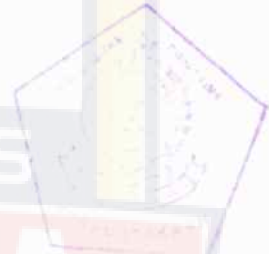


TUGAS AKHIR

INJAUAN PERENCANAAN SUBSTRUKTUR GEDUNG BANQUET

BALAI PENDIDIKAN DAN LATIHAN PARIWISATA (BPLP)

UJUNG PANDANG



DISUSUN OLEH :

N A M A : FERRY SYARIFUDDIN

STB : 4586040049

NIRM : 871134598

UNIVERSITAS " 45 "

UJUNG PANDANG

1999



UNIVERSITAS "45"

Jln. Urip Sumoharjo Km. 4
Telp. 452901 - 452789
UJUNG PANDANG

LEMBARAN PENGESAHAN

TUGAS AKHIR

Diajukan untuk memenuhi sebahagian syarat-syarat ujian/seminar, guna memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil pada Fakultas Teknik Universitas "45" Ujung Pandang.

Judul : " TINJAUAN PERENCANAAN SUB STRUKTUR GEDUNG BANQUET BALAI PENDIDIKAN DAN LATIHAN PARIWISATA UJUNG PANDANG"

Di susun Oleh :

Ferry Syarifuddin
4586040049/871134598

Ujung Pandang, Mei 2000


Telah disetujui dan diperiksa oleh :

Dosen Pembimbing


Pembimbing I


Ir. H. MARUDDIN LAINIG, Msi
NIP : 130 240 762

Pembimbing II,

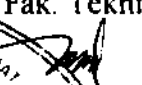

IR. DARWIS PANCURISENG, M.Sc
NIP : 132 008 284

Pembimbing III

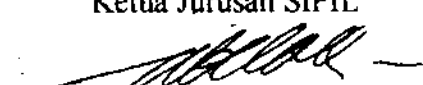

Ir. H. M. NUR ABU
NIP :

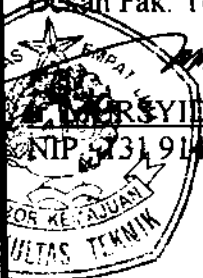
Mengetahui :

Dekan Fak. Teknik


M. MURSYID MUSTAFA
NIP : 131 911 693

Ketua Jurusan SIPIL


IR. ABD. RAHIM NURDIN
NIP : 131 911 820



UNIVERSITAS "45"

Jln. Urip Sumoharjo Km. 4
Telp. 452901 - 452789
UJUNG PANDANG

TUGAS AKHIR

Liberikan Kepada :

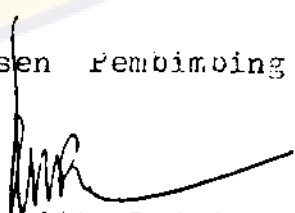
N a m a : Ferry Syarifuddin
No.Stb/Nirm : 4586040049 / 871134598
Fakultas : Teknik
Jurusan : Sipil
J u d u l : TINJAUAN PERENCANAAN SUBSTRUKTUR
GEDUNG BANQUE MELAI PENELITIAN
DAN LATIHAN PARIWISATA (E P L P)
UJUNG PANDANG

Ujung Pandang, 24 Januari 1996

Losen Pembimbing,

1. Ir. H. Maruddin Laining, M.Si.
2. Ir. Darwis Panguriseng, M.Sc.
3. Ir. H. E. Nur Abu.

a.n. Losen Pembimbing


Ir. H. Maruddin Laining, M.Si.
NIP. 130 240 762

KATA PENGANTAR

Syukur Alhamdulillah kehadiran Allah SWT atas Rahmat dan Ridho-Nya sehingga penyusunan tugas akhir ini dapat terselesaikan.

Penulis menyadari sepenuhnya bahwa dalam tugas akhir ini masih terdapat banyak kekurangan disebabkan oleh keterbatasan dan kelemahan penulis, untuk itu Penulis mengharapkan masukan yang sifatnya konstruktif dalam upaya perbaikan ataupun sebagai bahan kajian selanjutnya.

Penyusunan tugas akhir ini tidak terlepas dari bimbingan, bantuan dan kesabaran pada dosen pembimbing. Untuk itu dengan segala kerendahan hati Penulis mengucapkan terima kasih kepada Bapak *Ir. H. Maruddin Lainig, Msi* selaku Pembimbing Utama, Bapak *Ir. Darwis Panguriseng, MSc* dan Bapak *Ir. H. M. Nur Abu* masing-masing selaku Pembimbing Anggota.

Ucapan terima kasih Penulis sampaikan pula kepada Bapak *Ir. Mursyid* Dekan Fakultas Teknik, Bapak *Ir. Abd. Rahim Nurdin* Ketua Jurusan Teknik Sipil, seluruh staf dan dosen Pengajar yang tak dapat disebutkan satu persatu.

Kepada Direksi dan Karyawan PT. Media Pembangunan, Bapak *Ir. Agussalim Djirong* dan Bapak *Ir. Rukman Landing*, terima kasih atas bantuan, pengertian dan kerjasamanya.

Dengan perasaan tulus Penulis menghaturkan ucapan terima kasih dan penghargaan yang setinggi-tingginya kepada yang tercinta Ayahanda *Nisa'id*

dan Ibunda *Halifa* yang telah berjasa dalam mengasuh dan mendidik Penulis dengan penuh kasih sayang.

Kepada yang tercinta *Sarsina Syamsu, Spi* serta saudara-saudaraku :

Yan Achyar N, Armin N, Asniar N, Aryanti N, Ade Herawati N, Lili Syafaria N, Zulkifli N, Ija Indrawati N, Yunizal N. Terima kasih atas segala bantuan, dorongan, kerjasama dan pengertiannya selama Penulis menjalani masa pendidikan. Kepada para sahabat : Jalinan kerjasama dan persahabatan di antara kita menjadi momen tak terlupakan.

Semoga Allah Subhanahu Wata'ala membalas segala budi baik dan jasa mereka. Amien.

UNIVERSITAS
BOSOWA

Ujung Pandang, Januari 1999

Ferry Syarifuddin Nisaid

DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN JUDUL	i
HALAMAN PENGESAHAN	li
KATA PENGANTAR	lii
DAFTAR ISI	v
DAFTAR TABEL	vii
DAFTAR GAMBAR	viii
BAB I. PENDAHULUAN.....	I – 1
1.1. Latar Belakang Masalah	I – 1
1.2. Alasan Memilih Judul	I – 3
1.3. Maksud dan Tujuan Penulisan	I - 3
1.4. Pokok Bahasan dan Batasan Masalah	I - 4
1.5. Sistematika Penulisan	I – 4
BAB II. GAMBARAN UMUM DAN DATA-DATA PERENCANAAN.....	II – 1
2.1. Gambaran Umum Konstruksi Pondasi Gedung Banquet.....	II – 1
2.2. Data-Data Teknik	II – 2
2.2.1. Data Parameter Tanah	II - 2
2.2.2. Data Karakteristik Beban Pondasi	II - 3
BAB III. TINJAUAN PUSTAKA.....	III - 1
3.1. Type Pondasi.....	III - 1
3.1.1. Pondasi Dangkal	III - 3
3.1.2. Pondasi Dalam	III - 9

3.2	Daya Dukung Tanah.....	III – 13
3.3	Tanah Kohesi	III - 15
3.2.1.	Tanah Non Kohesi	III - 19
3.4	Daya Dukung Pondasi	III - 21
3.4.1	Pondasi Dangkal	III - 22
3.4.2	Pondasi Dalam	III - 34
3.5	Dimensi Pondasi	III - 44
3.6	Stabilitas Pondasi	III - 47
BAB IV.	TINJAUAN PERHITUNGAN STRUKTUR PONDASI GEDUNG	
	BANQUET	IV - 1
4.1	Pemilihan Type Pondasi	IV - 1
4.2	Perhitungan Dimensi Pondasi Tiang	IV - 1
4.3	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang	IV - 3
4.4	Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang	IV - 8
4.5	Perhitungan Penulangan Pondasi Tiang	IV - 9
4.6	Perbandingan Pondasi Sistim Rakit Dengan Pondasi Tiang	IV - 15
4.6.1	Aspek Daya Dukung Pondasi	IV - 15
4.6.2	Aspek Stabilitas/Penurunan Pondasi	IV - 15
4.6.3	Aspek Biaya Pelaksanaan	IV - 16
BAB V	KESIMPULAN DAN SARAN	V - 1
5.1	Kesimpulan	V - 1
5.2	Saran	V - 2

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

Nomor	Teks	Halaman
3.1	Nilai-nilai Yang Umum Untuk Gesekan Dalam ϕ	III - 20
3.2	Nilai-Nilai Faktor Daya Dukung Tanah Terzaghi	III - 23
3.3	Koefisien Daya Dukung Dari Ohsaki	III - 24
3.4	Faktor-Faktor Daya Dukung (Versic, 1973)	III - 28
3.5	Faktor-Faktor Daya Dukung Meyerhof dan Hansen	III - 33
3.6a	Faktor-Faktor Daya Dukung Oleh Vesic (1975)	III - 37
3.6b	Faktor-Faktor Daya Dukung Oleh Jambu	III - 38
3.7	Koefisien Reaksi Mendatar Tanah.....	III - 43
4.1	Perbandingan Sistim Pondasi Rakit dengan Pondasi Tiang Pancang	IV - 17

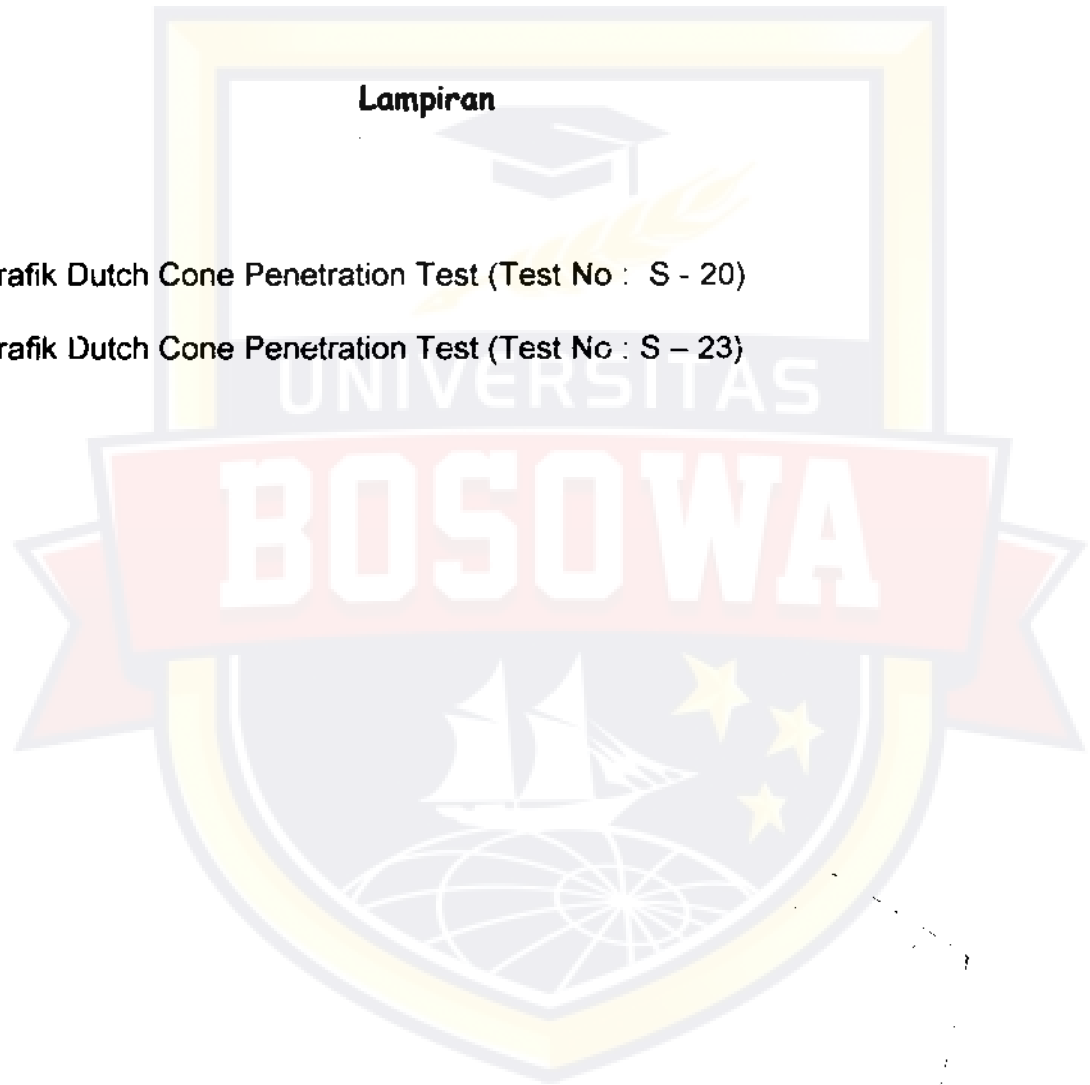
DAFTAR GAMBAR

Nomor	Teks	Halaman
3.1.	Contoh Pondasi Telapak Gabungan	III - 6
3.2.	Bentuk Pondasi Memanjang	III - 7
3.3.	Jenis Pondasi Rakit	III - 8
3.4.	Pondasi Tiang Pancang	III - 11
3.5.	Kurva Penurunan Terhadap Beban yang Diterapkan	III - 15
3.6.	Hubungan Persamaan 3.1a	III - 16
3.7a	Lingkar Mohr	III - 17
3.7b	Alternatif yang Menggambarkan Kondisi Tegangan	III - 18
3.8.	Peninjauan Elemen Tanah di Bawah Dasar Pondasi	III - 18
3.9.	Kuat Geser Tanah Non Kohesi	III - 19
3.10.	Grafik Daya Dukung Tanah Terzaghi	III - 24
3.11.	Faktor Daya Dukung Skempton	III - 27
3.12.	Faktor Daya Dukung Meyerhof	III - 30
3.13.	Faktor-Faktor Daya Dukung Untuk Pondasi Dangkal (Meyerhof dan Hansen)	III - 32
3.14.	Faktor Daya Dukung untuk Pembebanan Miring (Jambu, 1975)	III - 34
3.15.	Faktor Daya Dukung Untuk Pondasi-Pondasi Dalam (Meyerhof, 1976)	III - 38
3.16.	Settlement Influence Faktor, I_0	III - 48
3.17.	Compressibility Correction Faktor For Settlement, R_K	III - 48
3.18.	Base Modulus Correction Faktor For Settlement, R_b	III - 49

3.19.	Poisson's Ratio Correction Faktor For Settlement, R_v	III - 49
4.1.	Pada Saat Pengangkatan Tiang Pancang	IV - 10
4.2.	Pada saat Pengangkatan Tiang Pancang	IV - 11
4.3.	Penampang Tiang Pancang	IV - 14

Lampiran

1. Grafik Dutch Cone Penetration Test (Test No : S - 20)
2. Grafik Dutch Cone Penetration Test (Test No : S - 23)



BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang Masalah

Indonesia merupakan sebuah negara di kawasan tropis yang terdiri dari ribuan pulau besar dan kecil dengan luas wilayah lebih kurang 74,3% lautan dan sisanya 25,7% merupakan daratan. Wilayah yang sedemikian luas ini menyimpan berjuta potensi yang bila dikelola dan dikembangkan dengan baik akan memberikan sumbangan yang cukup besar dalam perolehan devisa. Sektor pariwisata merupakan salah satu sektor yang memanfaatkan potensi wilayah ini dengan memberikan masukan devisa milyaran dollar sejak dahulu hingga kini.

Posisi Indonesia yang terletak di katulistiwa ini sangat menguntungkan bagi peningkatan sektor pariwisata karena beberapa alasan ,diantaranya :

- a. Memiliki kawasan hutan tropis dengan aneka ragam flora dan fauna hidup di dalamnya.
- b. Mempunyai kawasan perairan yang luas dengan aneka ragam biota laut sebagai daya tarik bagi wisatawan.
- c. Memiliki ribuan pulau besar dan kecil, yang masing-masing memiliki panorama alam, adat istiadat, serta kebudayaan tersendiri.

Sulawesi Selatan merupakan salah satu dari 27 ppropinsi di Indonesia yang menjadi daerah tujuan wisata baik oleh wisatawan lokal maupun mancanegara. Berbagai upaya telah dan akan terus dilakukan oleh pemerintah

daerah untuk membenahi dan meningkatkan kepariwisataan daerah ini dengan dukungan seluruh masyarakatnya. Pengembangan Bandara Internasional Hasanuddin, perluasan pelabuhan laut Soekarno Hatta sebagai pelabuhan Internasional, penyediaan hotel dan penginapan bertaraf Internasional, serta sarana hiburan merupakan wujud nyata upaya peningkatan sektor pariwisata.

Sarana dan prasarana yang memadai tidak akan memberikan hasil yang memuaskan tanpa didukung oleh sumberdaya yang handal, terampil dan ahli dibidangnya. Untuk memenuhi kebutuhan tersebut didirikan sekolah atau balai latihan kepariwisataan sebagai tempat pelatihan dan pendidikan bagi siswa lulusan sekolah menengah yang ingin bekerja di bidang ini.

Balai Pendidikan dan Latihan pariwisata Ujung Pandang selama ini menempati bekas (ex) gedung APDN yang berlokasi di jalan Cenderawasih. Dengan pertimbangan tersebut dan mengacu pada master plan kota Ujung Pandang, yang mengarahkan daerah tersebut menjadi kawasan industri dan perdagangan, maka telah disiapkan pembangunan gedung Banquet Balai Pendidikan dan Latihan Pariwisata (BPLP) Ujung Pandang yang berlokasi di area benteng Somba Opu Kabupaten Gowa Sulawesi Selatan. Gedung tersebut direncanakan serta didesain seapik dan seartistik mungkin, dengan memasukkan ciri spesifik daerah setempat pada arsitektur bangunannya.

