



RSS
625.154
Kes
p-1
2009

TUGAS AKHIR – PS 1380

PERANCANGAN TIANG PANCANG GEDUNG
PT. TRIJAYA KARTIKA YANG TELAH DIMODIFIKASI
DENGAN PERHATIAN KHUSUS EFISIENSI LATERAL
YANG DIHITUNG MENGGUNAKAN METODE ELASTIS
AKIBAT BEBAN LATERAL

Rr. DENOK DWI KESUMARATIH
3107 100 552

Dosen Pembimbing
Ir. ANANTA S. SIDHARTA, MSc. PhD

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2009

PERPUSTAKAAN ITS	
Tgl. Terima	75-8-2009
Terima Dari	H/
No. Agenda Prp.	14/16



FINAL PROJECT – PS 1380

PILE FOUNDATION SCHEME OF PT. TRIJAYA KARTIKA BUILDING WHICH HAVE BEEN MODIFICATED WITH SPECIAL ATTENTION IN LATERAL EFFICIENCY THAT CALCULATED BY ELASTIC METHOD CAUSE THE EFFECT OF LATERAL LOAD

Rr. DENOK DWI KESUMARATIH
3107 100 552

Lecture Counsellor
Ir. ANANTA S. SIDHARTA, MSc. PhD

JURUSAN TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2009

**PERANCANGAN TIANG PANCANG GEDUNG
PT. TRIJAYA KARTIKA YANG TELAH DIMODIFIKASI
DENGAN PERHATIAN KHUSUS EFISIENSI LATERAL
YANG DIHITUNG MENGGUNAKAN METODE ELASTIS
AKIBAT BEBAN LATERAL**

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Bidang Studi Struktur Gedung
Program Studi S-I Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh :

Rr. Denok Dwi K.
Nrp. 3107 100 552

Disetujui Oleh Dosen Pembimbing Tugas Akhir

Ir. Ananta S.Sidharta, MSc, PhD
NIP. 130 532 001



SURABAYA, JULI 2009

PERANCANGAN TIANG PANCANG GEDUNG
PT. TRIJAYA KARTIKA YANG TELAH DIMODIFIKASI
DENGAN PERHATIAN KHUSUS EFISIENSI LATERAL
YANG DIHITUNG MENGGUNAKAN METODE ELASTIS
AKIBAT BEBAN LATERAL

Nama Mahasiswa : Rr. Denok Dwi K.
Nrp : 3107 100 552
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Ir. Ananta S.Sidharta MSc, PhD

Abstrak

Pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi menyalurkan seluruh beban yang bekerja pada struktur atas menuju tanah yang mendukung konstruksi tersebut. Dalam perancangan pondasi harus diperhatikan dengan seksama beban-beban yang bekerja yaitu baik beban gravitasi maupun beban lateral karena struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu daripada struktur atas. Struktur bawah harus berperilaku elastis penuh tidak tergantung pada tingkat daktilitas struktur atasnya.

Di dalam tugas akhir ini akan membahas tentang perancangan pondasi tiang pancang gedung PT.Trijaya Kartika Surabaya dengan perhatian khusus efisiensi lateral yang dihitung dengan menggunakan metode elastis akibat beban lateral. Selain menggunakan Metode elastis untuk efisiensi Lateral tiang pancang ini juga dianalisa menggunakan BMS (Bridge Management System). Metode elastis mengasumsikan bahwa tanah mempunyai elemen-elemen yang terpisah, pada saat tiang diberi beban tiang akan mengalami defleksi sedangkan kekuatan tanah konstan. Perhitungan struktur gedung trijaya kartika surabaya dimaksudkan untuk mendapatkan gaya dalamnya yang kemudian dianalisa sehingga diperoleh yaitu : jumlah tiang pancang yang dibutuhkan, efisiensi lateral dari modulus

konstanta tanah dasar (n_h), efisiensi lateral dari perhitungan beban lateral disesuaikan dengan jarak antar tiang pancang.

Dari perhitungan yang dilakukan didapatkan yaitu dengan panjang tiang pancang = 15,8 m diameter tiang pancang = 0,5 m dibutuhkan 9 buah tiang pancang dengan efisiensi lateral dari $n_h = 29,91\%$. Selain itu perhitungan efisiensinya juga dicoba dengan beberapa jarak antar tiang pancang yaitu 3D, 4D dan 5D dalam 1 pilecap didapatkan efisiensi yang beragam. Demikian juga untuk keseluruhan bangunan yang ditinjau, dengan $S = 3D$ efisiensinya 31%. Efisiensi Lateral juga didapatkan dari BMS yaitu untuk $S = 3D$ efisiensinya 12,5% Menurut Prakash untuk jarak searah beban 3D dan jarak tegak lurus beban minimal 2,5D maka efisiensinya 25% sedangkan jarak 8D efisiensinya 100% hal ini tanpa memperhatikan jenis tanah sebagai pendukungnya. Sehingga dapat ditarik kesimpulan bahwa tiang pancang dengan $S = 3D$ efisiensinya antara 25% - 30%

Kata kunci : Efisiensi, Metode elastis, beban lateral

PILE FOUNDATION SCHEME OF PT. TRIJAYA KARTIKA
BUILDING WHICH HAVE BEEN MODIFICATED WITH
SPECIAL ATTENTION IN LATERAL EFFICIENCY THAT
CALCULATED BY ELASTIC METHOD CAUSE THE
EFFECT OF LATERAL LOAD

