75) 35,8 + 58,90 \\
 Q_g &= 703,3 \text{ kN} \\
 \text{Kapasitas ijin kelompok tiang} &= Q_g/3 \\
 &= 703,3/3 \\
 &= 234,43 \text{ kN} \tag{1}
 \end{aligned}$$

- b. Mencari kapasitas ijin didasarkan pada tiang tunggal

$$\begin{aligned}
 Q_s &= a_d c_u A_s \\
 &= 0,8 \cdot 35,8 \cdot 12 \\
 &= 343,68 \text{ kN} \\
 Q_b &= A_b c_u^2 N_c \\
 &= 0,04 \cdot 35,8 \cdot 9 \\
 &= 12,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Disini terlihat bahwa tahanan ujung (Q_b) sangat kecil, karena itu sering tahanan ujung tiang pada tanah lempung lunak diabaikan (Hardiyatmo, 2008), dengan mengabaikan tahanan ujungnya,

$$Q_u = Q_s = 343,68 \text{ kN}$$

$$Q_a = 343,68 / 2,5 \text{ (kapasitas ijin tiang tunggal (Hardiyatmo, 2008))}$$

$$= 137,472 \text{ kN}$$

$$\text{- Efisiensi} = E_g = Q_g / nQ_u$$

$$= 703,3 / (4 \cdot 379,39)$$

$$= 0,463$$

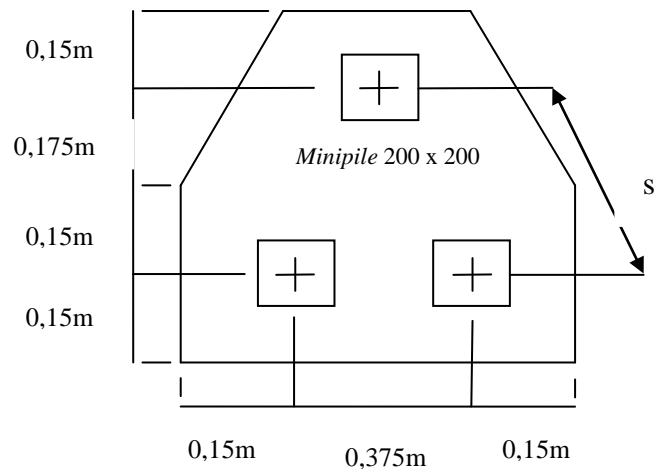
$$\text{- Kapasitas kelompok tiang ijin} = E_g \cdot n \cdot Q_a$$

$$= 0,463 \cdot 4 \cdot 137,472$$

$$= 254,59 \text{ kN} \quad (2)$$

- c. Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang adalah nilai terkecil dari (1) dan (2) yaitu 234,43 kN.

3. Hitungan kapasitas ijin kelompok tiang 2x1



Gambar 15. kelompok tiang 2x1

Menghitung kapasitas ultimit Kelompok tiang 2 x 1 (detail P3) ,

$$c = c_b = 35,8 \text{ kN/m}^2 \text{ (Tabel 3)}$$

$\gamma = 16,6 \text{ kN/m}^3$ (diambil dari *bulk density* **tabel 5** pada kedalaman 12 meter)

D (kedalaman tiang) = 12 m

d (diameter) = 0,20m

B (lebar kelompok tiang) = 0,375m

L (panjang kelompok tiang) = 0,325m

$N_c = 9$ (Skempton, 1959)

$a_d = c_d/c_u = 0,8$ (Dengan kurva Tomlinson, **Gambar 7**)

$$\begin{aligned}
 s \text{ (jarak antar pusat tiang)} &= s^2 = B^2 + L^2 \\
 &= 0,375^2 + 0,325^2 \\
 &= 0,140 + 0,105 \\
 s^2 &= 0,245 \\
 s &= 0,494
 \end{aligned}$$