Berdasarkan hal tersebut penulis dapat memberikan alternatif perencanaan, khususnya pada konstruksi pondasi dengan mengambil data

perencanaan yang telah ada sebagai bahan perbandingan terhadap analisa yang telah ada dari perencana semula.

Untuk merealisasikan hal tersebut, maka penulis mencoba mengangkatnya dalam suatu karya tulis ilmiah melalui tugas akhir dengan judul :

TINJAUAN PERENCANAAN SUB STRUKTUR GEDUNG BANQUET BALAI PENDIDIKAN DAN LATIHAN PARIWISATA UJUNG PANDANG”.

1.2. Alasan Memilih Judul

- Penulis ingin mengetahui lebih mendaiam mengenai pengetahuan tentang metode perencanaan konstruksi pondasi.
- Penulis ingin melakukan peninjaun terhadap struktur pondasi pada bangunan banquet dengan menggunakan jenis pondasi yang lain daripada yang digunakan oleh perencananya.

1.3. Maksud dan Tujuan Penulisan

Penulisan ini dimaksudkan untuk menghitung dan mendimensi konstruksi pondasi gedung Banquet Balai Pendidikan dan Latihan Pariwisata Ujung Pandang berdasarkan data-data penunjang yang telah ada.

Tujuan dari penulisan ini adalah untuk memberikan alternatif lain dari suatu perencanaan yang telah ada sehingga dapat dipakai sebagai bahan perbandingan oleh pihak lain yang bersangkutan.

1.4. Pokok Bahasan dan Batasan Masalah

Pokok bahasan dari penulisan ini adalah merencanakan suatu bentuk struktur pondasi tiang secara lengkap dengan berpedoman ada beberapa pertimbangan antara lain : *segi keamanan dan ekonomi*. Data-data yang dipergunakan pada perencanaan ini adalah sesuai dengan keadaan yang sebenarnya.

Adapun batasan masalah pada penulisan ini adalah perhitungan konstruksi pondasi tiang dilakukan dengan asumsi bahwa struktur pondasi terbuat dari beton bertulang dan berdasarkan pada data-data teknik.

1.5. Sistematika Penulisan

Sistematika penulisan ini meruakan gambaran umum dari keseluruhan isi pembahasan yang akan diuraikan secara singkat pada masing-masing bab.

BAB I. PENDAHULUAN

Merupakan gambaran umum secara singkat dari Tugas Akhir ini, menyangkut latar belakang masalah, alasan memilih judul, maksud dan tujuan penulisan, pokok bahasan dan batasan masalah yang merupakan ruang lingkup penulisan, serta sistematika penulisan.

BAB II. GAMBARAN UMUM DAN DATA-DATA PERENCANAAN

Bab ini menguraikan secara singkat gambaran umum mengenai pondasi gedung Banquet serta data-data teknik yang digunakan dalam perencanaan pondasi.

BAB III. TINJAUAN PUSTAKA

Bab ini menguraikan tentang teori umum pengertian pondasi, daya dukung tanah, daya dukung pondasi, dimensi pondasi serta stabilitas pondasi.

BAB IV. TINJAUAN PERHITUNGAN STRUKTUR PONDASI GEDUNG BANQUET

Bab ini merupakan inti dari penulisan yang terdiri dari pemilihan type pondasi dan perhitungan pondasi tiang. Disamping itu menguraikan beberapa aspek perbandingan antara dua jenis pondasi (pondasi rakit dan pondasi tiang pancang).

BAB V. KESIMPULAN DAN SARAN

Bab ini merupakan penutup yang terdiri dari kesimpulan keseluruhan pembahasan dan saran tentang penulisan ini.

BAB II

GAMBARAN UMUM DAN DATA-DATA PERENCANAAN

2.1. Gambaran Umum Konstruksi Pondasi Gedung Banquet

Gedung Banquet merupakan salah satu unit bangunan gedung Balai Pendidikan dan Latihan Pariwisata (BPLP) Ujung Pandang, yang berada ada lokasi area benteng Somba Opu Kabupaten Gowa propinsi Sulawesi Selatan. Lokasi area dimana gedung Banquet dibangun merupakan salah satu obyek wisata budaya yang ada di Propinsi Sulawesi Selatan.

Gedung Banquet terdiri dari 2 (dua) lantai, yaitu :

Lantai pertama dengan luas 1.182 m², berfungsi untuk ruang perjamuan yang dilengkapi dengan stage, ruang persiapan, ruang ganti, ruang makan, hall/lobby ruang informasi, WC dan kamar mandi.

Lantai dua dengan luas 138 m², berfungsi sebagai ruang pengelola.

PT. Media Pembangunan bertindak sebagai konsultan perencana meminta team dari CV. Dacon untuk melakukan penyelidikan tanah di lapangan. Penyelidikan dilakukan pada tanggal 29 Agustus 1996 dengan maksud untuk mendapatkan data-data umum keadaan tanah sub surface pada site yang telah ditentukan, guna perencanaan konstruksi bangunan tersebut di atas, dan menyarankan perencana sub struktur yang efisien dan tidak mengabaikan pandangan dari segi konstruktif, ekonomi dan keamanannya. Berdasarkan hal tersebut, maka pondasi yang digunakan yaitu pondasi peer (telapak) yang tergolong pondasi dangkal. Adapun peletakan/penyebaran pondasi, yaitu :

- Pada bagian berlantai 1 (satu) menggunakan pondasi telapak tunggal (pondasi memikul satu buah kolom).

- Pada bagian berlantai 2 (dua) menggunakan pondasi rakit (pondasi memikul empat buah kolom) dan pondasi telapak tunggal.

Disamping itu terdapat pondasi telapak gabungan yang memikul dua buah kolom.

Penulis dalam hal ini akan memberikan alternatif penggunaan struktur pondasi "*Tiang Pancang Benton Pracetak*", dengan berdasarkan data-data teknik perencanaan yang telah ada, yang digunakan oleh perencana sebelumnya.

2.2. Data-Data Teknik

Data-data teknik merupakan acuan dari perencana untuk menentukan jenis pondasi dan desain pondasi yang digunakan, yaitu data parameter tanah pondasi dan data karakteristik beban pondasi.

2.2.1. Data Parameter Tanah

Data Parameter tanah diperoleh dari hasil penyelidikan tanah di lapangan dengan menggunakan alat sondir (dutch cone penetration test) berkapasitas 2,5 ton dilengkapi dengan adhesi jacket cone. Penyelidikan ini dilakukan hingga mencapai lapisan tanah keras dengan nilai tekanan konus (q_c) lebih besar atau sama dengan 150 kg/cm^2 . Dari data diagram tekanan konus diperoleh nilai 150 kg/cm^2 pada kedalaman 22,40 m (data konus terlampir).

Adapun parameter tanah dilapangan sebagai berikut : Untuk jenis tanah yaitu silty sand, dan modulus elastisitas (E_u) yaitu 800 kg/cm^2 .

2.2.2. Data Karakteristik Beban Pondasi

Fungsi pondasi adalah meneruskan beban bangunan ke tanah atau bantuan yang berada dibawahnya. Untuk mengetahui data beban pondasi tersebut diperoleh dari gambar desain superstruktur (terlampir). Beban superstruktur terdiri dari beban vertikal dan horisontal juga beban akibat gaya gempa.

Setiap kolom mempunyai beban yang berbeda satu dengan lainnya. Maka penulis dalam skripsi ini akan meninjau pada kolom lantai 2 (dua), dimana oleh perencana digunakan pondasi rakit yang memikul 4 (empat) buah kolom.

Adapun data karakteristik beban pondasi adalah sebagai berikut :

- Beban Vertikal = 38,9625 ton
- Beban Horisontal = 16,0825 ton

data tersebut ada pada lampiran.

BAB III

TINJAUAN PUSTAKA

3.1. Type Pondasi

Dalam perencanaan pondasi untuk suatu konstruksi dapat digunakan beberapa macam pondasi. Pemilihan type pondasi ini, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk berbagai keadaan di lapangan dan pondasi itu memungkinkan untuk diselesaikan secara ekonomis sesuai dengan jadwal kerjanya. Bila keadaan tersebut ikut dipertimbangkan dalam menentukan macam pondasi, hal-hal berikut ini perlu dipertimbangkan :

1. Keadaan tanah pondasi
2. Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya (superstructure)
3. Batasan-batasan dari sekelilingnya
4. Waktu dan biaya pekerjaan.

Dari hal-hal di atas, jelas bahwa tanah pondasi merupakan keadaan yang paling penting.

Batasan-batasan akibat konstruksi di atasnya juga penting. Haruslah diamati pula kondisi beban (besar, penyebaran, arah dan lain-lain), sifat dinamis bangunan atas (statis tertentu atau statis tak tertentu, kekakuan dan sebagainya), keamanan dan kepentingan bangunan atas, kesulitan pemeliharaan dan bahan-bahan untuk bangunan. Misalnya penurunan pondasi, jenis pondasi yang akan dipakai tergantung kepada apakah sifat bangunan itu mengizinkan

atau tidak terjadinya penurunan pondasi.

Ditinjau dari segi pelaksanaan, ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik yang sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, bahkan meskipun macam pondasi yang sesuai telah dipilih, dengan perencanaan yang memadai serta struktur pondasi yang telah dipilih itu dilengkapi dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah pondasi dan batasan-batasan struktur. Khususnya bila pekerjaan-pekerjaan konstruksi dalam kota menjadi begitu aktif, ada beberapa keadaan dimana metode konstruksi tertentu kadang-kadang dilarang, ditinjau dari segi gangguan umum. Oleh karenanya, usahakan dengan cara apapun untuk memasukkan kondisi lingkungan ke dalam pertimbangan, mulai dari saat pemilihan tanah pondasi.

Pertimbangan lain yang mempengaruhi pemilihan macam pondasi ialah tinggi dan susunan air tanah. Susunan air tanah perlu diketahui berhubungan dengan bahan-bahan pondasi yang harus dipakai. Larutan-larutan dalam air tanah menyebabkan rusaknya berbagai bahan, seperti beton, kapur, baja dan sebagainya : dalam hal ini air dinamakan agresif.

Pada pokoknya terdapat 2 (dua) klasifikasi pondasi, yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal didefinisikan sebagai pondasi yang mendukung beban secara langsung: pondasi telapak, pondasi memanjang, dan pondasi rakit. Pondasi dalam didefinisikan sebagai pondasi yang meneruskan beban bangunan ke tanah keras atau batu yang

terletak relatif jauh dari permukaan, contohnya pondasi tiang dan pondasi sumuran.

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

3.1.1. Pondasi Dangkal (Shallow Foundation)

Kalau sifat bangunan mengizinkan membuat pondasi di atas tanah lembek, bila tanah pendukung pondasi terletak pada permukaan tanah atau tidak dalam letaknya berkisar 2 – 3 meter dibawah permukaan tanah, sehingga pondasinya tak perlu dalam, maka dipakailah pondasi dangkal. Untuk pondasi semacam ini muatan terbesar yang dapat ditahan tanah tertentu harus sedikitnya sama dengan berat bangunan dengan muatan di atasnya.

Penggunaan pondasi dangkal untuk bangunan-bangunan besar dan penting biasanya perlu dilakukan penyelidikan tanahnya terlebih dahulu.

A. Pondasi Telapak

Pondasi telapak yaitu pondasi dangkal yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang cukup tebal dengan kualitas yang baik yang mampu mendukung bangunan itu pada permukaan tanah. Pondasi telapak didefenisikan sebagai pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

Pondasi telapak umumnya dibangun di atas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya sesuai dengan

beban bangunan dan daya dukung pondasi itu. Pondasi itu bersatu dengan bagian utama bangunan sehingga merupakan suatu konstruksi yang monolit.

Adapun bentuk tumpuan pondasi telapak yaitu pondasi telapak tunggal atau setempat, pondasi telapak gabungan dan pondasi tumpuan menerus.

A.1. Pondasi Telapak Tunggal

Pondasi telapak tunggal atau setempat, umumnya digunakan untuk mendukung sebuah kolom. Karena fungsinya adalah untuk menyebarkan beban kolom secara lateral kepada tanah, supaya intensitas tegangan diturunkan ke suatu nilai yang dapat dipikul oleh tanah dengan aman.

Pada perancangan, biasanya untuk menahan beban mati penuh yang dihantarkan oleh kolom. Beban kolom dianggap sebagai beban titik. Kontribusi beban hidup dapat merupakan baik jumlah penuh untuk gedung bertingkat satu atau bertingkat dua maupun sebuah nilai tereduksi, seperti yang diperbolehkan oleh peraturan bangunan setempat untuk konstruksi bertingkat banyak. Selain itu, pondasi telapak tersebut mungkin diperlukan untuk menahan angin atau pengaruh gempa bumi di dalam kombinasinya dengan beban mati dan beban hidup. Beban-beban pondasi telapak dapat terdiri dari kombinasi beban vertikal dan beban horisontal (resultan miring) atau beban-beban ini didalam kombinasinya dengan momen jungkir balik.

A.2. Pondasi Telapak Gabungan (*Combined Footing*)

Jika dua kolom atau lebih letaknya terlalu dekat satu sama lain, lebih baik digunakan pondasi telapak gabungan yang menggabungkan kolom-kolom tersebut menjadi satu pondasi tunggal.

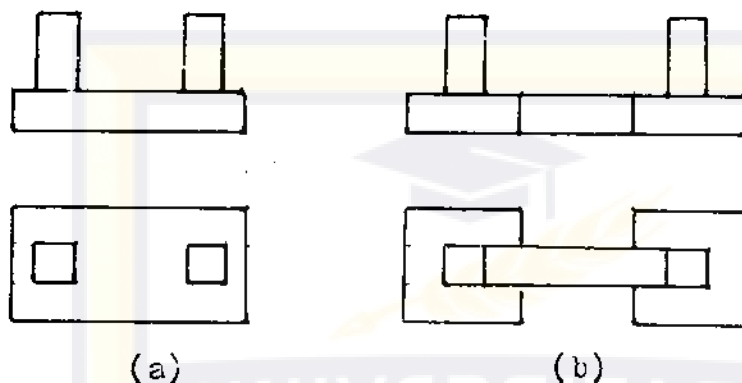
Hary Charistady Hardiyatmo (1996) mengemukakan beberapa alasan digunakannya pondasi telapak gabungan, antara lain :

1. Jika jarak kolom terlalu dekat satu sama lain, sehingga bila dipakai pondasi yang terpisah sisi-sisinya akan berimpit.
2. Jika jarak kolom demikian dekat dengan batas tanah pemilikan, atau dibatasi oleh pondasi bangunan yang telah ada sebelumnya.
3. Jika perancang bermaksud menanggulangi momen penggulingan yang terlalu besar ada pondasi
4. Jika bangunan-bangunan seperti : pilar jembatan, pilar akuaduk, terletak pada tanah berdaya dukung rendah, yang dengan demikian membutuhkan dasar pondasi dilakukan dengan menggabungkan pilar-pilar menjadi satu pondasi.

Pondasi telapak gabungan digunakan pula untuk mendukung beban-beban struktur yang tak begitu besar, namun tanahnya mudah mampat atau lunak, dan pondasi dipengaruhi momen penggulingan.

Keuntungan dari pemakaian pondasi gabungan antara lain dapat menghemat biaya penggalian dan pemotongan tulang beton. Selain itu dapat mencegah penurunan tak seragam yang berlebihan diantara kolom-kolom akibat adanya lensa-lensa tanah lunak dan oleh bentuk variasi lapisan tanah yang tak

beraturan pada zona tertekan di bawah pondasi. Dalam praktek, sangat jarang dijumpai penurunan yang benar-benar seragam pada pondasi-pondasi yang terpisah, walaupun tekanan pada dasar pondasi-pondasinya sama.



Gambar 3.1. Contoh pondasi telapak gabungan

- a. Pondasi telapak gabungan
- b. Pondasi kantilever

Jika pondasi terdiri dari dua atau lebih pondasi telapak yang diikat oleh suatu balok, pondasi semacam ini disebut pondasi telapak kantilever atau pondasi telapak ikat. Pondasi telapak kantilever digunakan jika landasan pondasi yang berada di tepi luasan bangunan yang terbatas oleh batas pemilikan oleh pondasi yang sudah ada sebelumnya. Yaitu, dengan jalan mengikatnya dengan pondasi yang berada di dekatnya. Dua pondasi telapak tersebut, diikat oleh balok kaku agar distribusi tekanan pada dasar pondasi ke tanah menjadi seragam. Juga bertujuan untuk menahan gaya guling akibat beban eksentris pada pondasi-pondasi telapak tepi.

B. Pondasi Memanjang

Pondasi untuk bangunan gedung sederhana (rumah tinggal, gedung, pasar) umumnya termasuk yang sifatnya sederhana pula dan jarang kita jumpai problem pondasi yang sulit. Karena konstruksi bangunan gedung sederhana, maka mengenai pondasi yang digunakan, yaitu pondasi memanjang; merupakan jenis pondasi langsung di atas tanah dasar yang cukup baik. Gambar 3.2, beberapa contoh pondasi yang menerus yang sering kita jumpai dalam penggunaannya pada bangunan gedung sederhana atau konstruksi tempat tinggal.



Gambar 3.2. Bentuk pondasi memanjang

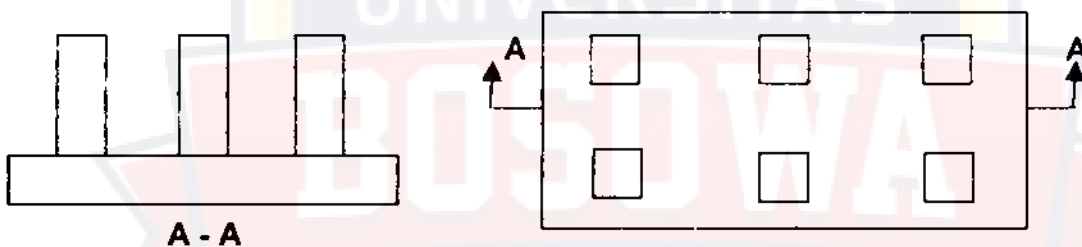
Pondasi memanjang adalah pondasi telapak jalur kontinyu untuk dinding yang mendukung beban.