Student : Rr. Denok Dwi K.
Nrp : 3107 100 552
Major Department : Civil Engineering
Promotor : Ir. Ananta S.Sidharta MSc, PhD

Abstract

Foundation is the under of structure which had function for distribution all load at the top of structure to the ground that supporting the construction. In foundation scheme have to be paid attention to careful the load which working eventhough gravitation load and also lateral load because the structure may not fail in advance than up structure. The under Structure had to be full elastic it is not depends on level ductility of the top structure

In this final duty will study about the pile foundation scheme PT. Trijaya Kartika Surabaya building which have been modificated with special attention in lateral efficiency that calculated by elastic method cause the effect of lateral load. Besides using elastic Method for the efficiency of this Lateral piling also analysed using the BMS (Bridge of Management System). Elastic method assume that land have the separate element, at the time of pillar given by the pillar load will experience of the defleksi while constant strength land. Calculation of Structure of PT. Trijaya Kartika Surabaya building intended to get the analysed later depth style, is so that obtained that are : sum up the required piling, lateral efficiency

from base land (nh), lateral efficiency from calculation of lateral load adapted by a distance usher the piling.

From the calculation will get result, with length the pile = 15,8 m diameter of piling = 0,5 m required 9 pile's with the efficiency lateral from nh = 29,91 %. Others its efficiency calculation is also tried with a few apart to usher the piling that is 3D, 4D and 5D in 1 pilecap they got a immeasurable efficiency. And the overall of evaluated building, with S = 3D the efficiency 31%. Efficiency Lateral is also got from BMS that is for the S = 3D efficiency 12,5%. According to Prakash for the distance of unidirectional of burden 3D and vertical distance of minimum burden 2,5D hence its efficiency 25% while its 8D efficiency distance 100% this matter regardless of ground land type as its supporter. So that can be pulled by conclusion that piling with S = 3D efficiency between 25 % - 30%

Keyword : Efficiency, Elastic Method, lateral load.

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	Halaman
ABSTRAK	i
KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	ix
DAFTAR TABEL.....	x
DAFTAR LAMPIRAN.....	x
BAB I PENDAHULUAN.....	
1.1 Latar Belakang.....	I-1
1.2 Perumusan Masalah.....	I-2
1.3 Tujuan.....	I-3
1.4 Batasan Masalah.....	I-3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA.....	II-1
BAB III METODOLOGI	
3.1 Umum.....	III-1
3.2 Penjelasan Diagram Alur Perencanaan.....	III-2
3.2.1 Pengumpulan Data.....	III-2
3.2.2 Studi Kepustakaan.....	III-2
3.2.3 Preliminary Design.....	III-3
3.2.4 Pembebanan.....	III-3
3.2.5 Analisa dengan Program SAP 2000.....	III-3
3.2.6 Perhitungan Daya Dukung Vertikal pada Tiang Pancang.....	III-3
3.2.7 Menghitung Daya Dukung Lateral.....	III-5
3.2.8 Menghitung Efisiensi Kelompok Tiang Pancang Kelompok Terhadap Beban Vertikal dan Beban Lateral.....	III-13
3.2.9 Menghitung Ketahanan Lateral sesuai BMS.....	III-14
BAB IV ANALISA STRUKTUR UTAMA.....	
4.1 Data Struktur Rangka (frame).....	IV-1

4.2 Permodelan Struktur.....	IV-1
4.3 Pembebanan.....	IV-1
4.3.1 Beban Gravitasi.....	IV-1
4.3.1.1 Perhitungan Beban Plat.....	IV-5
4.3.2 Beban Gempa.....	IV-8
4.3.2.1 Perhitungan Gempa Cara Analisis Statik Ekuivalen	IV-8
4.3.2.2 Perhitungan Berat Bangunan perlantai & Pusat Massa Tiap Lantai.....	IV-9
BAB V ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN.....	
5.1 Analisa Daya Dukung Vertikal.....	V-1
5.1.1 Daya Dukung Tiang Tunggal.....	V-1
5.1.2 Daya Dukung Tiang Kelompok	V-2
5.1.3 Distribusi Beban Vertikal dan Momen.....	V-3
5.2 Analisa Daya Dukung Lateral	
5.2.1 Dengan Metode Elastis.....	V-5
5.2.1.1 Menghitung dan Menentukan Deformasi Lateral, Sudut, Momen, Gaya Geser.....	V-5
5.2.1.2 Menghitung Beban Lateral dan Defleksi Tiang.....	V-14
5.2.2 Dengan BMS.....	
5.2.2.1 Tiang Jenis Tertahan dalam Tanah Kohesif.....	V-39
5.2.2.2 Efisiensi Lateral.....	V-42
BAB VI PENUTUP.....	
6.1 Kesimpulan.....	VI-1
6.2 Saran.....	VI-2
DAFTAR PUSTAKA.....	
LAMPIRAN.....	