- a. Mencari kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g)

$$\begin{aligned}
 Q_g &= 2 D (B + L) c + 1,3 c_b N_c B L \\
 &= 2 \cdot 12 (0,375 + 0,325) 35,8 + 1,3 \cdot 35,8 \cdot 9 \cdot 0,375 \cdot 0,325 \\
 &= 24 (0,75) 35,8 + 51,04
 \end{aligned}$$

$$Q_g = 652,48 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Kapasitas ijin kelompok tiang} &= Q_g/3 \\
 &= 652,48/3 \\
 &= 217,49 \text{ kN} \quad (1)
 \end{aligned}$$

- b. Mencari kapasitas ijin didasarkan pada tiang tunggal

$$\begin{aligned}
 Q_s &= a_d c_u A_s \\
 &= 0,8 \cdot 35,8 \cdot 12 \\
 &= 343,68 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Q_b &= A_b c_u 2 N_c \\
 &= 0,04 \cdot 35,8 \cdot 9 \\
 &= 12,8 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Disini terlihat bahwa tahanan ujung (Q_b) sangat kecil, karena itu sering tahanan ujung tiang pada tanah lempung lunak diabaikan, dengan mengabaikan tahanan ujungnya,

$$Q_u = Q_s = 343,68 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 Q_a &= 343,68 / 2,5 \text{ (kapasitas ijin tiang tunggal (Hardiyatmo,2008))} \\
 &= 137,472 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Efisiensi} &= E_g = Q_g / n Q_u \\
 &= 652,48 / (3 \cdot 379,39) \\
 &= 0,573
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{- Kapasitas kelompok tiang ijin} &= E_g n Q_a \\
 &= 0,573 \cdot 3 \cdot 137,472 \\
 &= 236,31 \text{ kN} \quad (2)
 \end{aligned}$$

- c. Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang adalah nilai terkecil dari (1) dan (2) yaitu 217,49 kN.

D. Pembahasan

1. Kapasitas maksimal pondasi tiang tunggal

Untuk penghitungan kapasitas maksimal pondasi tiang tunggal pada Proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, pada penghitungan tiang tunggal A1-1, diperoleh hasil kapasitas ultimit tiang tunggal (Q_u) = 379,39 kN dengan tahanan ujung ultimit (Q_b) = 12,8 kN, cek batasan tahanan ujung (f_b) satuan maksimum = $322,2 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2$, tahanan gesek ultimit (Q_s) diperoleh = 366,59 kN, Cek tahanan gesek satuan maksimum (f_s) = $30,54 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2$ (Tomlinson, 1977). Dengan demikian daya dukung pondasi tiang pancang pondasi tersebut memenuhi persyaratan aman.

2. Kapasitas ijin kelompok pondasi tiang pancang

Terdapat tiga macam kelompok pondasi tiang pancang pada pembangunan rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates. Kelompok 2x1 dengan dua tiang, susunan tiang bentuk segitiga dengan tiga kelompok tiang, dan 2x2 dengan empat kelompok tiang. Pada penghitungan ini hanya kelompok tiang segitiga dan kelompok 2x2 yang dihitung.

Untuk penghitungan kapasitas ijin kelompok pondasi tiang tersebut, pada kelompok tiang segitiga, diperoleh kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g) = 652,48 kN, tahanan ujung (Q_b) = 12,8 kN, tahanan gesek tiang (Q_s) = 343,68 kN, kapasitas tiang tunggal (Q_a) = 137,472 kN ($F = 2,5$, faktor aman kapasitas ijin tiang tunggal). Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang segitiga adalah 217,49 kN.

Untuk penghitungan kapasitas ijin kelompok pondasi tiang tersebut, pada kelompok tiang 2x2, diperoleh kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g)= 703,3 kN, tahanan ujung (Q_b)= 12,8kN, tahanan gesek tiang (Q_s) = 343,68 kN, kapasitas tiang tunggal (Q_u)= 137,472 kN. Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang 2x2 adalah 234,43 kN.

Pada kelompok tiang segitiga, perbandingan $Q_g = 652,48$ kN dengan $nQ_u = 3 \cdot 379,39 = 1138,17$ kN, karena $Q_g < nQ_u$, maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g). Pada kelompok tiang 2x2, perbandingan $Q_g = 703,3$ kN dengan $nQ_u = 4 \cdot 379,39 = 1517,56$ kN, karena $Q_g < nQ_u$, maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g) (Hardiyatmo,2008).