C. Pondasi Rakit (Mat Foundation)

Pondasi rakit (raft foundation atau mat foundation) didefenisikan sebagai bagian bawah dari struktur yang berbentuk rakit melebar keseluruhan bagian dasar

bangunan. Bagian ini berfungsi meneruskan beban bangunan ke tanah di bawahnya.

Pondasi rakit digunakan bila lapisan tanah pondasi berdaya dukung rendah, atau digunakan bila susunan kolom-kolom jaraknya sedemikian dekat disemua arahnya, sehingga bila dipakai pondasi telapak, sisi-sisinya akan berimpit satu sama lain, dan memerlukan luas area yang hampir memenuhi bagian bawah bangunannya. Terzaghi dan Pech (1948), menyarankan bila 50% luasan pondasi, lebih ekonomis jika digunakan pondasi rakit karena dapat menghemat biaya penggalian dan penulangan beton.



Gambar 3.3. Jenis pondasi rakit

Bowles, J.E. (1986), menyatakan dengan memperhatikan sebuah pondasi rakit memerlukan baik baja untuk penulangan momen positif maupun negatif, maka mungkin lebih ekonomis menggunakan pondasi telapak sebar walaupun jika seluruh daerah tersebut tertutup.

Di dalam situasi (keadaan) seperti air tanah yang tinggi (untuk mengontrol gaya apung) atau dimana tanah dasar mudah terpengaruhi oleh penurunan yang besar, maka pondasi rakit dapat ditopang oleh pondasi pacang

(Bowles, J.E. 1986).

3.1.2. Pondasi Dalam

Kalau lapisan tanah didasar pondasi yang mampu mendukung beban yang dilimpahkan letaknya cukup dalam sehingga pondasi secara langsung tak dapat digunakan diatas lapisan-lapisan tanah teratas, atau dengan pertimbangan adanya penggerusan, galian dekat pondasi dikemudian hari. Maka jenis pondasi yang digunakan yaitu pondasi dalam, seperti pondasi tiang dan pondasi sumuran atau kaison.

A. *Pondasi tiang (Pail Foundation)*

Pemakaian tiang pancang dipergunakan untuk suatu pondasi bangunan apabila tanah dasar di bawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung (bearing capacity) dan tidak ekonomis yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya atau apabila tanah keras yang mana mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya letaknya sangat dalam.

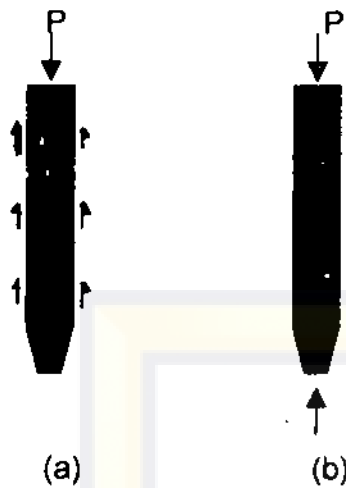
Tiang pancang adalah bagian-bagian konstruksi yang berfungsi untuk meneruskan (mentransmisikan) beban-beban permukaan ke tingkat-tingkat permukaan yang lebih rendah di dalam masa tanah. Hasil ini boleh jadi merupakan distribusi vertikal daripada beban sepanjang poros tiang pancang atau pemakaian beban secara langsung kepada stratum yang lebih rendah dari ujung tiang pancang. Distribusi muatan vertikal dibuat dengan menggunakan sebuah gesekan, atau tiang pancang apung, dan pemakaian beban secara langsung dibuat oleh sebuah titik ujung, atau tiang pancang dukung ujung.

Perbedaan tiang pancang ini semata-mata hanya dari segi kemudahan karena semua tiang pancang berfungsi sebagai kombinasi tahanan kulit dan dukungan ujung kecuali bila tiang pancang menembus tanah yang sangat lembek sampai basis padat.

Penggolongan tiang pancang berdasarkan pemindahan beban seperti yang telah diuraikan di atas, yaitu tiang pancang tahanan ujung (end bearing), tahanan kulit atau gesekan (friction) dan kombinasi antara tahanan kulit dan tahanan ujung (Gambar 3.4). Penggolongan berdasarkan bahan atau material tiang pancang yaitu terbuat dari beton, kayu dan baja.

Pemakaian tiang pancang kayu ini adalah cara tertua dalam penggunaan tiang pancang sebagai pondasi. Tiang kayu akan tahan lama dan tidak mudah busuk apabila tiang kayu tersebut dalam keadaan selalu terendam penuh di bawah muka air tanah.

Tiang pancang kayu ini sangat cocok untuk rawa dan daerah-daerah dimana sangat banyak terdapat hutan kayu seperti di Kalimantan, sehingga mudah memperoleh balok/tiang kayu yang panjang dan lurus dengan diameter yang cukup besar untuk digunakan sebagai tiang pancang.



Gambar 3.4. Pondasi tiang pancang (a) tahanan kulit (friction); (b) tahanan ujung (end bearing).

Tiang beton pracetak (precast concrete pile), tiang pancang didalam kategori ini dibentuk di tempat pencoran sentral sampai panjang tiang pancang yang sudah ditentukan, dan kemudian dikirimkan ke tempat konstruksi.

Jika ruangan tersedia dan sejumlah kwantitas yang cukup diperlukan, maka halaman pencoran dapat disediakan di tempat proyek untuk mengurangi biaya –biaya transportasi. Tiang pancang pracetak (precast pile) dapat dibuat dengan menggunakan penguatan biasa atau dengan menggunakan tiang pancang prategang. Tiang pancang pracetak yang menggunakan penguatan biasa dibuat untuk tegangan-tegangan lentur selama waktu pengambilan (pickup) dan pengangkutan ke tempat proyek.

Tiang pancang yang dicor langsung di tempat (cast in place pile) dibentuk dengan membuat sebuah lobang di dalam tanah dan mengisinya dengan beton. Bila tanah mendukung pondasi terletak pada kedalaman lebih dari 40 meter di bawah permukaan tanah. Didalam hal ini, yang paling baik

adalah tiang baja dan tiang beton yang dicor di tempat. Adapun beberapa jenis yang umum daripada tiang pancang tersebut yaitu *Franki*, *Raymond*, *Simplex* dan *Mac Arthur*.

Pada keadaan sebenarnya jarang sekali kita dapati tiang pancang yang berdiri sendiri (*single pile*), akan tetapi sering mendapat pondasi tiang pancang kelompok (*pile group*).

Disamping itu kondisi lingkungan juga begitu mempengaruhi, sehingga suara, getaran dan pengaruh bangunan yang berdekatan menjadi faktor yang sangat penting dalam pemilihan konstruksi tiang yang akan dipakai, sebelum memperkirakan ekonomis dari pondasi tersebut.

B. Pondasi Kaison (*Caisson Foundation*)

Istilah Kaison dapat mempunyai beberapa arti. Misalnya, sebuah proses yang diborkan kedalam tanah, yang kemudian diisi dengan beton. Prosedur ini hampir identik dengan konstruksi tiang pancang yang dicor langsung di tempat.. Maka, bahwa kita boleh menamakan elemen pondasi yang dihasilkan sebagai tiang pancang.

Istilah Kaison digunakan juga untuk melaksanakan konstruksi jenis kotak yang digunakan sebagai elemen bangunan di bawah tanah pada tempat-tempat konstruksi basah untuk meneruskan beban-beban besar melalui air dan bahan elek ke strata yang kekar.

Kaison adalah suatu pondasi yang terletak pada lapisan pendukung, yang membenam ke dalam tanah karena beratnya sendiri dan dengan mengeluarkan

tanah galian dari dasar bangunan, yang terbuat dari beton bertulang, yang merupakan bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang.

Bowles, J.E (1986), mengklasifikasikan pondasi Kaison sebagai jenis ujung terbuka (open end caisson), jenis ujung tertutup (close end coisson) atau jenis apung (floating type), jenis tekanan (pneumatic caisson) dan jenis lobang (drilled caisson) atau dinamakan juga pir lobang.

Pemakaian pondasi Kaison sebagai podasi bangunan yang besar, bila cara pemotongan terbuka tidak dapat dipakai, akibat adanya air yang naik, atau endapan pada dasar pondasi dan lain-lainnya, dan disamping itu bila daya dukung (vertikal atau mendatar) tidak mencukupi dalam pondasi tiang, atau bila penurunan atau getaran memegang peranan dalam penilaian pemakaiannya.

Kaison digunakan agak banyak untuk pir jembatan dan tumpuan di dalam sungai, danau dan tempat-tempat di laut yang serupa. Kaison dapat juga digunakan untuk konstruksi tepi laut (waterfront) seperti dok, dermaga (wharf=quay) dan dinding laut atau dinding pemecah gelombang (break water).

3.2. Daya Dukung Tanah

Kokoh bangunan, selain ditentukan oleh konstruksinya sendiri, juga ditentukan terutama oleh kekuatan tanah dasar yang harus menahan atau memikul bangunannya. Tanah dasar harus terhindar dari perusakan oleh gaya-gaya luar seperti pengikisan oleh arus air, dan lain sebagainya yang menyebabkan kehilangan gaya dukung.

Kekuatan tanah bergantung pada jenis dan sifat-sifatnya serta kelakuannya terhadap pengaruh-pengaruh luar. Sehubungan dengan itu, untuk merencanakan bangunan perlu sekali diteliti untuk dikenal jenis dan sifat serta kelakuan tanah dasarnya.

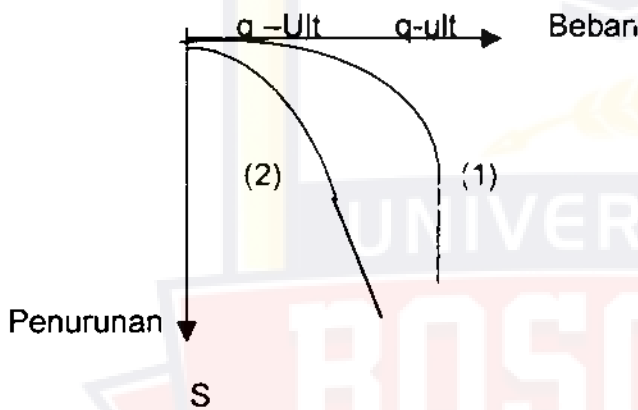
Penyelidikan tanah di lapangan dibutuhkan untuk data perencanaan pondasi bangunan. Dari data yang diperoleh, sifat-sifat teknik tanah dipelajari, kemudian digunakan sebagai bahan pertimbangan dalam menganalisis daya dukung dan penurunan.

Daya dukung tanah yaitu kemampuan tanah mendukung beban setiap konstruksi teknis yang diletakkan pada tanah tersebut tanpa kegagalan (shear failur) geser dan dengan penurunan (settlement) yang dapat ditolerir untuk konstruksi tersebut.

Kegagalan geser tanah dapat menimbulkan distorsi bangunan yang berlebihan dan bahkan keruntuhan.

Gambar kurva penurunan yang terjadi terhadap besarnya beban yang diterapkan diperlihatkan pada gambar 3.5. Mula-mula pada beban yang diterapkan, penurunan yang terjadi kira-kira sebanding dengan bebannya. Hal ini digambarkan sebagai kurva yang mendekati garis lurus, yang menggambarkan hasil distorsi elastis dan pemanfaatan tanahnya. Bila beban bertambah terus maka kurva terjadi lengkungan tajam yang dilanjutkan dengan bagian garis lurus kedua dengan kemiringan yang lebih curam. Bagian ini menggambarkan keruntuhan geser telah terjadi pada tanahnya. Kurva 1 menunjukkan kondisi

keruntuhan geser umum (general shear failure). Pada waktu beban ultimit tercapai, tanah melewati fase kedudukan keseimbangan elastis). Jika tanah lunak, penurunan yang terjadi sebelum keruntuhan sangat besar,. Keruntuhan terjadi sebelum keseimbangan elastis sepenuhnya dapat dikerahkan, seperti yang ditunjukkan pada Kurva 2, menunjukkan kondisi keruntuhan geser lokal (lokal shear failure).



Gambar 3.5. Kurva penurunan terhadap beban yang diterapkan.

3.2.1. Tanah Kohesi

Kegagalan adalah suatu kombinasi penggelindingan (rolling) dan perorangan (sliding) partikel. Hal ini menimbulkan kekuatan geser tanah (shear strength) yang berbeda dengan kekuatan tarik. Kekuatan geser melibatkan parameter-parameter kekuatan tanah seperti kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ). Hipotesa mengenai kekuatan geser tanah diajukan oleh *Coulomb* :

$$S = c + \sigma \tan \phi$$

..... (1) Hal. 57

Dimana :

S = kekuatan geser tanah

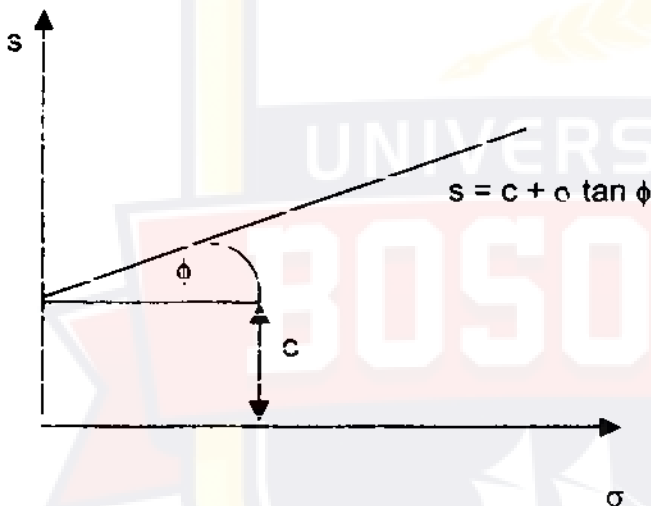
C = kohesi tanah

σ = sudut geser tanah

\emptyset = tegangan normal

Hubungan persamaan 3.1a diperlihatkan pada gambar dibawah ini

(gambar 3.6).



Gambar 3.6. Hubungan persamaan kekuatan geser tanah

Kemudian persamaan 3.1a diubah oleh *Terzaghi* (1925) dengan memasukkan unsur tegangan air pori dan dibuktikan oleh *Hvorslev* (1937), dengan demikian kekuatan geser adalah :

$$S = c' + \sigma' \tan \emptyset \quad \dots\dots(12) \text{ Hal. 124}$$

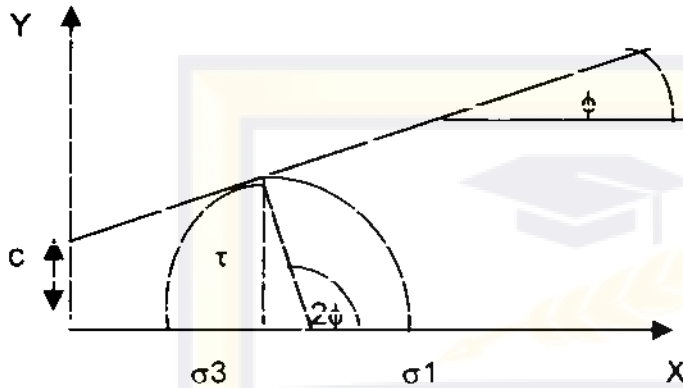
Dimana :

C' = kohesi tanah efektif

σ' = tegangan normal efektif, $\sigma' = \sigma - \mu$

\emptyset = tegangan air pori

Lingkaran Mohr adalah cara mendapatkan harga tegangan normal (σ), tegangan geser (τ), sudut geser (ϕ) dan kohesi (c) secara grafis, diperlihatkan pada gambar 3.7a.



Gambar 3.7a. Lingkaran Mohr

θ adalah sudut teoritis antara bidang utama besar dan bidang runtuh,

maka : $\theta = 45^\circ + \phi/2$

Koordinat Titik P adalah (σ, τ). Maka : (12) Hal. 127

$$\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \cos 2\theta$$

$$\tau = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cdot \sin 2\theta$$

dimana : σ_3 = tekanan keliling

σ_1 = tegangan vertikal

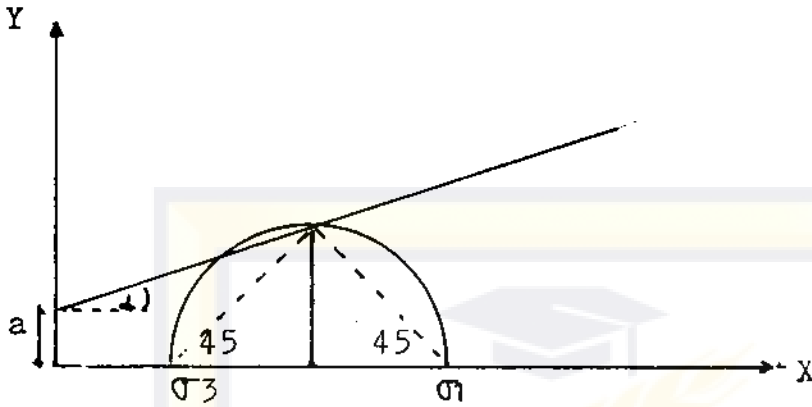
Parameter c dan ϕ di dapat dari : (3) Hal. 39

$$\phi = \tan^{-1} \frac{c}{a}$$

$$c = a \cdot \tan \phi$$

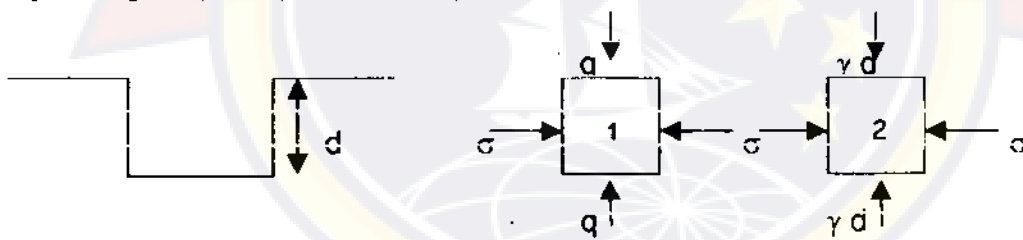
Diperlihatkan pada 3.7b, dimana a dan α adalah parameter-parameter

kekuatan geser.