DAFTAR GAMBAR

		Halaman
Gambar 3.1	Grafik untuk mendapatkan koefisien A (akibat beban Lateral).....	III-10
Gambar 3.2	Grafik untuk mendapatkan koefisien B (akibat beban Lateral).....	III-10
Gambar 3.3	Pada saat tiang menerima beban, beban yang ditransmisikan mengalami overlap yang dapat mengurangi daya dukung.....	III-13
Gambar 3.4	Diameter yang digunakan dalam Pu yang nantinya akan digunakan dalam menghitung efisiensi.....	III-14
Gambar 3.5	Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tidak tertahan dalam tanah kohesif.....	III-17
Gambar 3.6	Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tertahan dalam tanah kohesif.....	III-18
Gambar 3.7	Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang pendek dalam tanah kohesif.....	III-19
Gambar 3.8	Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang panjang dalam tanah kohesif.....	III-20
Gambar 3.9	Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tidak tertahan dalam tanah tidak kohesif.....	III-23
Gambar 3.10	Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tertahan dalam tanah tidak kohesif.....	III-24
Gambar 3.11	Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang pendek dalam tanah tidak kohesif.....	III-25
Gambar 3.12	Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang panjang dalam tanah tidak kohesif.....	III-26
Gambar 4.1	Penyebaran beban plat lantai.....	IV-4
Gambar 4.2	Respons Spectrum Gempa Rencana Zona 3.....	IV-10
Gambar 4.3	Gaya Geser Dasar Tiap Lantai.....	IV-11
Gambar 5.1	Penyebaran beban Lateral.....	Lampiran

Gambar 5.2	Harga modulus Elastis Tanah (E_s) untuk tiang pada tanah lempung.....	Lampiran
Gambar 5.3	Faktor pengaruh perpindahan tiang akibat beban Lateral (I_{pf})	Lampiran
Gambar 5.4	Faktor rotasi (F_{pf}) yang bergantung pada K_R	Lampiran
Gambar 5.5	Harga ($\alpha_p H_{kj}$) yang bergantung pada L/D , β° dan K_R	Lampiran

DAFTAR TABEL

		Halaman
Tabel 3.1	Harga konstanta modulus tanah dasar (n_h).....	III-5
Tabel 3.2	Harga koefisien B untuk tiang Panjang (fleksibel).....	III-11
Tabel 3.3	Harga koefisien A untuk tiang Panjang (fleksibel).....	III-12
Tabel 3.4	Efisiensi Kapasitas Lateral.....	III-27

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1	Brosur Tiang Pancang WIKA.....
Lampiran 2	Data Tanah.....
Lampiran 3	Grafik untuk Analisa Elastis.....
Lampiran 4	Analisa SAP2000.....
Lampiran 5	Tabel perhitungan.....
Lampiran 6	Gambar Struktur Gedung dari hasil Analisa.....

KATA PENGANTAR

Puji syukur kehadirat Allah SWT atas segala Rahmat dan Hidayah-Nya lah yang telah melimpahkan-Nya lah Tugas Akhir ini dapat terselesaikan dengan baik dan lancar.

Tugas Akhir ini disusun sebagai merupakan prasyarat dalam menghadapi ujian akhir berdasar kurikulum pendidikan jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya. Laporan ini berisikan tentang Perancangan Tiang Pancang Gedung PT. Trijaya Kartika yang telah dimodifikasi dengan perhatian khusus Efisiensi Lateral yang dihitung menggunakan Metode Elastis Akibat Beban Lateral.

Tersusunnya Tugas Akhir ini tidak terlepas dari bantuan yang telah diberikan oleh berbagai pihak. Untuk itu kami mengucapkan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Kedua orang tua kami beserta seluruh keluarga yang telah memberikan dukungan, semangat serta segala doa-doanya.
2. Bapak Dr.Ir. Eddijatno selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.
3. Bapak Ir. Ananta Sigit Sidharta, MSc, PhD, selaku dosen pembimbing yang telah banyak memberikan bimbingan yang tak ternilai bentuknya
4. Bapak Ir. Abdullah Hidayat S.A. selaku dosen wali
5. Teman-teman satu angkatan 2007 yang telah banyak memberikan dukungan yang sangat berharga.
6. Semua pihak yang telah membantu dalam penyusunan Tugas Akhir ini.

Dalam penyusunan laporan Tugas Akhir ini saya menyadari bahwa banyak terdapat kekurangan dan masih jauh dari sempurna. Untuk itu saya mengharapkan maklum terhadap laporan Tugas Akhir ini. Saran dan kritik sangatlah saya harapkan untuk perbaikan pada penyusunan laporan-laporan yang saya susun berikutnya.

Akhir kata semoga isi laporan Tugas Akhir ini dapat memberikan manfaat bagi penyusun maupun pembaca yang menggunakannya.

Surabaya, Juli 2009

Penyusun

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Suatu konstruksi umumnya terdiri dari dua bagian struktur yaitu struktur atas dan struktur bawah. Salah satu kriteria dalam merencanakan struktur bangunan atas yang bertingkat banyak adalah kekuatan dan perilaku yang baik pada struktur akibat beberapa tahapan pembebanan. Salah satu tahapan pembebanan yang kritis atau yang perlu diperhatikan yaitu pembebanan terhadap beban gempa. Akibat gempa yang terjadi, struktur akan berespon terhadap gaya yang bekerja padanya sesuai dengan tingkat kekakuan bangunan tersebut hingga mencapai keruntuhannya.