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

A. Kesimpulan

Berdasarkan hasil analisis terhadap pondasi tiang tunggal dan kelompok pondasi tiang, maka dapat disimpulkan :

1. Dari analisis kapasitas maksimal pondasi tiang tunggal pada Proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, pada penghitungan tiang tunggal A1-1, diperoleh hasil kapasitas ultimit tiang tunggal (Q_u) = 379,39 kN dengan tahanan ujung ultimit (Q_b) = 12,8 kN, cek batasan tahanan ujung (f_b) satuan maksimum = $322,2 \text{ kN/m}^2 < 10700 \text{ kN/m}^2$, tahanan gesek ultimit (Q_s) diperoleh = 366,59 kN, Cek tahanan gesek satuan maksimum (f_s) = $30,54 \text{ kN/m}^2 < 107 \text{ kN/m}^2$ (Tomlinson, 1977). Dengan demikian daya dukung pondasi tiang pancang pondasi tersebut telah memenuhi persyaratan aman.
2. Dari analisis kapasitas ijin kelompok tiang segitiga dan kelompok tiang2x2 pada Proyek pembangunan Rusunawa di kompleks Universitas Negeri Yogyakarta di Wates, diperoleh kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g)= 652,48 kN, tahanan ujung (Q_b)= 12,8kN, tahanan gesek tiang (Q_s) = 343,68 kN, kapasitas tiang tunggal (Q_a)= 137,472 kN ($F = 2,5$). Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang segitiga adalah 217,49 kN, nilai E_g (efisiensi) = 0,573.

Pada kelompok tiang 2x2, diperoleh kapasitas ijin kelompok tiang (Q_g)= 703,3 kN, tahanan ujung (Q_b)= 12,8kN, tahanan gesek tiang (Q_s) = 343,68 kN, kapasitas tiang tunggal (Q_a)= 137,472 kN. Beban kerja (*working load*) yang dapat didukung kelompok tiang 2x2 adalah 234,43 kN, nilai E_g (efisiensi) = 0,463. Berdasarkan analisis tersebut, beban kerja terkecil terdapat pada kelompok tiang bentuk segitiga (tiga tiang), dan kemungkinan keruntuhan yang terjadi lebih kecil daripada kelompok tiang 2x2 (empat tiang) karena beban maksimum tiang 2x2 yang lebih besar.

3. Pada kelompok tiang segitiga, perbandingan $Q_g = 652,48$ kN dengan $nQ_u = 1138,17$ kN, karena $Q_g < nQ_u$, maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g). Pada kelompok tiang 2x2, perbandingan $Q_g = 703,3$ kN dengan $nQ_u = 1517,56$ kN, karena $Q_g < nQ_u$, maka kapasitas dukung fondasi tiang yang dipakai adalah kapasitas kelompoknya (Q_g) (Hardiyatmo, 2008).

B. Saran

Karena nilai E (efisiensi) jauh dari 1, sebaiknya jarak tiang pada susunan kelompok tiang diperlebar / diperbesar agar efisiensi tercapai.

DAFTAR PUSTAKA

- Hardiyatmo, C., 2006, "*Teknik Fondasi I*", Edisi Ketiga, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Hardiyatmo. C., 2008, "*Teknik Fondasi II*", Edisi Keempat, Gadjah Mada University Press, Yogyakarta.
- Jamin, M., 2008, "*FINAL REPORT SOIL TEST, Proyek Rusunawa di Kampus UNY WatesKulon Progo*", Laboratorium Mekanika Tanah, Jurusan Teknik Sipil Dan Perencanaan, Fakultas Teknik, Universitas Negeri Yogyakarta.
- Rahardjo,P. P., "*Manual Pondasi Tiang*", Program Pascasarjana Megister Teknik Sipil Universitas Katholik Parahayangan.

LAMPIRAN