Gambar 3.7b. Alternatif yang menggambarkan kondisi tegangan

Teori tekanan tanah Rankine, meninjau elemen tanah di bawah dasar pondasi dengan tegangan utama maksimumnya (q) dan tegangan utama minimum (σ) (elemen tanah - 1). Elemen tanah-2, tegangan utama maksimumnya (σ). Pada saat kelongsoran, tegangan utama minimum mempunyai harga γd . (Gambar 3.8).



Gambar 3.8. Peninjauan elemen tanah di bawah dasar pondasi.

$$\sigma = q - 2c$$

$$q = 4c + \gamma d$$

dimana : d = kedalaman dasar pondasi

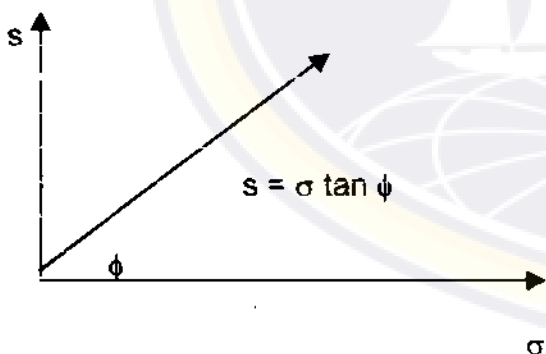
γ = berat volume tanah di atas dasar pondasi

Berat tanah di atas dasar pondasi dapat digantikan dengan beban terbagi rata sebesar :

$q_0 = D_f \cdot \gamma$, dengan D_f adalah kedalaman dasar pondasi.

3.2.2. Tanah Non Kohesi

Tanah jenis ini mempunyai tanah geser (s) yang berupa gesekan. Tahanan gesernya merupakan unit dari tegangan normal (σ). Jika tegangan normal besar, tahanan geser juga membesar. Pada gambar 3.9 diperlihatkan bahwa kuat geser tanah bertambah secara langsung dengan kenaikan tegangan normal. Jika tanah jenis ini kering dan tegangan normalnya nol, tahanan gesernya juga nol. Bila tahanan basah, kemungkinan tanah ini dapat mempunyai kohesi yang lemah. Namun kohesi tersebut tidak boleh diperhitungkan sebagai bagian dari kuat geser tanah bila dipakai dalam perencanaan pondasi.



Gambar 3.9. Kuat geser tanah non kohesi

Untuk nilai tegangan normal, tegangan geser dan sudut geser dapat diperoleh dengan cara *lingkaran Mohr*, seperti penyelesaian pada tanah Kohesi

(gambar 3.8a dan gambar 3.8b). Jika "a" nya nol maka "c"nya juga nol (gambar 3.8b).

Teori Rankine untuk jenis tanah ini dengan memberikan persamaan untuk tegangan vertikal (q) dan tegangan utama σ_1 seperti yang diperlihatkan pada gambar 3.9.

$$\sigma_1 = K_a \cdot \tau \cdot d$$

$$q = \frac{\tau \cdot d}{(K_a)^2}$$

dimana : $K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi/2)$.

$$K_p = \tan^2 (45^\circ + \phi/2)$$

Tabel 3.1. Nilai-nilai sudut gesekan dalam ϕ (1) Hal. 68

Tanah	Jenis Pengujian		
	U	CU	CD
Kerikil			
Ukuran Sedang	40 – 55 °		40 – 55°
Berpasir	35 - 50 °		50 – 50°
Pasir			
Kering lepas	28 – 34°		
Jenuh lepas	28 – 34°		
Kering padat	35 – 46°		
Jenuh padat	1-2 lebih kecil dari kering padat		43 – 50° 43 – 50°
lanau atau pasir			
atau berlanau			
Lepas	20 – 22°		27 – 30°
Padat	25 – 30°		30 – 35°
empung	0° jika jenuh	3 - 20°	20 – 42°

Tabel 31.1 memberikaan nilai sudut geser (ϕ) yang umum untuk beberapa macam tanah. Jelaslah bahwa ϕ adalah nilai tegangan total untuk

pengujian U (unconsolidated undrained) dan merupakan nilai efektif (ϕ') untuk pengujian CD (consolidated) $\phi = 30$ sampai 34° merupakan taksiran yang baik kecuali untuk pasir lepas (yang umumnya tidak akan digunakan tanpa pemadatan) dan $\phi = 0$ merupakan perkiraan yang baik untuk lempung.

3.3. Daya Dukung Pondasi

Perencanaan pondasi harus dipertimbangkan terhadap keruntuhan geser dan penurunan yang berlebihan. Untuk ini perlu dipenuhi dua kriteria, yaitu : Kriteria stabilitas dan kriteria penurunan.

Persyaratan-persyaratan yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi adalah :

1. Faktor aman terhadap keruntuhan akibat terlampaunya daya dukung harus dipenuhi.
2. Penurunan pondasi harus masih dalam batas-batas nilai yang ditoleransi.

Untuk memenuhi persyaratan di atas, maka pondasi harus diproporsikan untuk menahan beban terfaktor dan reaksi tanah yang timbul akibat beban tersebut, luas bidang dasar dari pondasi atau jumlah dan penempatan tiang harus ditetapkan gaya dan momen tidak terfaktor yang disalurkan oleh pondasi pada tanah atau tiang dan tekanan tanah izin atau kapasitas tiang izin yang ditentukan.

3.3.1. Pondasi Dangkal

Terzaghi (1943) memberikan persamaan daya dukung ultimit pondasi (q_{ult}) dengan mempertimbangkan faktor bentuk pondasi, yang didasarkan pada pondasi memanjang, sebagai berikut :

HalIII-27

1. Pondasi memanjang :

$$q_{ult} = c N_c + p_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

2. Pondasi bujur sangkar :

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + p_o N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

3. Pondasi Lingkaran :

$$q_{ult} = 1,3 c N_c + p_o N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$$

4. Pondasi Empat persegi panjang :

$$q_{ult} = c N_c (1 + 0,3 B/L) + p_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma (1 - 0,2 B/L)$$

Dimana :

C = kohesi tanah

Po = $D_f \gamma$ = tekanan overburden pada dasar pondasi

γ = berat volume tanah

Df = kedalaman pondasi

B = lebar atau diameter pondasi

L = panjang pondasi

N_c, N_q, N_γ = Faktor daya dukung Terzaghi.

Nilai-nilai N_c , N_q , N_γ adalah fungsi dari besar sudut geser dalam (ϕ)

yang diberikan dalam bentuk grafik maupun nilai-nilai numerik oleh Terzaghi dapat dilihat pada gambar 3.10 dan tabel 3.2.

Persamaan di atas didasarkan pada kondisi keruntuhan geser umum.

Terzaghi memberikan koreksi empiris pada faktor-faktor daya dukung kondisi keruntuhan geser umum, untuk digunakan pada hitungan daya dukung kondisi keruntuhan geser lokal.

Persamaan umum untuk daya dukung ultimit pada pondasi memanjang

kondisi keruntuhan geser lokal dinyatakan dalam : (6) Hal. 73

$$q_{ult} = c'N_c' + p_0N_q' + 0,5 \gamma BN_\gamma$$

untuk ϕ' dan c' , yaitu :

$$\begin{aligned} \phi' &= \arctan \left(\frac{2}{3} \tan \phi \right) \\ c' &= \frac{2}{3} c \end{aligned}$$

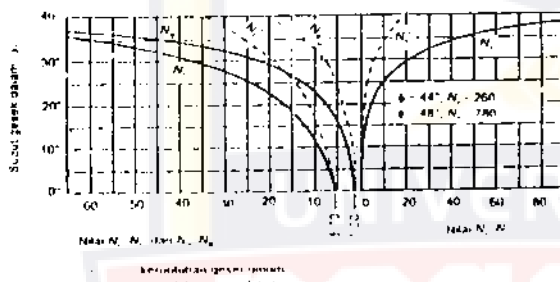
dengan N_c' , N_q' dan N_γ adalah faktor-faktor daya dukung pada keruntuhan geser lokal (gambar 3.10 dan tabel 3.2).

ϕ	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48	258,3	287,9	280,1	66,8	50,5	60,4
50	347,6	115,1	1153,2	81,3	65,6	87,1

Tabel 3.3. faktor daya dukung Ohsaki

(10) Hal. 33

ϕ	Nc	N_γ	Nq	ϕ	Nc	N_γ	Nq
0	5,3	0,0	1,0	28	11,4	4,4	7,1
5	5,3	0,0	1,4	32	20,9	10,6	14,1
10	5,3	0,0	1,9	36	42,2	30,5	31,6
15	6,5	1,2	2,7	40	95,7	115,7	81,3
20	7,9	2,0	3,9	45	172,3	325,8	173,3
25	9,9	3,3	5,6	50	347,5	1073,4	425,1



Gambar 3.10. Hubungan ϕ dan N_c , N_q , N_γ (Terzaghi, 1943) (6, Hal. 72)

Jika di permukaan tanah terdapat beban terbagi rata (q_0), maka persamaan daya dukung ultimit menjadi :

(6) Hal. 74

$$q_{ult} = cN_c + (p_0 + q_0) N_q + 0,5\gamma B N_\gamma$$

Berat volume tanah sangat dipengaruhi oleh kadar air dan kedudukan air tanah. Oleh karena itu berpengaruh pula pada daya dukungnya.

Jika $Z > B$, dimana Z adalah jarak muka air tanah di bawah dasar fondasi. Maka $p_{0m} = D\gamma_b$ atau γd .

Nilai parameter kuat geser yang digunakan parameter kuat dalam tinjauan tegangan efektif (c' dan ϕ'). Bila muka air tanah terletak di atas atau sama

dengan dasar pondasinya, nilai yang dipakai harus $\gamma' (D_f - d_w) + \gamma_b d_w$ dengan $\gamma' = \gamma_{sat} - w$, dan $d_w =$ kedalaman muka air tanah dari permukaan. $D_w = 0$, maka γ yang digunakan adalah γ' . Untuk $Z < B$, nilai p_0 digantikan dengan γ_b atau γ_d . γ yang diterapkan dalam suku ke-3 ($\gamma B N_\gamma$), dapat didekati dengan :

$$\gamma_{rt} = \gamma' + (Z/B) (\gamma_b - \gamma')$$

Dimana :

$\gamma_{rt} =$ berat volume tanah rata-rata.

Daya dukung pondasi pada tanah granuler ($c = 0$) maka persamaan daya

dukung pondasi ultimit Terzaghi sebagai berikut : (6) Hal. 83 – 84

1. Pondasi memanjang :

$$q_{ult} = p_0 N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma$$

2. Pondasi Bujur sangkar :

$$q_{ult} = p_0 N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

3. Pondasi lingkaran :

$$q_{ult} = p_0 N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$$

4. Pondasi empat persegi panjang

$$q_{ult} = p_0 N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma (1 - 0,2 B/L)$$

Maka daya dukungnya didasarkan pada kondisi dengan drainase (drained) dengan penggunaan parameter tegangan efektif (ϕ' dan $c' = 0$).

Skempton (1951) memberikan persamaan daya dukung ultimit pondasi

pada tanah lempung jenuh dengan memperhatikan faktor-faktor bentuk dan

kedalaman pondasi. Untuk pondasi empat persegi panjang, Skempton menyarankan pemakaian faktor koreksi (s_c), dengan :

$$S_c = (1 + 0,2 B/L) \quad (6) \text{ Hal. 87}$$

Faktor daya dukung N_c untuk bentuk pondasi tertentu diperoleh dari mengalihkan faktor bentuk s_c dengan N_c pada pondasi memanjang yang besarnya dipengaruhi pula oleh kedalaman pondasi (D_f).

1. Pondasi di permukaan ($D_f = 0$) :

N_c (permukaan) = 5,14 : untuk pondasi memanjang

N_c (permukaan) = 6,20 : untuk pondasi lingkaran dan bujur sangkar

2. Pondasi pada kedalaman $0 < D_f < 2,5 B$:

$N_c = (1 + 0,2 D_f/B) N_c$ (permukaan)

3. Pondasi pada kedalaman $D_f > 2,5 B$:

$N_c = 1,5 N_c$ (permukaan)

Daya dukung ultimit pondasi memanjang : (6) Hal. 88

$$q_{\text{-ult}} = c_u N_c + D_f \gamma$$

Daya dukung ultimit netto :

$$q_{\text{-ult}} = c_u N_c$$

Dimana : N_c = faktor daya dukung yang ditunjukkan dalam gambar 3.12.

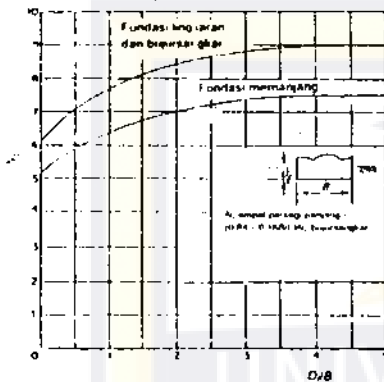
Untuk pondasi empat persegi panjang, nilai daya dukungnya dapat dihitung dengan mengalihkan N_c pondasi bujur sangkar dengan faktor : $0,84 + 0,1$

B/L . Jadi daya dukung ultimit pondasi : (6) Hal. 89

$$q_{\text{-ult}} = (0,84 + 0,16 B/L) c_u N_c (bs) + D_f \gamma$$

dan $q_{ult} = (0,84 + 0,16 B/L) c_u N_c (bs)$

Dimana $N_c (bs)$ adalah faktor daya dukung N_c untuk pondasi bujur sangkar.



Gambar 3.11. Faktor daya dukung Skempton

Jika dibutuhkan, stabilitas pondasi pada kondisi jangka panjang dicek dengan menggunakan parameter tegangan efektif, yaitu c' dan ϕ' .

Persamaan daya dukung Vesic (1973) sama dengan persamaan Terzaghi, hanya faktor-faktor daya dukung yang berbeda. Vesic menyarankan faktor-faktor daya dukung yang diperoleh dari beberapa peneliti.

Reissner (1924) : (6) Hal. 93

$$N_q = e (\operatorname{tg} \phi) \operatorname{tg}^2 (45 + \phi/2)$$

Prandtl (1924) :

$$N_c = (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi$$

Caquot dan Kerisel (1953) :

$$N_\gamma = 2 (N_q + 1) \operatorname{tg} \phi$$

Maka daya dukung pondasi memanjang :

$$q_{ult} = cN_c + p_0N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma$$

dimana :

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor daya dukung (Vesic, 1973), pada tabel 3.4.

Tabel 3.4. Faktor-faktor daya dukung (Vesic, 1973)

ϕ°	N_c	N_q	N_γ	ϕ°	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	26	22,25	11,85	12,54
1	5,38	1,09	0,07	27	23,94	13,20	14,47
2	5,63	1,20	0,15	28	25,80	14,72	16,72
3	5,90	1,31	0,24	29	27,86	16,44	19,72
4	6,19	1,43	0,34	30	30,14	18,40	22,40
5	6,49	1,57	0,45	31	32,67	20,63	25,99
6	6,81	1,72	0,57	32	35,49	23,18	30,22
7	7,16	1,88	0,71	33	38,64	26,39	35,19
8	7,53	2,06	0,86	34	42,16	29,44	41,06
9	7,92	2,25	1,03	35	46,12	33,30	48,03
10	8,35	2,47	1,22	36	50,59	37,75	56,31
11	8,80	2,71	1,44	37	55,63	42,92	66,19
12	9,28	2,97	1,69	38	61,35	48,93	78,03
13	9,81	3,26	1,97	39	67,87	55,96	92,25
14	10,37	3,59	2,29	40	75,31	64,20	109,41
15	10,98	3,99	2,65	41	83,86	73,90	130,22
16	11,63	4,34	3,06	42	93,73	85,38	155,55
17	12,34	4,77	3,53	43	105,11	99,02	186,54
18	13,10	5,26	4,07	44	118,37	115,31	224,64
19	13,93	5,80	4,68	45	133,88	134,51	271,76
20	14,83	6,40	5,39	46	152,10	158,51	330,35
21	15,82	7,07	6,20	47	173,64	187,21	403,67
22	16,88	7,82	7,13	48	199,26	222,31	496,01
23	18,05	8,66	8,20	49	229,93	265,51	613,16
24	19,31	9,60	9,44	50	266,89	319,07	762,89
25	20,72	10,66	10,88				

Persamaan 3.19a belum memperlihatkan pengaruh tahanan geser tanah

yang bekerja di atas dasar pondasi. Untuk memperlihatkan faktor tahanan geser

tersebut, maka harus digunakan faktor-faktor kedalaman dan faktor bentuk pondasi, sehingga persamaan daya dukung ultimit pondasi (q_{ult}), menjadi :

$$q_{ult} = s_c d_c N_c + s_c d_c p_0 N_q + s_y d_y 0,5 B_\gamma N_\gamma$$

dimana :

s_c, s_q, s_γ = faktor-faktor bentuk pondasi

d_c, d_q, d_γ = faktor-faktor kedalaman pondasi

Untuk faktor-faktor bentuk pondasi, Vesic menyarankan pemakaian faktor bentuk pondasi dari *De Beer* (1970) : (6) Hal. 99

$$s_c = 1 + \frac{B N_q}{L N_c}; s_q = 1 + (B/L) \tan \phi; s_\gamma = 1 - 0,4 B/L$$

Sedangkan untuk faktor-faktor kedalaman menggunakan faktor-faktor kedalaman dari *Hansen* (1970).