Sedangkan pondasi merupakan struktur bawah yang berfungsi menyalurkan seluruh beban yang bekerja pada struktur atas menuju tanah yang mendukung konstruksi tersebut. Dalam perancangan pondasi harus diperhatikan dengan seksama beban-beban yang bekerja yaitu baik beban gravitasi maupun beban lateral karena struktur bawah tidak boleh gagal lebih dahulu daripada struktur atas. Struktur bawah harus berperilaku elastis penuh tidak tergantung pada tingkat daktilitas struktur atasnya.

Gempa bumi merupakan peristiwa yang unpredictable yaitu tidak bisa diprediksikan kapan terjadinya dan seberapa besar skala gempa yang akan terjadi. Kerusakan tiang pancang banyak terjadi pasca gempa bumi, jika terjadi gempa kecil (terjadi pada waktu singkat dan skala yang terukur tidak begitu besar) maka tidak mengakibatkan kerusakan yang berarti bagi konstruksi gedung dan tiang pancang juga tidak mengalami deformasi maka dipakai metode elastis. Metode elastis (Reese&Matlock) mengasumsikan bahwa pada saat tiang diberi beban, tiang akan mengalami defleksi sedangkan kekuatan tanah konstan.

Pada gempa besar konstruksi akan mengalami kerusakan dan tanah akan mengalami gaya geser.

Menurut penelitian dari kerusakan tiang pancang pasca gempa didapatkan bahwa gaya terpenting yang diaplikasikan pada tiang selama gempa adalah gaya inersia yang disebabkan oleh variasi struktur. Jika pada umumnya perencanaan pondasi tiang pancang dianggap mempunyai kemampuan yang sama pada masing-masing tiang, sedangkan pada kenyataannya tidak demikian. Oleh karena itu pada perancangan pondasi gedung ini penulis ingin mempelajari efisiensi tiang pancang menggunakan metode elastis (Reese&Matlock) dimana desain ini digunakan untuk ketahanan horisontal tiang.

1.2 Perumusan Masalah

Permasalahan yang akan dibahas antara lain :

- Berapa besarnya beban vertikal maksimum pada kedalaman tiang pancang yang direncanakan serta berapa jumlah tiang pancang yang dibutuhkan.
- Bagaimana efisiensi tiang pancang akibat beban Vertikal
- Bagaimana pengaruh jarak antar tiang pancang terhadap efisiensinya menurut metode elastis (Reese&Matlock Poulos&Davis) dan menurut metode BMS (Bridge Management System).



1.3 Tujuan

- Mendapatkan besarnya beban vertikal maksimum pada kedalaman tiang pancang yang direncanakan serta berapa jumlah tiang pancang yang dibutuhkan.
- Mendapatkan efisiensi tiang pancang akibat beban Vertikal
- Mendapatkan pengaruh jarak antar tiang pancang terhadap efisiensinya menurut metode elastis (Reese&Matlock, Poulos&Davis) dan metode BMS (Bridge Management System).

1.4 Batasan Masalah

1. Struktur atas dimensi ditetapkan kemudian dianalisa untuk mengetahui gaya-gaya dalamnya untuk mencari beban yang bekerja pada pondasi
2. Perancangan ini tidak termasuk memperhitungkan sistem utilitas bangunan, pembuangan, saluran air bersih, instalasi/jaringan listrik, finishing dsb.
3. Data tanah yang digunakan pada perencanaan ini adalah data tanah di area ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) khususnya di DESPRO ITS.
4. Panjang tiang direncanakan dengan beberapa macam panjangnya

1.5 Manfaat

Mendapatkan efisiensi Lateral dari gedung tersebut sehingga Dapat mengoptimalkan dalam pemakaian poer pada gedung dan perencanaan panjang tiang.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Pada umumnya gaya luar yang bekerja pada tiang adalah gaya pada kepala tiang dan gaya yang langsung bekerja pada tubuh tiang. Gaya pada kepala tiang berasal dari berat sendiri bangunan atasnya, beban hidup, tekanan tanah dan tekanan air sedangkan gaya luar yang langsung bekerja pada tubuh tiang berasal dari berat sendiri tiang dan gaya gesekan negatif pada tubuh tiang dalam arah vertikal, dan gaya mendatar akibat getaran ketika tiang tersebut melentur dalam arah mendatar. Bagi beban yang disalurkan dari tiang pondasi ke tanah pondasi tidak akan menimbulkan masalah jika beban untuk arah vertikal dan horisontal diperhitungkan dalam perencanaannya, hal ini dianggap bahwa beban-beban tersebut semuanya di dukung oleh tiang. Oleh sebab itu maka dalam perencanaan pondasi harus mengetahui elemen struktur atas dan daya dukung tanahnya.

Kapasitas tiang tunggal

Hitungan kapasitas tiang dapat dilakukan dengan cara pendekatan statis maupun dinamis. Pendekatan statis yaitu sesuai dengan teori mekanika tanah, sedangkan pendekatan dinamis yaitu dilakukan dengan menganalisis kapasitas ultimit dengan data yang diperoleh dari data pemancangan tiang. Kapasitas ultimit tiang yang dipancang dalam tanah kohesif adalah jumlah tahanan gesek dinding tiang dan tahanan ujungnya. Jika tiang terletak didalam tanah lempung, kapasitas tiang dihitung pada kondisi pembebanan tak terdrainase (undrained) kecuali jika lempung termasuk jenis lempung terkonsolidasi berlebihan. Kapasitas tiang tunggal dapat dihitung dengan metode konvensional.