Untuk $D_f \leq B$:

$$d_c = d_q - (1-d_q)/(N_q \tan \phi); \text{ bila } \phi = 0 \text{ maka :}$$

$$d_c = 1 + 0,4 D_f/B$$

$$d_q = 1 + 2 D_f/B \tan \phi (1 - \sin \phi)^2; d_\gamma = 1$$

Untuk $D_f > B$:

$$d_c = d_q - (1-d_q)/(N_q \tan \phi); \text{ bila } \phi = 0 \text{ maka}$$

$$d_c = 1 + 0,4 \arctan (D_f/B)$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 s, \text{ dengan } s = \arctan (D_f/B)$$

$$d_\gamma = 1$$

Meyerhof (1963) dan Brinch Hansen (1970) memberikan persamaan daya dukung dengan mempertimbangkan bentuk pondasi, kemiringan beban dan kuat geser tanah di atas dasar pondasinya sebagai berikut :

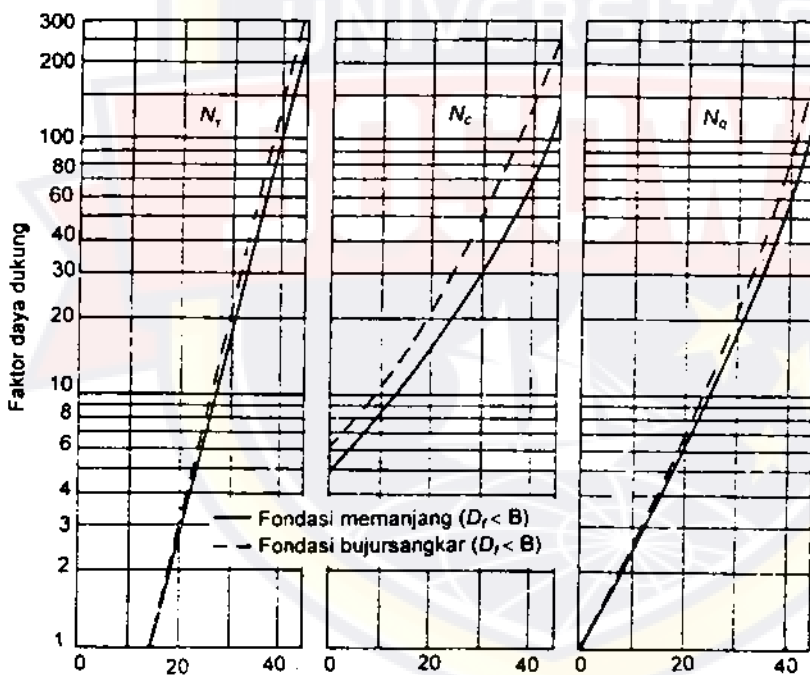
$$q_{ult} = s_c d_c i_c c N_c + s_q d_q i_q p_0 N_q + s_\gamma d_\gamma i_\gamma \gamma 0,5 B' \gamma N_\gamma$$

Dimana :

N_c, N_q, N_γ = faktor-faktor daya dukung untuk pondasi memanjang

i_c, i_q, i_γ = faktor kemiringan beban

B' = lebar pondasi efektif



Sambar 3.12. Faktor-Faktor daya dukung Meyerhof

Untuk $\phi = 0$ maka :

$N_\gamma = 0 ; N_c = 5,14 N_q = 1$ untuk pondasi memanjang

$N_\gamma = 0 ; 6N_c = 6,16 N_q = 1$ untuk pondasi bujur sangkar

Faktor-faktor daya dukung yang diberikan oleh Meyerhof (1963) dari Hansen (1970) hampir sama, yaitu :

$$N_c = (N_q - 1) c \operatorname{tg} \phi$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 (45^\circ + \phi/2) e^{(\pi \operatorname{tg} \gamma \phi)}$$

Namun ada perbedaan pada persamaan N :

$$N_\gamma = (N_q - 1) \operatorname{tg} (1,4 \phi) \quad (\text{Meyerhof, 1963})$$

$$N_\gamma = 1,5 (N_q - 1) \operatorname{tg} \phi \quad (\text{Hansen, 1970})$$

Faktor-faktor bentuk pondasi Meyerhof (1963) :

$$S_c = 1 + (B/L) \frac{(N_c (bs) - 1)}{N_c (m)}$$

$$S_q = 1 + (B/L) \frac{(N_q (bs) - 1)}{N_q (m)} ; S_\gamma = 1 + (B/L) \frac{(N_\gamma (bs)) - 1}{N_\gamma (m)}$$

Faktor-faktor kedalaman pondasi Meyerhof (1963) :

$$d_c = 1 + 0,2 (D_f/B) \operatorname{tg} (45 + \phi/2) \quad (6) \text{ Hal. 10}$$

untuk $\phi > 10^\circ$:

$$d_q = 1 + 0,1 (D_f/B) \operatorname{tg} (45 + \phi/2) ; \text{ jika } \phi = 0, \text{ maka}$$

$$d_q = 1$$

$$d_\gamma = d_q ; \text{ jika } \phi = 0, \text{ maka } d_\gamma = 1$$

untuk d_c, d_q, d_γ , jika $D_f > B$, maka diambil $D_f = B$ atau $D_f/B = 1$.

Faktor-faktor kemiringan beban Meyerhof (1963) :

$$i_c = (1 - \frac{\alpha^\circ}{90^\circ})^2 ; i_q = i_c ; i_\gamma = (1 - \frac{\alpha^\circ}{\phi})^2$$

Sudut ϕ terhadap vertikal merupakan resultan gaya dari gaya horisontal

dan gaya vertikal.

Mayerhof menyarankan untuk menggunakan koreksi sudut geser dalam pada pondasi empat persegi panjang yang terletak pada tanah granuler :

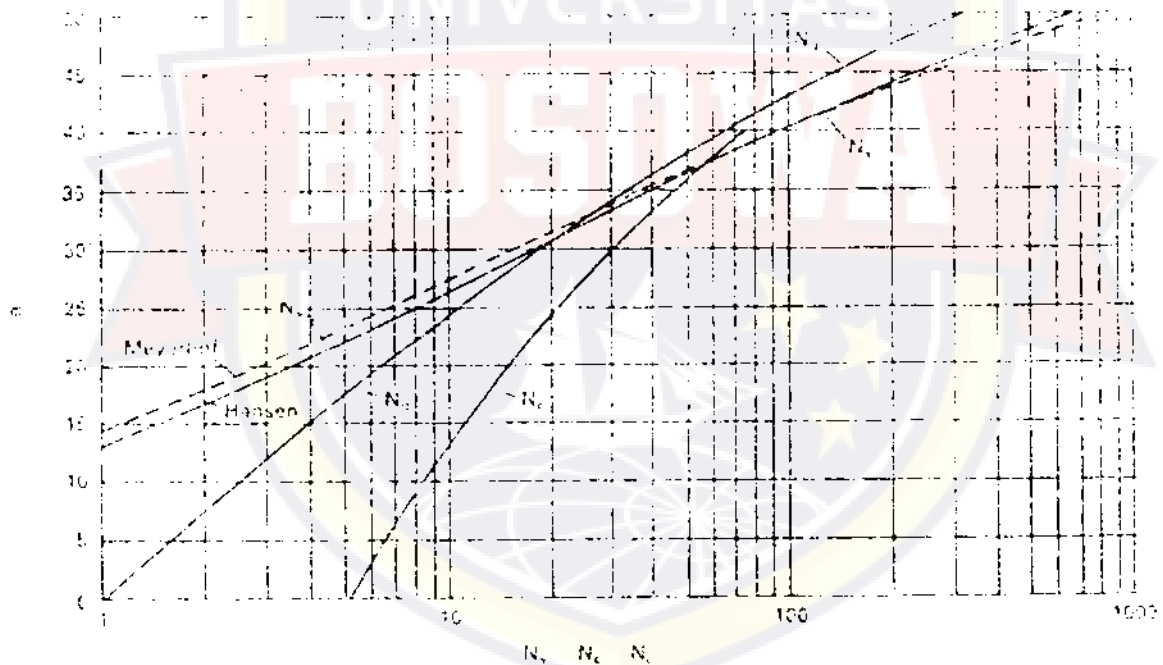
$$\phi_r' = (1,1 - 0,1 \cdot 1B)/L \phi_t'$$

dimana :

ϕ_r' = sudut geser dalam yang digunakan untuk menentukan faktor daya dukung.

ϕ_t' = sudut gesek dalam dari pengujian triaksial.

Faktor-faktor daya dukung *Mayerhof* dan *Hansen* dapat dilihat pada gambar 3.13 dan tabel 3.5.



Gambar 3.13. Faktor daya dukung untuk pondasi dangkal

Jambu (1975) memberikan persamaan daya dukung untuk pondasi memanjang dengan pembebanan miring di pusat pondasi, persamaan ini sama dengan persamaan Terzaghi, diberikan dalam bentuk :

$$(P_v + N_h P_h) A = c N_c + p_0 N_q + 0,5 B \gamma N_\gamma \quad (6) \text{ Hal. 109}$$

dimana :

P_v = beban vertikal

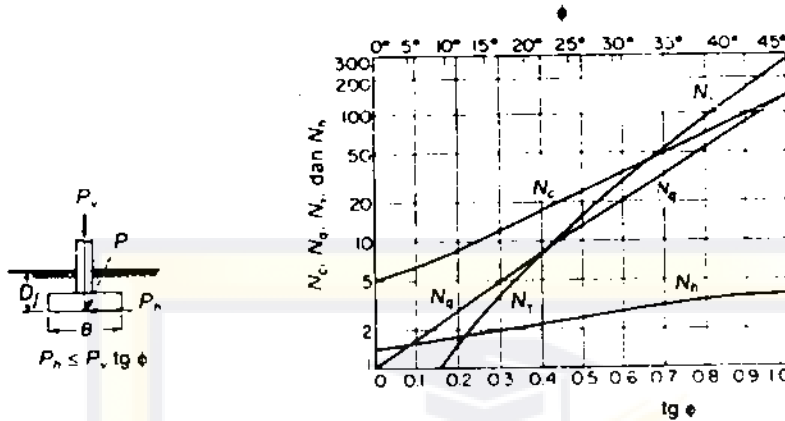
P_h = gaya horisontal pada dasar pondasi yang nilainya tak boleh melampaui $P_v \tan \phi$.

N_h, N_c, N_q, N_γ = faktor daya dukung pada gambar 3.15.

Tabel 3.5. Faktor-faktor daya dukung *Mayerhof* dan *Hansen* (1) Hal 155

ϕ	N_c	N_q	$N_\gamma (H)$	$N_\gamma (M)$
0	5,14	1,0	0,0	0
5	6,5	1,6	0,1	0,1
10	8,3	2,5	0,4	0,4
15	11,0	3,9	1,2	1,1
20	14,8	6,4	2,9	2,9
25	20,7	10,7	6,8	6,8
30	30,1	18,4	15,1	15,7
35	46,1	33,4	33,9	37,1
40	75,3	64,2	79,5	93,7
45	133,9	134,9	200,8	262,7
50	266,9	319,0	568,5	873,7

$q_g (H)$ = Nilai *Hansen* ; $q_g (M)$ = nilai *Meyerhof*



Gambar 3. 14. Faktor daya dukung untuk pembebanan miring (Jambu, 1957)

(6) Hal. 109

Daya dukung untuk pondasi telapak pada pasir dapat diperoleh secara tak langsung dari data sondir (Schmertmann, 1975) yang digunakan untuk mendapatkan :

$$N_y = q_c / 80 \quad (1) \text{ Hal. 181}$$

Dimana :

Q_c = tahanan konus

N_y = faktor daya dukung

Dengan N_y kita dapat menghitung balik ϕ dan kemudian menghitung N_q sehingga persamaan daya dukung dari *Terzaghi*, *Mayerhof* maupun *Hansen* bisa digunakan.

3.2. Pondasi Dalam

Adapun daya dukung pondasi dalam yang akan penulis tinjau yaitu daya dukung ultimit (q_{ult}) pondasi tiang pancang beton pracetak (precast pile).

Perhitungan daya dukung tiang pancang, ditinjau berdasarkan tahanan ujung dan tahanan kulit.

A. Tahanan Ujung

Tiang pancang yang dihitung berdasarkan pada tahanan ujung (end bearing pile) ini dipancang sampai pada lapisan tanah keras, yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang pancang tersebut.

Tahanan ujung daripada sebuah tiang pancang dapat dihitung dengan menggunakan baik data pengujian laboratorium maupun data pengujian penetrasi. Jika data laboratorium digunakan, maka kapasitas titik tiang atau tahanan ujung dapat dihitung.

Kemampuan tiang terhadap kekuatan bahan : (Sandjono, 1991)(6) Hal 333.

$$P\text{-tiang} = \sigma_b \cdot A_{\text{tiang}}$$

Dimana :

$P\text{-tiang}$ = kekuatan yang diizinkan pada tiang

σ_b = tegangan izin beton

$A\text{-tg}$ = luas penampang tiang pancang = $F_b + nF_e$

F_b = luas penampang beton tiang pancang

F_e = luas tulangan beton

N = jumlah tulangan beton

Kemampuan tiang terhadap kekuatan tanah :

Dengan persamaan Terzaghi :

$$Q\text{-tg} = A \cdot q - ult$$

Dimana :

Q_{-tg} = daya dukung tiang

A = luas penampang tiang

q_{-ult} = daya dukung ultimit (3.10)

Bowles (1984), menulis persamaan :

$$P - pu = Ap (cNc' + nqNq') \quad (2) \text{ Hal 263.}$$

Dimana :

c = kohesi tanah

Nc' = faktor daya dukung yang disesuaikan untuk kohesi. Bila $\phi = 0$ dan nilai Nc' seringkali diambil sebesar 9 untuk tiang pancang.

Q = tegangan vertikal efektif pada titik tiang pancang

n = 1 untuk semuanya kecuali faktor-faktor Vesic (1975) dimana
 $n = (1 + 2 Ko)/3$

Ko = Koefisien tekanan tanah dalam keadaan diam

$$= 1 - \sin \phi$$

Faktor-faktor daya dukung Nc' dan Nq' seperti yang diusulkan Meyerhof

(1951, 1976) diperlihatkan pada gambar 3.16. Didalam menggunakan persamaan-persamaan ini, maka perbandingan kedalaman kritis Lc/B untuk sudut gesekan dalam didapatkan dan dibandingkan dengan perbandingan kedalaman sesungguhnya. Perbandingan kedalaman didasarkan pada tanah dukung titik yang boleh berbeda dari tanah poros.

Jika $L/B \leq Lc/B$; $\phi > 0$ (tanah non kohesi).

$$P - pu = Ap \cdot q \cdot Nq'$$

(2) Hal. 264

Jika $L/B > Lc/B$ (tegangan dukung tidak dapat melebihi batas seperti di bawah).

$$P - pu + Ap \cdot q \cdot Nq' \leq Ap (50 Nq') \operatorname{tg} \phi$$

Faktor-faktor daya dukung Vesic (1975) diperlihatkan pada tabel 3.6a dan

faktor-faktor daya dukung Jambu diperlihatkan pada tabel 3.6b.

Nilai faktor daya dukung Nc , Nq , $N\gamma$ dapat pula dihitung dengan rumus

Krizex (Sardjono, 1991) sebagai berikut :

$$Nc = \frac{228 + 4,3 \phi}{40 - \phi}$$

$$Nq = \frac{40 + 5 \phi}{40 - \phi}$$

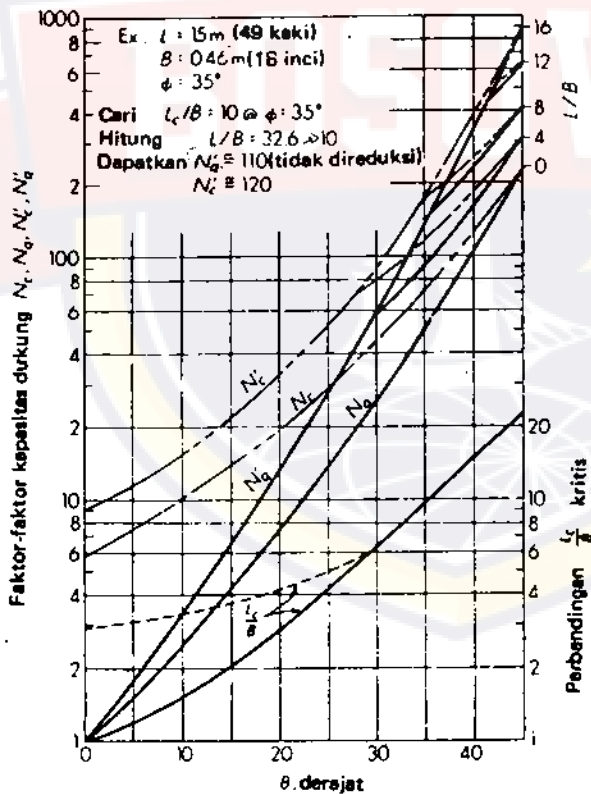
$$N\gamma = \frac{6 \phi}{40 - \phi}$$

Tabel 3.6.a. Faktor-faktor daya dukung oleh Vesic (1975) (Bowles ,1984).