Kapasitas tiang kelompok

Kapasitas tiang kelompok tidak selalu sama dengan jumlah kapasitas tiang tunggal yang berada dalam kelompoknya. Hal ini dapat terjadi jika tiang dipancang dalam lapisan

pendukung yang mudah mampat atau yang tidak mudah mampat namun dibawahnya terdapat lapisan lunak.

✦ Jarak antar tiang

Untuk beban vertikal jarak antar tiang yang optimal berkisar antara $2,5 D$ sampai dengan $3,5 D$. Sedangkan untuk kelompok tiang yang menerima beban lateral atau dinamis, jarak antar tiang pancang yang lebih besar biasanya lebih efisien.

✦ Faktor keamanan

Untuk memperoleh kapasitas ujung tiang pancang, maka diperlukan untuk membagi kapasitas ultimit tiang dengan faktor aman tertentu.

✦ Efisiensi

Efisiensi kelompok tiang dalam tanah kohesif sangat dipengaruhi oleh kelebihan tekanan air pori yang timbul akibat pemancangan, meskipun kelebihan tekanan air pori yang besar hanya terjadi didekat tiang. Untuk tiang tunggal, kelebihan tekanan air pori hilang hanya beberapa hari setelah selesai pemancangan sedangkan untuk tiang kelompok dapat sampai bertahun – tahun.

✦ Tiang mendukung beban lateral

Dalam menganalisa gaya leteral, tiang – tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang (poer). Karena model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kekakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Tiang dibedakan menurut 2 tipe:

a. Tiang ujung jepit (fixed head piles)

b. Tiang ujung bebas (free head piles)

Mc Nulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm ($< 60 \text{ cm}$) untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit kedalam pelat penutup kapala tidak kurang dari 60 cm ($\geq 60 \text{ cm}$) → tiang ujung bebas.

Dapat juga diartikan tiang ujung bebas yaitu pada tiang terjadi defleksi dan rotasi ketika menerima beban lateral. Tiang ujung jepit yaitu tiang yang hanya terjadi pergeseran atau defleksi ketika menerima beban lateral.

Tekanan tanah pasif

Tekanan tanah pasif digunakan untuk memperkirakan gaya horisontal sementara yang diijinkan pada tiang pancang. Tekanan tiang pasif yang efektif adalah sepanjang jepitan semu, panjang jepitan semu diperhitungkan sampai $\frac{1}{4}$ dengan $\frac{1}{3}$ panjang tiang yang masuk dalam tanah.

Apabila tekanan tanah pasif tidak kuat menahan beban horisontal sementara, maka beban horisontal diterima oleh tiang pancang miring.

Defleksi ujung tiang

Teori pendekatan untuk memprediksi pergerakan atau defleksi lateral telah berkembang luas. Adapun 2 pendekatan atau metode yang telah umum dipakai yaitu:

- Metode sugrade reaction (Reese dan Matlock, 1956)
- Metode elastis (Poulos 1971a dan 1971b)

Metode sugrade reaction diusulkan pertama kali oleh Winkler (1867) dengan memperlakukan tiang yang terbebani lateral sebagai sebuah balok pada pondasi elastis.

Penentuan defleksi dan momen tiang dalam melawan beban lateral dan momen berdasarkan teori subgrade reaction tidak memuaskan karena mengabaikan kesinambungan dari tanah sehingga pengaruh interaksi antara tiang tidak diperhitungkan dengan baik. Analisis yang menganggap tanah sebagai rangkaian kesatuan elastis telah dijelaskan

- Douglas dan Davis (1964)
- Spillers dan Stoll (1964)
- Lenci, Maurice dan Madignier (1968)
- Poulos (1971a, 1972) Banerje dan Davis)

Perlakuan dari tiang yang terbebani lateral untuk tanah sebagai kesatuan elastis telah diteliti oleh Poulos (1971a, b).

Cara pendekatan dalam menyelesaikan pondasi yang dipengaruhi beban lateral yaitu :

1. Metode Elastis (Metode Reese&Matlock)

Dalam metode elastis diasumsikan tanah mempunyai elemen-elemen yang terpisah. Jika hubungan reaksi tanah diketahui maka teori balok biasa dapat digunakan untuk menghitung besarnya beban lateral tiang. Poulos dan koleganya telah berkontribusi secara ekstensif dalam pengembangan dibawah pembebanan lateral menggunakan metode elastis dan variasinya (Poulos&Davis 1980 ; Poulos&Hull 1989). Solusi-solusi tersebut telah dituangkan untuk variasi kasus pembebanan dalam tiang tunggal dan interaksi tiang dengan spasi yang dekat, tetapi tidak bisa digunakan untuk menganalisa deformasi yang besar atau kolaps tiang pada tanah nonlinier.

2. Metode Hingga

Pada metode hingga analisis kekuatan tanah terhadap kedalaman adalah konstan dan pada tiang akan terjadi defleksi untuk meningkatkan tahanan disepanjang tiang. Tanah diasumsikan menggunakan tahanan maksimumnya terhadap tiang. Berdasarkan permodelan sederhana Winkler(1961) mengasumsikan tiang sebagai balok sederhana untuk mengukur tekukan. Pada penelitian yang dilakukan oleh Berril (1997) menyimpulkan bahwa tekukan yang terjadi pada tiang akan mengakibatkan deformasi pada tanah dan struktur. Apabila terjadi keruntuhan pada tiang mengakibatkan deformasi dan rotasi yang permanen. Untuk itu perlu dilakukan kontrol pada stratifikasi tanah agar dapat diketahui perubahan pada propertis tanah disetiap kedalaman.

3. Metode BMS (Bridge Management System)

Metode ini menggunakan cara toeritik (Broms) dimana yang dalam jurnalnya mengemukakan sebuah metode sederhana untuk mengestimasi tiang pada saat dibebani

secara lateral. Jurnal ini berhubungan dengan tiang dalam pasir dan tiang dalam lempung jenuh. Mereka menunjukkan kapasitas tiang dalam waktu yang lama pada pasir dan kapasitas tiang dalam waktu yang pendek pada lempung. Dasar metode-metode ini bertahan lebih dari 30th sejak dipublikasikan, dengan alasan metode ini berdasar pada ide yang simpel dan memberi solusi yang bermanfaat pada praktisi desain (M.J. Pender 1997). Dalam metode Broms (Metode ultimit) diasumsikan bahwa ketahanan batas horisontal sebuah tiang dikembangkan jika kelelahan tanah dan sendi plastic berkembang dalam tiang pancang dan kekuatan tiang pancang disyaratkan bernilai sama setelah kekuatan maksimum dicapai hal ini merupakan persyaratan dasar untuk mengembangkan sendi plastic dalam tiang pancang. Selain cara teoritik dalam BMS juga menggunakan cara Brich Hansen (1961) didalam menentukan beban ultimit menggunakan kohesi dan sudut geser tanah sebagai dasar analisisnya. Broms (1965) mengembangkan suatu penyelidikan terhadap tiang pancang akibat beban lateral dengan asumsi :

- a. Gaya geser tanah pada Tiang pancang pendek
- b. Tekuk pada Tiang Pancang sebagai akibat tegangan leleh plastis pada penampang tiang yang dapat digunakan pada tiang pancang panjang.

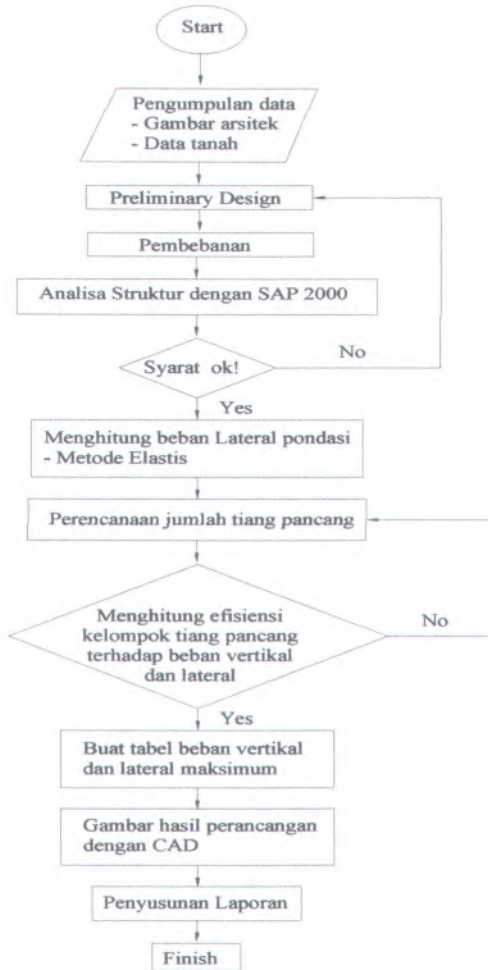
Dalam perencanaan pondasi tiang pancang tegangan yang terjadi, pergeseran tiang, daya dukung tanah harus berada dibawah batas-batas yang diizinkan. Penentuan jarak tiang minimum antara tiang-tiang adalah 2,5 kali diameter tiang, sedangkan susunan tiang dibuat sedemikian rupa sehingga mampu menahan beban baik bersifat tetap maupun sementara.

Pondasi tiang pancang mempunyai fungsi menahan beban melalui poer. Poer menggabungkan tiang-tiang individu menjadi satu kelompok tiang dan sekaligus sebagai penyalur beban pada setiap tiang. Jika poer dianggap kaku maka distribusi tegangan beban-beban luar yang melalui poer kesetiap tiang dapat dianggap linier.

BAB III METODOLOGI

3.1 Umum

Adapun diagram Alur Perencanaan dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:



3.2 Penjelasan Diagram Alur Perencanaan

3.2.1 Pengumpulan Data

Pengumpulan data yang diperlukan untuk perancangan, meliputi: Gambar arsitektur, data tanah

- Untuk menunjang dalam perancangan, ada beberapa asumsi yang perlu diketahui antara lain :

Type bangunan	: Perkantoran
Zone gempa	: Zone 4
Tinggi bangunan	: 37,8 m
Jumlah lantai	: 4 lantai dimodifikasi menjadi 8 lantai
Struktur bangunan	: Beton bertulang
Struktur pondasi	: Pondasi Tiang Pancang
Jenis Tanah	: Tanah Lunak
Mutu beton (f_c')	: 30 Mpa
Mutu baja (f_y)	: BJ TD 400 Mpa , BJ TP 240 Mpa

3.2.2 Studi Kepustakaan

Mempelajari literatur/pustaka serta peraturan- peraturan yang akan digunakan dalam perancangan di antaranya :

- Tata Perencanaan Struktur Beton untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 2002
- Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung, Standar Nasional Indonesia 2002
- Peraturan Pembebanan Untuk Rumah dan Gedung (PPIUG) 1983
- Peraturan Beton Bertulang Indonesia (PBI) 1971
- Pile Foundation Analysis and Design H.G Poulos dan E.H Davis (1980)
- Buku Ajar Pondasi Beban Dinamis
- Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi.