ϕ	Irr	10	50	100	200	500
0	$Nc' =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	$Nq' =$	6,97	9,12	10,04	10,97	12,19
5		1,79	2,12	2,28	2,46	2,71
		8,99	12,82	14,63	16,69	19,59
10		3,04	4,17	4,78	5,48	6,57
		11,55	17,99	21,46	24,43	31,59
20		7,85	13,57	17,17	21,73	29,67
		18,83	34,53	44,44	56,97	78,78
30		18,34	37,50	51,02	69,43	104,33
		30,03	63,21	86,64	118,53	178,98
35		27,36	59,82	83,78	117,34	183,16
		37,65	84,00	118,22	166,15	260,15
40		40,47	93,70	134,53	193,13	311,50
		47,04	110,48	159,13	228,97	370,04
45		59,66	145,11	212,79	312,04	517,60
		53,66	144,11	211,79	311,04	516,60

Tabel 3.6b. Faktor-faktor daya dukung oleh Jambu (Bowles, 1984).

ϕ	y	=	75°	90°	105°
0	N_c'	=	1,00	1,00	1,00
	N_q'	=	5,74	5,74	5,74
5			1,50	1,57	1,64
			5,69	6,49	7,33
10			2,25	2,47	2,71
			7,11	8,34	9,70
20			5,29	6,40	7,74
			11,78	14,83	18,53
30			13,60	18,40	24,90
			21,82	30,14	41,39
40			41,37	64,20	99,61
			48,11	75,31	117,52
45			79,90	134,87	227,68
			78,90	133,87	226,68



gambar 3.16. Faktor-faktor daya dukung untuk pondasi-pondasi dalam (Meyerhof, 1976)

Berdasarkan data sondir, maka daya dukung ujung tiang pancang sebagai berikut :

$$P - pu = Ap \cdot qc \quad (2) \text{ Hal. 268}$$

Dengan qc adalah nilai konus dari hasil sondir.

De Beer memberikan persamaan untuk tanah kohesi (*Sardjono*, 1991).

$$p - pu = qc \cdot A \cdot Of \cdot U$$

Dimana :

U = keliling tiang

Of = jumlah hambatan pelekat

Dutch theories yang diperbaharui oleh Delft Laboratory. Nilai qc yang digunakan adalah qc rata-rata yang diperoleh dari harga-harga qc sedalam $3,5 \phi$ dari ujung tiang, yang dihitung dengan rumus :

$$Qc = \frac{(qc_1 + qc_2 + \dots + qc_n) + nqc_n}{2}$$

dimana : ϕ = diameter tiang.

Tomlinson memperhitungkan nilai qc rata-rata yang diperoleh dari nilai qc pada $3x$ diameter di atas ujung tiang. Ketentuan ini berdasarkan luasnya daerah kelongsoran tanah di ujung tiang dalam menerima beban.

Prof. Begman dalam papernya di kongres HATTI ke-1 di Bandung menghitung nilai : (Sardjono, 1991)

$$qc = \frac{qc_1 + qc_2}{2}$$

dimana :

qc1 = harga rata-rata qc sepanjang 8 x diameter di atas ujung tiang.

qc2 = harga rata-rata qc sepanjang 3,75 x diameter di bawah ujung tiang, diameter disini yang dimaksud adalah diameter tiang.

B. Tahanan Kulit

Bila lapisan tanah keras letaknya sangat dalam sehingga pembuatan dan pemancangan tiang sampai lapisan tanah kasar sangat sukar dilaksanakan, maka dalam hal ini kita menggunakan tiang pancang yang daya dukungnya berdasarkan pelekatan antara tiang dengan tanah (cleef). Maka kapasitas tahanan kulit dihitung sebagai berikut :

$$P_s = A_s \cdot f_s \quad (2) \text{ Hal. 268}$$

Dimana :

f_s = tahanan kulit (skin friction)

A_s = luas permukaan efektif

Friksi kulit, dapat dihitung dengan menggunakan beberapa metode, antara lain α , metode β , metode λ . Disamping itu berdasarkan data SPT (*Meyerhof*, 1956, 1976), *Vesic* (1970) menggunakan kerapatan relatif D_r , dan *Meyerhof* (1956) dan *Thornburn dan Mac Vicar* berdasarkan data sondir.

Sesuai dengan data yang digunakan perencana yangmana data tersebut hasil dari sondir, maka penulis hanya memaparkan persamaan yang akan digunakan dari hasil sondir, sebagai berikut (*R. F. Craig*, 1991) :

Untuk pasir :

$$f_s = q_c/200$$

Untuk Lanau non plactiis :

$$f_s = q_c/150$$

dimana :

q_c = nilai rata-rata tahanan penetrasi konus pada saluran panjang tiang pancang yang tertanam.

Meyerhof (1956) dan Thornburn dan Mac Vicar (1971) menganjurkan

Bowles, 1984) :

$$f_s = 0,005 q_c$$

f_s dapat pula diperoleh dari harga gesekan sisi q_{cs} (tekanan kleef) yang

dihasilkan dari alat sondir, yaitu (*Bowles, II, 1984) :*

$$f_s = q_{cs} \text{ (tiang pancang pergeseran volume kecil).}$$

$$f_s = 1,5 q_{cs} \text{ sampai dengan } 2,0 q_{cs} \text{ (tiang pancang bervolume}$$

besar).

Daya dukung tiang pancang berdasarkan hasil sondir (kleef) yaitu :

$$Q_{tg} = 0 \cdot L \cdot c \quad (8), \text{ Hal.43}$$

Dimana :

Q_{tg} = daya dukung tiang

0 = keliling tiang pancang

L = panjang tiang yang masuk dalam tanah

c = harga kleef rata-rata

Tiang yang diperhitungkan akan menerima gaya horisontal hendaknya direncanakan sehingga baik tegangan-tegangan maupun perpindahan-perpindahan ujung atas tiang (kepala tiang) tidak akan melebihi ketentuan-ketentuan yang diizinkan. Maka daya dukung horisontal yang diizinkan dapat ditentukan dengan persamaan berikut ini : (10) Hal. 106

$$H_a = \frac{k \cdot D}{\beta} \cdot \sigma$$

Tiang menonjol di atas tanah :

$$H_a = \frac{4EI \cdot \beta^3}{1 + \beta h} \cdot \sigma$$

Dimana :

h_a = daya dukung horisontal yang diizinkan

k = koefisien reaksi mendatar tanah

D = diameter tiang

EI = kekakuan lentur dari tiang

$$\beta = \sqrt[4]{(k \cdot D) / 4EI}$$

h = panjang tiang yang menonjol di atas tanah.

σ = besarnya pergeseran normal

Besarnya pergeseran normal tergantung kepada keadaan-keadaan setempat, sebagai perkiraan pada umumnya dapat diambil 10 mm untuk keadaan biasa dan 15 mm untuk keadaan gempa.

Koefisien reaksi mendatar tanah (k) didapat dari hasil-hasil penyelidikan tanah atau dari perhitungan hasil percobaan pembebanan mendatar.

Zurabov dan Bugayeva (1949) membuat tabel k , pada tabel 3.7.

Tabel 3.7. Koefisien reaksi mendatar tanah

(9) Hal. 25

Jenis Tanah	Lb/in ³
Pasir halus kelanauan	300 – 350
Pasir sedang	300 – 450
Lempung lembek	350 – 500
Pasir padat dan lempung	1500 – 2000

C. Analisa Dinamik

Telah banyak percobaan-percobaan yang dilakukan untuk menentukan daya dukung daripada tiang pancang dengan mengadakan pencatatan pada waktu pemancangan (*calendering*).

Dalam hal ini penulis menggunakan rumus dari "Engineering News Formula" yang telah dikembangkan oleh *Wellington* (1888), yaitu : (8) Hal. 79

Untuk single acting hammer :

$$R_s = R/F_s = \frac{12 W_r \cdot H}{6 (S + c)}$$

Untuk double acting hammer :

$$R_s = \frac{12 (W + A_p) H}{6 (S + c)}$$

dimana :

R_s = beban yang diizinkan pada tiang pancang

W_r = berat hammer

C = suatu faktor yang harganya : 1,0 untuk drop hammer dan 0,1 untuk palu uap

H = tinggi jatuh hammer

S = besar penurunan tiang setiap penumbukan

A = luas daripada permukaan alat tumbuk

P = tekanan uap pada piston

Faktor –faktor yang mempengaruhi pemilihan penumbuk (hammer)

adalah kemungkinan pemancangannya dan manfaatnya secara ekonomis, sehingga berat hammer tergantung pada berat tiang pancang yang dipancang.

Hubungan antara berat hammer dengan berat tiang pancang, yaitu :

8) Hal. 123

$$B = 0,5 P + 600 \text{ kg}$$

Dimana :

B = berat hammer

P = berat tiang pancang

4. Dimensi Pondasi

Dimensi pondasi pada umumnya ditentukan oleh besarnya beban-beban

rencana yang bekerja pada pondasi.

Amstrong, J.H. (Sardjono, HS. 2. 1991). menentukan ukuran normal dan beban normal untuk berbagai tipe tiang pancang. Untuk tiang pancang beton pracetak (beton bertulang) yaitu penampang tiang 45 cm x 45 cm dan panjang tiang 27 m dengan beban normal 100 ton.

Kazuto (1994), menentukan dimensi pondasi tiang pancang berdasarkan pertimbangan ekonomis dari perencanaan dan dari sifat-sifat dari setiap cara pemancangan tiang. Maka untuk tiang pancang beton bertulang (beton pracetak), diameter penampang tiang 39 cm sampai dengan 20 m dengan beban normal 20 ton sampai dengan 30 ton. Hal ini dapat dikontrol dengan persamaan tegangan pada gaya pemancangan, yaitu :

(10) Hal. 116

$$\sigma = P/A \leq \sigma a$$

dimana :

σ = tegangan di dalam tiang akibat gaya pemancangan

σa = tegangan yang diizinkan pada tiang

P = gaya pemancangan

A = luas tiang pancang (b x h)

Panjang tiang pancang (L) disamping ditentukan dalamnya lapisan tanah keras, juga yang harus diperhatikan hancurnya tiang pada saat pemancangan dan lapisan penetrasi tanah .

Dalamnya pemancangan pada saat pemancangan tiang dapat dihentikan menurut prinsip adalah 2 atau 3 kali panjang diameter tiang diukur

dari batas lapisan tanah pendukung atau sekitar 2 m atau 3 m (Sardjono, HS. 2, 1991).

John W. Dunhan yang dimuat dalam proceedings ASCE, Januari 1954

menyajikan perhitungan untuk mendapatkan panjang tiang pancang.

$$h = \frac{P - 0,20 NA}{0,0315 K (1,51H_1 + H_2)O} \quad (8) \text{ Hal. 137}$$

dimana :

h = masuknya tiang dalam lapisan tanah penetrasi (tanah pendukung)

P = gaya yang dapat didukung oleh tiang

N = nilai SPT (standart Penetration Test)

A = luas penampang tiang

H_1 = kedalaman lapisan tanah , tahanan konus sudah mulai berbentuk

H_2 = kedalaman lapisan tanah pendukung dari permukaan sampai pada titik yang ditinjau (data sondir)

K = $0,46 + 0,067 N$

O = keliling tiang

Maka panjang tiang total $H_t = H_2 + h$

3.5. Stabilitas Pondasi

Didalam pembahasan stabilitas pondasi, penulis menghitung penurunan pondasi tiang karena tanah di sekitar dinding luar tiang biasanya menahan tekukan (buckling) tiang tersebut .

Penurunan yang terjadi pada setiap jenis pondasi secara teoritis terdiri dari penurunan seketika, penurunan konsolidasi primer, dan penurunan konsolidasi sekunder. Namun dengan dasar pertimbangan bahwa penurunan konsolidasi sekunder berlangsung dengan waktu tak terhingga dan penurunan ini juga tidak terlalu besar maka sering di dalam perencanaan tidak diperhitungkan.

Untuk menghitung tiang pancang tahanan ujung (End bearing Pile Settlement) di lapangan pendukung yang padat, *Poulos* (1968) memberikan persamaan :

$$S_i = \frac{P \cdot I}{E_s \cdot d}$$

Dimana :

P = beban kerja

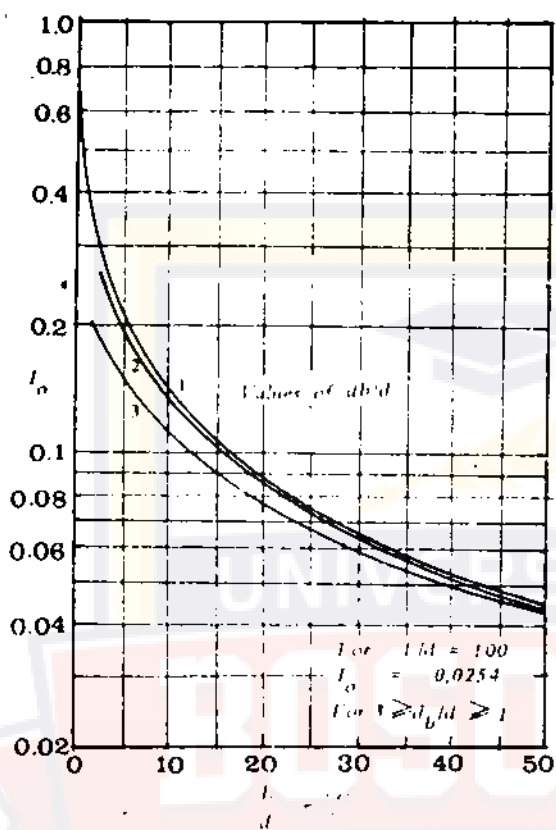
d = diameter tiang pancang

E_s = modulus elastisitas tanah

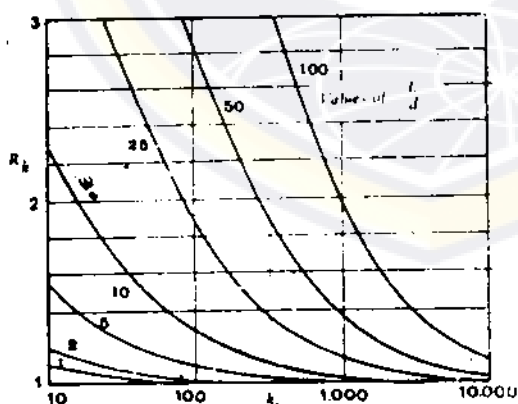
I = faktor pengaruh penurunan yang besarnya : $I = I_o \cdot R_k \cdot R_b \cdot R_v$

Yang mana I_o , R_k , R_b dan R_v adalah koefisien yang harganya dapat

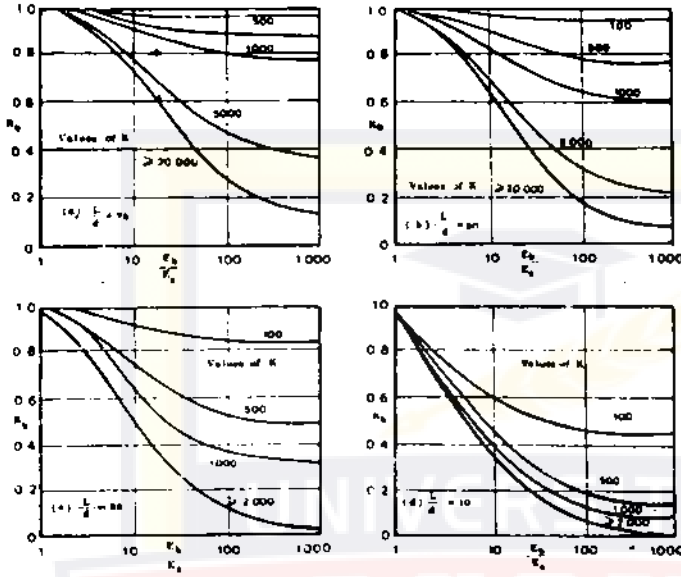
lihat pada gambar grafik *Poulos* (1968).



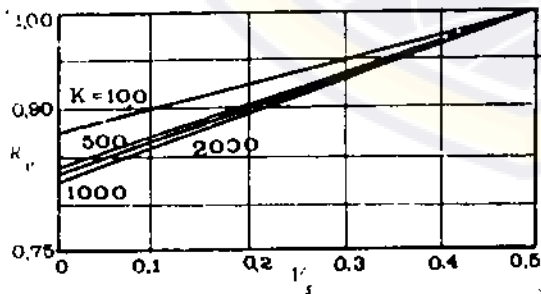
Gambar 3.16. Settlement Influence faktor I_o



Gambar 3.17. Compressibility correction faktor for settlement, R_k



Gambar 3.18. Base modulus correction factor for settlement, R_b



Gambar 3.19. Poisson's ratio correction factor for settlement, R_v

BAB IV

TINJAUAN PERHITUNGAN STRUKTUR PONDASI GEDUNG BANQUET

1.1. Pemilihan Tipe Pondasi

Data-data teknik yang mencakup data parameter tanah dan data karakteristik beban pondasi, disamping itu faktor lingkungan dimana bangunan tersebut akan didirikan, merupakan acuan untuk menentukan struktur pondasi yang akan digunakan.

Dari data-data tersebut (pada Bab II), penulis memberikan alternatif penggunaan struktur pondasi tiang pancang pada gedung Banquet.

Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang beton pracetak dengan tipe displacement pile. Displacement pile adalah tiang pancang dimana di dalam pemasangannya tidak dilakukan penggalian tanah, melainkan terjadi pemindahan tanah di sekitar tiang yang diakibatkan oleh desakan tiang sewaktu pemancangan.