3.2.3 Preliminary Design

Preliminary Design ini dirancang sesuai dengan peraturan yang ada, dengan perincian sebagai berikut:

- Preliminary design dimensi balok sesuai dengan SNI 03 – 2847 – 2002 Ps.11.5.2 hal 62
- Dimensi (tebal) pelat ditentukan menurut peraturan SNI 03–2847–2002 Ps.11.5.3 hal 62
- Preliminary design kolom sesuai SNI 03 – 2847 – 2002 Ps. 12.8 hal 75

3.2.4 Pembebanan

Beban yang bekerja meliputi : beban hidup, beban mati, dan beban gempa. Pembebanan struktur ini sesuai dengan SNI-03-1726-2002 dan PPIUG 1983. Semua beban yang bekerja baik beban tetap maupun beban sementara yang ada pada struktur atas dihitung sehingga memudahkan dalam menganalisa dengan Program SAP 2000.

3.2.5 Analisa dengan Program SAP 2000

Analisa struktur dihitung menggunakan komputer dengan program bantu SAP 2000 untuk mengetahui bahwa preliminary design pada gedung tersebut memenuhi, selain itu juga untuk mendapatkan besarnya gaya-gaya dalam yang bekerja pada gedung tersebut kemudian disalurkan ke pondasi dan digunakan untuk perencanaan pondasi tiang pancang dengan memperhatikan efisiensi.

3.2.6 Perhitungan daya dukung Vertikal pada Tiang Pancang

↓ Daya dukung tiang tunggal

1. Nilai conus diambil dari sejarak 8D diatas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang Perhitungan daya dukung dari unsur ujung tiang



$$Q_p = \frac{A_p \times q_c}{SF}$$

2. Menghitung daya dukung akibat sekatan (friction)

$$Q_s = \frac{P \cdot JHP}{SF}$$

3. Menghitung daya dukung total dari CPT

$$P_i = Q_p + Q_s$$

4. Kebutuhan tiang pancang

$$n = P_v / P_i$$

↓ **Daya dukung tiang kelompok**

1. Merencanakan jumlah tiang (n), Jarak antar tiang (S), Jarak tepi tiang (S_1), Diameter blok (D^1), Kedalaman (L)

2. Perhitungan daya dukung dari unsur ujung tiang

$$Q_p = \frac{A_{blok} \times q_c}{SF}$$

3. Perhitungan daya dukung akibat lekatan (friction)

$$Q_s = \frac{P_{blok} \cdot JHP}{SF}$$

4. Perhitungan daya dukung blok

$$P_b = Q_p + Q_s$$

5. Perhitungan efisiensi (η)

$$\eta = \sqrt{\frac{P_{blok}^2}{P_{blok}^2 + (n \cdot P_i)^2}}$$

6. Perhitungan daya dukung tiang kelompok

$$P_g = \eta \times n \times P_i$$

7. Perhitungan penyebaran beban vertikal dan momen

$$P_v = \frac{P_{tot}}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{\sum Y^2}$$

8. kontrol $P_v < P_g$

3.2.7 Menghitung Daya Dukung Lateral

↓ Secara umum dapat dihitung dengan langkah –langkah sebagai berikut :

- Menghitung modulus elastis tiang (E_p) dan momen Inersia Tiang (I_p)
- Merencanakan harga konstanta modulus tanah dasar (nh) dimana besarnya dapat ditentukan dengan tabel berikut ini:

Jenis Tanah	nh (KN/m ²)
Pasir kering/basah	
- Lepas	1800 - 2200
- Medium	5500 - 7000
- Padat	15000 - 18000
Lempung	
- Lembek	1000 - 1400
- Medium	2500 - 4500
- Padat	9000 - 12000

Tabel 3.1 Harga konstanta modulus tanah dasar (nh)

- Menentukan harga T dan Z dengan rumus :

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p \cdot I_p}{nh}}$$

$$Z = \frac{z}{T}$$

Keterangan :

T : Jenis tiang berdasarkan kondisi tanah dan tiang pancang

N_h : konstanta modulus tanah dasar (KN/m^3)

E_p : modulus elastisitas tiang (KN/m^2)

I_p : momen inersia tiang Pancang (m^4)

Z : elevasi kedalaman tanah (m)

- d. Menghitung beban lateral (Q_g) dan momen (M_g) disetiap kedalaman tanah

$$M_z(z) = A_m * Q_g * T + B_m * M_g$$

Keterangan :

M_g : Momen diujung tiang (KNm)

Q_g : Gaya lateral diujung tiang pancang (KN)

A_m & B_m : Koefisien yang berhubungan dengan momen dimana A adalah akibat Q dan B akibat Momen