2 Perhitungan Dimensi Pondasi Tiang

Data-data teknik yang diperlukan untuk menentukan dimana pondasi tiang pancang, yaitu :

- Kedalaman lapisan tanah keras (bed rock) dan karakteristik tanah pondasi (terlampir, 5 – 20 dan 8 – 23).
- Jenis tanah → silty sand

Analisa :

Perhitungan panjang pondasi tiang sebagai berikut :

Lapisan tanah keras (bedrock) berada pada kedalaman 22,40 m (S-23), tahanan konus telah terbentuk pada kedalaman 10,5m dan 17,8 m. Sehingga panjang tiang yang tertanam ke dalam lapisan bed rock dapat dihitung dengan persamaan *John W. Dunhan* yang dimuat dalam *Proceedings ASCE*, Januari 1954 :

$$H = \frac{P - 0,20 \cdot N \cdot A}{0,0315 K (1,51 H_1 + H_2) O}$$

dimana :

P = beban rencana yang dapat didukung oleh tiang.

$$= 50 \text{ ton} = 100 \text{ kip}$$

N = nilai SPT = $q_c/4$

$q_c = 98 \text{ kg/cm}^2$, maka $N = 24,5$

K = $0,46 + 0,067 N$

$H_1 = 10,5 \text{ m} = 34,4488 \text{ ft}$

$H_2 = 17,8 \text{ m} = 58,3989 \text{ ft}$

A = luas tiang, estimasi = $40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}$

$$= 1600 \text{ cm}^2$$

$$= 1,7222 \text{ ft}^2$$

O = Keliling tiang = $4 \cdot 40 \text{ cm} = 160 \text{ cm} = 5,249 \text{ ft}$

Maka :

$$h = \frac{100 - 0,20 \cdot 24,5 \cdot 1,7222}{0,0315 \cdot 2,1015 (1,51 \cdot 34,4488 + 58,3989) 5,249}$$

$$= 2,3865 \text{ ft}$$

Jadi :

Ht = $58,3989 + 2,3865 = 60,7854 \text{ ft}$

$$= 18,53 \text{ m} \longrightarrow 19 \text{ m}$$

Untuk S - 20 :

$$q_c = 90 \text{ kg/cm}^2, \longrightarrow N = 90/4 = 22,5$$

$$K = 0,46 + 0,067 \times N = 1,9675$$

$$H_1 = 15,60 \text{ m} = 51,1811 \text{ ft}$$

$$H_2 = 17,60 \text{ m} = 57,7428 \text{ ft}$$

Maka :

$$h = \frac{100 - 0,20 \times 22,5 \times 1,7222}{0,0315 \times 1,9675 (1,51 \times 51,1811 + 57,7428)} = 5,249$$

$$= 2,1001 \text{ ft} = 0,64 \text{ m}$$

$$\text{Jadi } H_t = 17,60 + 0,64 = 18,24 \text{ m} \longrightarrow 19 \text{ m}$$

Dengan demikian dimerisi tiang, sebagai berikut :

$$b = h = 40 \text{ cm}$$

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

Dalam pemancangan pada saat pemancangan tiang dapat dihentikan

menurut 2 @ 3 kali panjang diameter tiang diukur dari batas lapisan tanah pendukung (lapisan bedrock) atau 2 @ 3 meter.

Dari hasil sondir kedalaman lapisan tanah keras berkisar 20,60 m dan 2,40 m, dengan demikian panjang tiang $L = 19 \text{ m}$, telah memenuhi syarat penghentian tiang, hal ini untuk meningkatkan kehancuran tiang pada saat pancang.

3. Perhitungan Daya Dukung Pondasi Tiang

Semua kapasitas tiang pancang dapat dihitung dengan persamaan

bagai berikut :

$$P_u = P_{pu} \cdot \Sigma P_{ps}$$

Dimana :

P_{pu} = kapasitas tiang tahanan ujung (end bearing pile)

P_{ps} = kapasitas tiang tahanan kulit (skin friction pile)

Data-Data tehnik :

- Hambatan konus (q_c), pada titik kedalaman yang akan ditinjau (data sondir).
- Harga kleef rata-rata sepanjang tiang (data sondir).
- Mutu bahan tiang K 175 ; tegangan tekan izin beton $\sigma_b = 60$ kg/cm²
- Dimensi tiang : $b = h = 40$ cm
L = 19 m

Analisa :

1. Terhadap kekuatan bahan

$$P\text{-tg} = \sigma_b \cdot A_t$$

$$\text{dimana : } A_t = 40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$$

$$\text{Maka, } P\text{-tg} = 60 \cdot 1600 = 96.000 \text{ kg} = 96,0 \text{ ton}$$

2. Terhadap kekuatan tanah :

- 2.1. Kapasitas tiang tahanan ujung (end bearing pile)

$$P\text{-pu} = q_c \cdot A_t$$

Dimana : q_c rata-rata, penulios menggunakan q_c rata-rata dari

Prof. Bagman.

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

Untuk : $q_{c1} = 8$. diameter tiang di atas ujung tiang

$$Q_{c2} = 3,75 \cdot \text{diameter tiang di bawah ujung tiang} \\ = 104 \text{ kg/cm}^2$$

$$q_c = \frac{92 + 104}{2} = 98 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Sehingga : } P - p_u = 98 \cdot 1600 = 156800 \text{ kg} \\ = 156,8 \text{ t}$$

$$P_a = P - p_u / SF \longrightarrow SF = 3 \\ = 156,8/3 = 52,2667 \text{ ton}$$

2.2. Kapasitas Tiang Tahanan Kulit (friction pile)

$$P - p_s = O \cdot L \cdot c$$

Dimana :

$$O = \text{keliling tiang pancang} = 4,40 \text{ cm} = 160 \text{ cm}$$

$$L = \text{panjang tiang yang terbenam ke dalam tanah} = 19 \text{ m}$$

$$c = \text{harga cleef rata-rata, yaitu :}$$

Panjang tiang dibagi menjadi 6 bagian :

$$1. 0,0 - 0,4\text{m} \longrightarrow c = \frac{122 - 0}{400} = 0,305 \text{ kg/cm}^2$$

$$2. 4,0 - 7,0\text{m} \longrightarrow c = \frac{223 - 122}{300} = 0,37 \text{ kg cm}^2$$

$$3. 7,0 - 10\text{m} \longrightarrow c = \frac{350 - 233}{300} = 0,39 \text{ kg/cm}^2$$

$$4. 10,0 - 13,0\text{m} \longrightarrow c = \frac{460 - 350}{300} = 0,3677 \text{ kg/cm}^2$$

$$5. 13,0 - 16,0\text{m} \longrightarrow c = \frac{600 - 460}{300} = 0,4667 \text{ kg/cm}^2$$

$$6. 16,0 - 19,0\text{m} \longrightarrow c = \frac{744 - 600}{300} = 0,48 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 P-ps &= 160(400 \cdot 0,305 + 300 \cdot 0,37 + 300 \cdot 0,39 + 300 \cdot \\
 &\quad 0,3667 + 300 \cdot 0,4667 + 300 \cdot 0,48) \\
 &= 119043,2 \text{ kg} = 119,0432 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_a &= P - ps/SF \longrightarrow SF = 5 \\
 &= 119,0432/5 = 23,8086 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Daya dukung keseimbangan total :

$$\begin{aligned}
 &= P_{au} + P_{as} \\
 &= 52,2667 + 23,8086 = 76,0753 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$\text{Berat sendiri tiang} : 0,40 \cdot 0,40 \cdot 19 \cdot 2400 = 7296 \text{ kg}$$

Berat netto (N) yang diperkenankan pada tiang tersebut :

$$N = 76,0753 - 7,296 = 68,7793 \text{ ton.}$$

$$N < P-tg = 96 \text{ ton} \longrightarrow \text{safe}$$

Beban vertikal (v) sebesar = 38,9625 ton

$$\text{Maka jumlah tiang (n)} = V/n = 38,9625/68,7793 = 0,6$$

Jadi cukup menggunakan 1 tiang pancang untuk 1 kolom.

Untuk menggunakan tiang masuk kedalam tanah memerlukan alat pancang (pile driving equipment) dan berat penumbuk (hammer).

Pemilihan berat hammer tergantung pada berat tiang pancang yang akan dipancang. Hubungan antara berat hammer dengan berat tiang :

Dimana : B = berat hammer (kg)

$$P = \text{berat tiang pancang} = 0,16 \cdot 19 \cdot 2400$$

$$= 7296 \text{ kg} = 7,296 \text{ ton}$$

Maka: $B = 0,5 \cdot 7296 + 600 = 4248 \text{ kg} = 4,248 \text{ ton}$

Analisa Dinamik

Menggunakan rumus Engineering New Formula, telah dikembangkan oleh Wellington (1888).

$$R_s = \frac{12 \cdot W \cdot H}{S + c}$$

Dimana : R_s = beban yang diizinkan

W = berat hammer

H = tinggi jatuh hammer

s = besar penurunan setiap penumbukan

c = suatu faktor yang harganya sesuai dengan alat pancang yang diajukan

Alat pancang yang digunakan yaitu double acting hammer, jenis

palu : vulcan 65 c :

$W_r = 6,5 \text{ kip}$ (berat balok besi panjang)

$E_h = 19,2 \text{ kip ft}$ (tenaga palu)

$E_h = 0,85$ (efisiensi)

Jika $R_s = 96 \text{ ton} = 192 \text{ kip}$

$C = 0,1$ dan $SF = 6$

Maka, $S = \frac{2 \cdot 19,2 \cdot 0,85}{0,1699 + 0,1} = 0,1699 \text{ inc/pukulan}$

Tegangan di dalam tiang akibat gaya pemancangan :

$$\sigma = R_s / A_t$$

$$\text{dimana : } R_s = \frac{2 \cdot 19,2 \cdot 0,85}{0,1699 + 0,1} = 120,9337 \text{ kip}$$

$$R_s < P_u = 192 \text{ kip} \quad \text{safe} \quad \longrightarrow$$

$$\text{Sehingga , } \sigma + 60466,85 = 37,7918 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_b = 0,7 \cdot 60 = 42 \text{ kg/cm}^2 \quad \longrightarrow \text{ safe}$$

Gaya horisontal akibat bangunan (H) = 16,0 ton, maka gaya horisontal yang diizinkan (Ha) dimana tiang terbenam ke dalam tanah (h = 0).

$$H_a = \frac{K \cdot D}{\beta} \cdot \delta$$

dimana : K = koefisien reaksi vertikal tanah

$$= 8,303997 \text{ kg/cm}^2$$

$$D = 40 \text{ cm. (diameter tiang)}$$

$$E = 270000 \text{ kg/cm}^2$$

$$I = 213333,33 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \text{Perpindahan kepala tiang} = 1,5$$

$$\delta = \sqrt[4]{\frac{K \cdot D}{4EI}}$$

$$= \sqrt[4]{\frac{8,30397 \cdot 40}{4 \cdot 27 \cdot 10^4 \cdot 213333,33}} = 0,0062 \text{ cm}^{-1}$$

$$\text{maka, } H_a = \frac{8,30397 \cdot 40}{0,0062} \cdot 1,5 = 80,8579 \text{ ton}$$

$$\text{Sehingga } H = 16 \text{ ton} < H_a = 80,86 \text{ ton} \quad \longrightarrow \text{ safe}$$

4. Perhitungan Penurunan Pondasi Tiang

Pondasi tiang dipancang mencapai lapisan tanah keras, maka penurunan

yang diperoleh sebagai berikut :

$$St = \frac{P \cdot l}{Es \cdot d}$$

Data-Data Teknik :

- Modulus elastis tiang (Eb) = 3 . 105 kg /cm2
- Modulus elastis tanah (Eu) = 800 kg/cm2
- Poisson ratio (Vu) = 0,5
- Faktor kekuatan tiang pancang (K) = 500
- Sttlement influential faktor (Io) = 0,046
- Compressibility correction faktor for settlement (Rk) = 1,8125
- Base ratio correction for settlement (Rv) = 0,9417

$$I = io \cdot Rk \cdot Rb \cdot Rv$$

$$= 0,046 \cdot 1,8105 \cdot 0,7667 \cdot 0,9417 = 0,0602$$

$$\text{Untuk beban vertikal (V)} = 38962,5 \text{ kg}$$

Maka, penurunan tiang pancang (St) :

$$St = \frac{38962,5 \cdot 0,0602}{800 \cdot 40} = 0,072 \text{ cm}$$

$$St - \text{izin} = hT/500 = 19,25/500$$

$$= 0,0385 \text{ m} = 3,85 \text{ cm}$$

Sehingga : $St < St\text{-iz} \rightarrow \text{Safe}$

5. Perhitungan Penulangan Pondasi Tiang

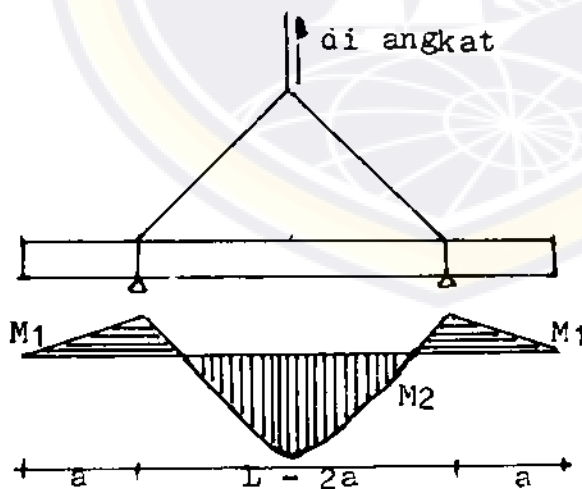
Penulangan pondasi tiang pancang berdasarkan momen-momen lentur waktu pengangkatan tiang pancang.

Data-data tehnik :

- Mutu bahan tiang yang digunakan, yaitu :
Mutu beton K 175 ; tegangan tekan beton izin
 $\sigma_b = 60 \text{ kg/cm}^2$
Mutu baja tulangan U 24 ; tegangan tarik baja izin
 $\sigma_a = 1400 \text{ kg/cm}^2$
- Berat jenis beton bertulang $\tau_b = 2400 \text{ kg/m}^3$
- Panjang tiang $L = 19 \text{ m}$
- Tiang berbentuk bujur sangkar ($ht = b$) = 40 cm

Analisa :

$$\begin{aligned} \text{Berat tiang pancang (q)} &= A \cdot \tau_b \\ q &= 0,40 \cdot 0,40 \cdot 2400 \\ &= 384 \text{ kg/m} \end{aligned}$$



Gambar 4.1. Pada saat pengangkatan tiang pancang

- Perhitungan momen lentur (M) dan panjang bagian (a)

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M2 = \frac{1}{8} \cdot q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$M1 = M2$$

$$\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{8} \cdot q (L - 2a)^2 - \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$4a^2 + 4aL - L^2 = 0$$

$$a = 0,209 L. \text{ Maka, } a = 0,209 \cdot 19 = 3,971 \text{ m.}$$

$$M1 = M2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\ = \frac{1}{2} \cdot 384 (3,971)^2 = 3027,6175 \text{ kg.m}$$

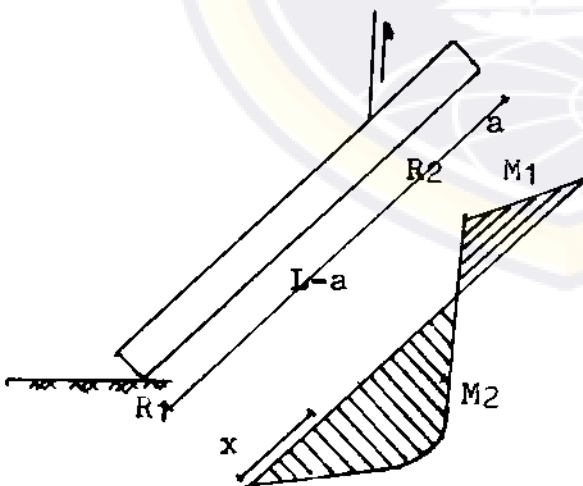
Kondisi b :

- Perhitungan momen lentur (M) dan panjang bagian (a).

$$M1 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2$$

$$R1 = \frac{1}{2} \cdot q (L - a) - \frac{\frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2}{L - a}$$

$$= \frac{q(L - a)}{2} - \frac{qa^2}{2(L - a)} = \frac{qL^2 - 2aqL}{2(L - a)}$$



ambar 4.2. Pada saat pengangkatan tiang pancang

$$M_x = R_1x - \frac{1}{2} \cdot q \cdot x^2$$

$$\text{Syarat ekstrim : } \frac{dM_x}{dx} = 0$$

$$\begin{aligned} R_1 - qx &= 0 \\ x &= R_1/q = \frac{L_2 - 2aL}{2(L - a)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M \text{ maks } \quad M_2 &= R_1L_2 - 2aL - \frac{1}{2} q \left(\frac{L_2 - 2aL}{2(L - a)} \right)^2 \\ &= \frac{1}{2} q = \frac{(L_2 - aL)}{(2(L - a))^2} \end{aligned}$$

$$M_1 = M_2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 = \frac{1}{2} q \left(\frac{L_2 - 2aL}{2(L - a)} \right)^2$$

$$a = \frac{L_2 - 2aL}{2(L - a)}$$

$$2a^2 - 4aL + L_2 = 0$$

$$a = 0,29L ; \text{ Maka, } a = 0,29 \cdot 19 = 5,51 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_1 = M_2 &= \frac{1}{2} \cdot q \cdot a^2 \\ &= \frac{1}{2} \cdot 384 \cdot (5,51)^2 = 5829,1392 \text{ kg m} \end{aligned}$$

Jadi momen yang terbesar yaitu pada keadaan b : $M = 5829,1392 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$$H = ht - d = 40 - 5 = 35 \text{ cm}$$

- Perhitungan jumlah tulangan dan tegangan-tegangan yang terjadi dengan menggunakan tabel lentur "n".

$$\phi_0 = \sigma_a / n \sigma_b \longrightarrow n = 24$$

$$= \frac{1400}{24 \cdot 60} = 0,972$$

$$Ca = \frac{h}{\frac{\sqrt{nM}}{b\sigma a}} = \frac{35}{\frac{\sqrt{24 \cdot 5829,1392}}{0,40 \cdot 1400}} = 2,214$$

Dari tabel lentur "n" :

$$\delta = 0$$

$$Ca = 2,209$$

$$\phi = 1,012 > \phi_0 = 0,972 \longrightarrow \text{safe}$$

$$100 n_w = 24,55$$

$$\begin{aligned} \text{Luas baja tulangan } A_s &= w \cdot b \cdot h \\ &= \frac{24,55 \cdot 40,35}{24,100} = 14,321 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai tulangan } 5\phi_{20} = 15,7 \text{ cm}^2 > 14,321 \text{ cm}^2$$

Jumlah tulangan keliling n = 16 batang

Tegangan yang terjadi pada saat pengangkatan :

$$\begin{aligned} X &= \frac{2n}{b} Fe + \frac{sn}{b} \left(\frac{Fe^2}{b} + b/2n \cdot Fe \cdot H \right)^{1/2} \\ &= \frac{2 \cdot 15,7}{40} + \frac{2 \cdot 15}{40} \left(\frac{15,7^2}{40} + 40 \cdot 15,7 \cdot 35 \right)^{1/2} \\ &= 11,6936 \text{ cm} \end{aligned}$$

disamping beban yang diterima, hal yang sangat berpengaruh, yaitu karakteristik tanah pondasi.

Adapun stabilitas pondasi rakit terhadap geser yaitu sebesar 1,5829. Kestabilan terhadap guling sebesar 6,4766. Nilai penurunan ada pondasi rakit sebesar 0,04444 cm (data ada pada lampiran).

Untuk penurunan pondasi tiang pancang sebesar 0,72 mm (0,072 cm). Stabilitas geser kepala sebesar 80,85 ton.

4.6.3. Aspek Biaya Pelaksanaan

Dalam penentuan jenis pondasi yang akan digunakan pada struktur pondasi suatu bangunan, maka salah satu faktor yang harus diperhitungkan yakni bahwa biaya pondasi harus lebih murah dari bangunan atas.

Biaya pelaksanaan pondasi rakit yang harus diperhitungkan yaitu meliputi : penggalian tanah, penimbunan tanah, pekerjaan struktur dan overhead.

Biaya yang penulis tinjau hanya pada besarnya volume pondasi dikali dengan harga satuan bahan dan pekerjaan struktur pondasi. Jika harga per meter kubik (beton, besi, cetakan, menyiram dan membongkar) yaitu Rp 31.642,50, maka biaya pondasi rakit dengan volume 6,348 m³ (4,6m . 4,6 m . 30) yaitu Rp 4.644.466,59

Dalam penulisan tugas akhir ini penulis hanya menganalisa biaya pembuatan tiang di lokasi pekerjaan, untuk satu tiang dengan volume 3,04 m³ (4 . 0,4 . 19) sebesar Rp 2.224.193,2, Jika dibutuhkan 4 tiang untuk

menyanggah 4 kolom maka biaya sebesar R 8.896.772,8. Biaya tersebut belum termasuk biaya pemancangan dan sewa alat pancang.

Tabel 4.1. Perbandingan Pondasi Rakit dengan Pondasi Tiang Pancang

No	Aspek yang Dibandingkan	Pondasi Rakit	Pondasi Tiang
	Daya dukung Pondasi	1058 ton	275,1172 ton (4 tiang)
	Stabilitas/Penurunan Pondasi	0,0444 cm	0,072 cm
	Biaya Pelaksanaan	Rp 4.644.466,59	Rp 8.896.772,8 (4 tiang)

Peterangan : Nampak dari ketiga aspek di atas yang lebih menguntungkan yaitu pondasi sistem rakit.



BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

Berdasarkan hasil perhitungan dari data-data teknik perencanaan dan pembahasan pada Bab sebelumnya, maka penulis dapat menyimpulkan sebagai berikut :

Dimensi pondasi tiang pancang yaitu 40 cm x 40cm dan panjang (L)=19m, dianggap telah memenuhi syarat perhitungan pemancangan tiang, dengan melihat data sondir, kedalaman lapisan tanah keras yaitu berkisar 20,6m dan 22,40m.

Kapasitas tiang pancang terhadap kekuatan bahan 96 ton. Terhadap kekuatan tanah, kapasitas tiang tahanan ujung (end bearing pile) sebesar 52,2667 ton dan kapasitas tiang terhadap kulit (friction pile) sebesar 23,8086 ton, sehingga daya dukung keseimbangan total 76,0753 ton.

Berat netto yang diperkenankan pada tiang pancang sebesar 68,7793 ton, nilai ini dinyatakan aman karena lebih kecil dari nilai kapasitas tiang pancang terhadap kekuatan bahan. Dengan beban vertikal sebesar 38,9625 ton, maka untuk satu kolom cukup menggunakan satu tiang pancang. Daya dukung pondasi rakit $q_{ult} = 1050$ ton atau lebih besar dari beban rencana vertikal yang dipikul sebesar 233,78 ton sehingga dinyatakan aman dari keruntuhan daya dukungnya. Untuk satu pondasi rakit memikul 4 buah kolom.

Nilai penurunan pada pondasi tiang pancang adalah 0,72 mm, pada pondasi rakit sebesar 0,4444 mm.

Kedua nilai tersebut dinyatakan aman karena lebih kecil dari syarat teknis yang diizinkan oleh perencana sebesar 40mm. Kedua jenis pondasi tersebut dinyatakan aman dari pergeseran, guling dan penurunan.

Biaya pelaksanaan pondasi tiang pancang relatif lebih mahal dari pondasi sistim rakit.

2. Saran

Beberapa spek yang menguntungkan dari pondasi sistim rakit, maka penggunaan pondasi rakit telah tepat untuk saat sekarang. Jika terjadi pengembangan gedung Banquet Balai Pendidikan dan Latihan Pariwisata (BPLP) Ujung Pandang, aspek yang telah dipaparkan dapat dijadikan patokan bagi perencana untuk menggunakan struktur pondasi tiang pancang.

DAFTAR PUSTAKA

- owles, J.E., 1986. Analisa dan Disain Pondasi I. Erlangga, Jakarta.
- owles, J.E., 1984. Analisa dan Disain Pondasi II. Erlangga, Jakarta.
- raigh, R.F., 1991. Mekanika Tanah. Erlangga, Jakarta.
- Departemen Pekerjaan Umum, Ditjen Cipta Karya, Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, 1983. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung. LPMB, Bandung.
- Departemen Pekerjaan Umum, Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan, Dirjen Cipta Karya, 1979. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung. LPMB, Bandung.
- ardiyatno, H.C., 1996. Teknik Pondasi I. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta.
- S. Sardjono, 1991. Pondasi Tiang Pancang I. Sinar Wijaya, Surabaya.
- S. Sardjono, 1991. Pondasi Tiang Pancang 2. Sinar Wijaya, Surabaya.
- akazawa, K., dkk., 1994. Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi. PT. Pradya Paramita, Jakarta.
- ubarkah, I., 1979. Bangunan Air. Idea Dharma, Bandung.
- unggono, K.H., 1984. Mekanika Tanah. Nova, Bandung.
- erzaghi, K. dan Ralph, B.P., 1991. Mekanika Tanah Dalam Praktek Rekayasa. Erlangga, Jakarta.
- s, W.C. dan R. Segel, 1987. Perhitungan Perencanaan Sederhana Untuk Beton Bertulang. Stuvo, Nederland.
- ansadinata, W., 1979. Perhitungan Lentur Dengan Cara "n" Disesuaikan Kepada BPI 71. LPMB, Bandung.

PONDASI MEMIKUL 4 (EMPAT) KOLOM PADA BAGIAN BERLANTAI-2 ATA PERENCANAAN

Parameter Superstruktur :

Tinggi bangunan (hT)	=	19.25 m'
Beban superstruktur	=	155.85 ton
Jarak portal (Las)	=	8.00 m'
Kedalaman pondasi (Df)	=	2.00 m'

Parameter Tanah :

Jenis tanah	-->	silty sand
Tegangan tanah (qa)	=	1.25 kg/cm ²
Sudut geser dalam	=	30.00 derajat
Berat jenis	=	1.70 t/m ³
Modulus elastis (Eu)	=	800.00 kg/cm
Poisson ratio (vu)	=	0.50
Tek konus rata-rata (qc)	=	25.00 kg/cm ²

Syarat-syarat Teknis :

Settlement Izin (S-izin) = hT/500	=	0.04 cm
Kec. Angin (Vi)	=	25.00 mph
Koef. arah angin (Ca)	=	0.0045

RENCANAAN DIMENSI PONDASI

Pembebanan Awal :

Beban Vertikal, ak. Bangunan (V)	=	155.85 ton
Beban Horisontal, ak. Bangunan (H)	=	64.33 ton

Dimensi Pondasi :

Luas Pelat :

Akibat Beban Vertikal :

Beban Rencana (Pult) = V * SF	=	233.78 ton
Luas pelat (A-perlu) = Pult/qa	=	***** cm ²
Lebar pondasi (a)	=	460.00 cm
Panjang pondasi (b)	=	406.57 cm

- Akibat Beban Horizontal --> Momen

$$\text{Momen Guling (Mt)} = H \cdot (h_T - 10m) = 595.05 \text{ ton.m'}$$

$$\text{Luas pelat (A-perlu)} = Mt/q_a = 47604.20 \text{ cm}^2$$

$$\text{Lebar pondasi (a)} = 460.00$$

$$\text{Panjang pondasi (b)} = 103.49$$

---> Kesimpulan : Diambil nilai Max

$$\text{Lebar (a)} = 460.00 \text{ cm, DIBULATKAN} = 460.00 \text{ cm}$$

$$\text{Panjang (b)} = 406.57 \text{ cm, DIBULATKAN} = 460.00 \text{ cm}$$

$$\text{Tebal rata2 (t)} = 30.00 \text{ cm}$$

PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI

1. Pembebanan yang terjadi pada dasar pondasi :

a. Akibat Beban Mati

$$\text{Beban vertikal (V)} = 155.85 \text{ ton}$$

$$\text{Momen torsi (Mr)} = V/D_f = 77.93 \text{ ton.m'}$$

b. Akibat Beban Horizontal

$$\text{Beban Horizontal (H)} = 64.33 \text{ ton}$$

$$\text{Momen Guling (Mt)} = 595.05 \text{ ton.m'}$$

Abibat Berat Sendiri Pelat

$$\text{--> } a \cdot b \cdot t \cdot \rho_{\text{beton}} = 14.03 \text{ ton}$$

$$\text{Lengan gaya} = 0 \text{ --> Momen} = 0.00 \text{ ton.m'}$$

Akibat tanah timbunan

$$\text{--> } B_t = a \cdot b \cdot D_f \cdot \rho_{\text{tanah}} = 63.59 \text{ ton}$$

$$\text{Arah-b --> Momen} = B_t \cdot 1/2 \cdot a = 146.25 \text{ ton.m'}$$

Diambil :

$$\text{Arah-a --> Momen} = B_t \cdot 1/2 \cdot b = 336.37 \text{ ton.m'}$$

M-max =

$$336.4 \text{ ton.m'}$$

Akibat Gaya Gempa

$$\text{Untuk daerah Ujungpandang --> } i = 1.50$$

$$P = 2.50$$

$$c = 0.14$$

Gempa tegak lurus sumbu ;

$$G_{h1} = c \cdot i \cdot P \cdot V \text{ akibat superstruktur} = 81.82 \text{ ton}$$

$$G_{h1} = c \cdot i \cdot P \cdot V \text{ akibat pondasi} = 7.36 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah} = 89.19 \text{ ton}$$

- Gempa Sejajar Sumbu :

$$Gh1 = c.i.P. H \text{ akibat superstruktur} = 33,77 \text{ ton}$$

$$Gh1 = c.i.P. V \text{ akibat pondasi} = 7,36 \text{ ton}$$

$$\text{Jumlah} = 41,13 \text{ ton}$$

2. Kombinasi Muatan :

$$V\text{-tot} = Ak. \text{ Struk} + B.S + \text{Timb} = 233,47 \text{ ton}$$

$$H\text{-tot} = Ha + Gh \text{ max} = 153,53 \text{ ton}$$

$$M\text{-tot} = Mt + Mr + M.\text{timb} - \text{max} = 1.009,35 \text{ ton.m}^2$$

$$M - \text{Guling} = Mt = 595,05 \text{ ton.m}^2$$

3. Kontrol Stabilitas Pondasi :

a. Kontrol Stabilitas Geser

$$SF - \text{geser} = V\text{-tot}/H\text{tot}$$

$$= 1,5829 > 1.5 \text{ (safe)}$$

b. Kontrol Stabilitas Guling

$$SF - \text{guling} = M\text{tot}/V\text{-superstruktur}$$

$$= 6,4766 > 1.5 \text{ (safe)}$$

c. Kontrol Daya Dukung Pondasi

$$q - \text{ult} = q_c \cdot a \cdot b / SF > V\text{-superstruktur}$$

$$U/SF = 5 \text{ (karena digunakan tekanan konus)}$$

$$q - \text{ult} = 1058 \text{ ton} > V\text{-superstruktur (safe)}$$

d. Kontrol Penurunan

$$\begin{aligned} S_{tf} &= q_c \cdot (l_z / E_u) \rightarrow l_z = 0.5 + 0.1 \cdot (\text{sqrt}(q_c \cdot b_j \cdot \text{tanah} \cdot D_f)) \\ &= 1.42195 \end{aligned}$$

$$S_{tf} = 0.04444 \text{ cm} < S\text{-izin (safe)}$$



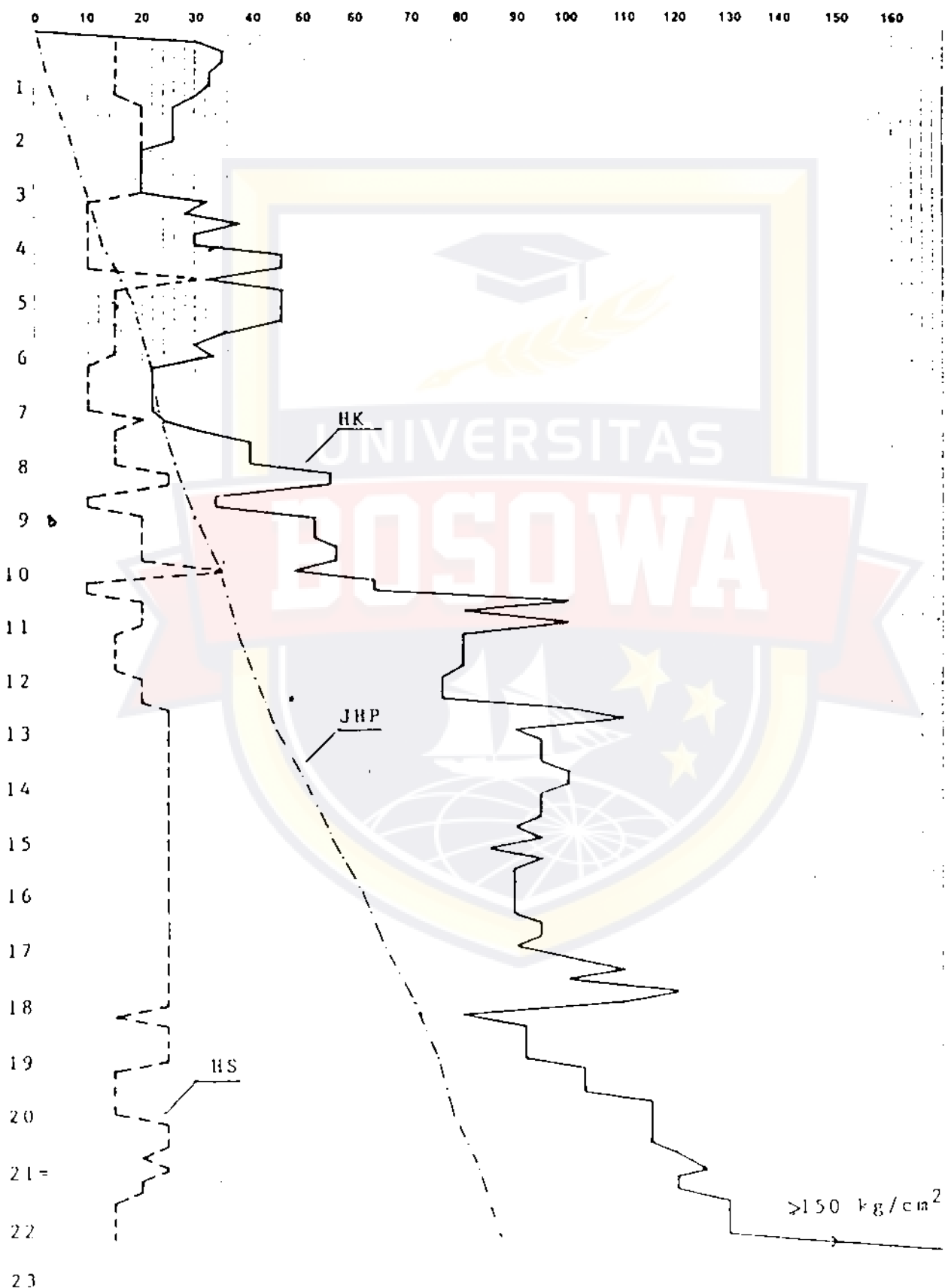
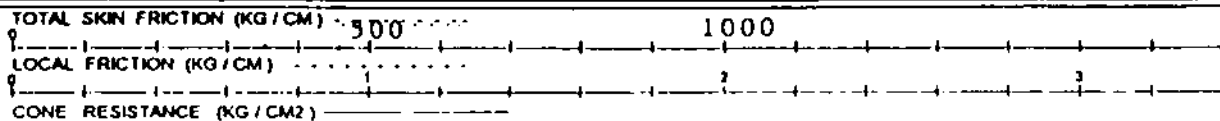
DUTCH CONE PENETROMETER TEST

DATE : 4 -9- 1996

PROJECT : Pemb. Kampus BPLP

TEST NO : S -23

LEV. OF GROUND SURFACE : - M. ELEV. OF GROUND WATER : -2,00 M.



SLUTCH CONE PENETROMETER TEST

DATE : 5 -9- 1996

PROJECT : Pemb. Kampus BLP

TEST NO : S-20

ELEV. OF GROUND SURFACE : - M | ELEV. OF GROUND WATER : - 2,00 M.