- ✦ Menghitung Beban lateral dan Defleksi tiang

- a. Defleksi Tiang Tunggal

- Perhitungan faktor kekakuan tiang

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4}$$

- Perhitungan faktor pengaruh perpindahan tiang karena beban Lateral (I_{PF})
- Faktor rotasi (F_{pf}) yang bergantung pada K_R
- Hitung defleksi / perpindahan ujung tiang tunggal

$$\rho = I_{PF} \left(\frac{H}{E_s \cdot L} \right) / F_{pf}$$

Dimana :

F_{pf} = faktor rotasi untuk fixed-head pile

L = panjang tiang

E_s = modulus tanah

H = Beban Lateral

b. Distribusi beban dan Defleksi Tiang Kelompok

- Perpindahan unit untuk tiang tunggal

$$\rho_f = \frac{I_{\rho f}}{L.Es}$$

- Memperkirakan dan memisahkan tiang – tiang yang menerima beban yang sama
- Menganalisa pengaruh tiang satu dengan yang lainnya
- Perhitungan distribusi Beban Horisontal pada ujung tiang dan defleksi perpindahan ujung tiang kelompok.

$$\rho_k = \rho H \left(\sum_{j=1}^h (H_j \alpha_{\rho} H_{kj}) + H_k \right)$$

H_j = Beban pada tiang j

$\alpha_{\rho} H_{kj}$ = Harga dari $\alpha_{\rho} H$ untuk dua tiang, berhubungan dengan jarak tertentu antara tiang k dan j memiliki sudut β

jika H_g adalah total gaya horisontal pada tiang kelompok maka :

$$H_G = \sum_{j=1}^n H_j$$

- ✚ Menghitung dan menentukan Deformasi lateral, Sudut, Momen, Gaya Geser yang terjadi.

Pada analisa untuk tanah lempung atau lunak kekuatan tanah dianggap konstan dan tiang akan mengalami defleksi sepanjang tiang, tiang memiliki faktor kekakuan relatif (T) dan untuk tanah lempung kaku (R), dan tanah mengalami reaksi lateral akibat beban yang diterima tiang, yang ditunjukkan oleh modulus reaksi tanah (n_h). Beban lateral yang bekerja pada tiang diperlakukan sebagai beam on elastic foundation, untuk tanah pasir dimana sudut kedalaman

tanah (ϕz) merupakan fungsi dari kedalaman tanah sedangkan untuk tanah lempung kaku (stiff clay) $\phi z = 1$ (tidak bergantung pada kedalaman)

Urutan perhitungan dalam menentukan deformasi lateral (Y), sudut (S), momen (M), gaya geser (V), dan reaksi tanah (P).

1. Menghitung beban yang bekerja pada tiang (diambil dari hasil analisa sebelumnya).
2. Tentukan K, untuk tanah lempung kaku :
Menurut Vesic (1961)

$$K = 2 \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip}} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}$$

$$Ep = 4700 \sqrt{fc}$$

$$Ip = \frac{1}{64} \times \pi \times (D_{out} - D_{in})^4$$

Es = modulus elastisitas tanah

ν_s = poison rasio

3. Menghitung faktor kekakuan relatif,

untuk tanah pasir $T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}}$ dan

untuk tanah lempung kaku, $R = \sqrt[4]{\frac{EI}{K \cdot 0,25}}$

4. Untuk deformasi lateral ujung atas tiang jepit penuh, maka

$$Y = (Ay - 0,93By) \frac{Qg \cdot T^3}{EI} \text{ dan untuk momen}$$

$$M = (Am - 0,93Bm) Qg \cdot T$$

5. Menghitung reaksi tanah dan reaksi tanah pasir
Reaksi tanah (P):

$$P = (A_p - 0,93B_p) \frac{Qg}{T}$$

Reaksi tanah pasir (pp):.....Prakash and Shamsar (1960)

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p$$

$$Kp = tg^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

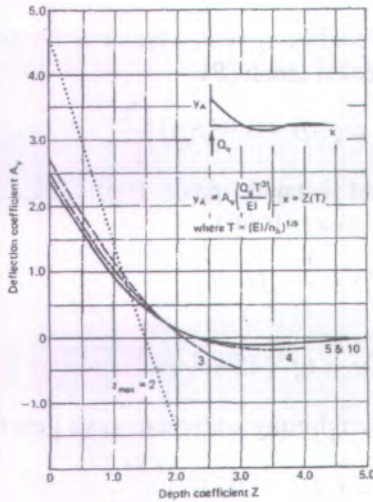
6. Menghitung sudut dan gaya geser sudut :

$$S = (A_s - 0,93B_s) \frac{Qg \cdot T^2}{EI}$$

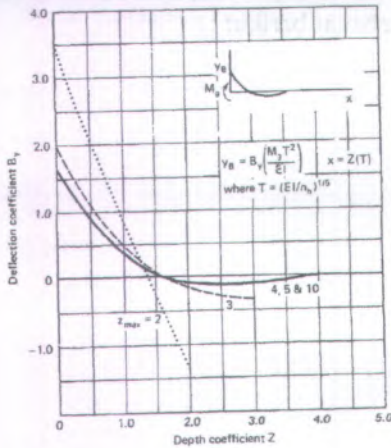
Gaya geser

$$V = (A_v - 0,93B_v) \cdot Qg$$

Koefisien A dan B dapat diperoleh dari grafik maupun tabel sebagai berikut :



Sumber : Buku Ajar Pondasi Beban Dinamis (2009)
 Gambar 3.1 Grafik untuk mendapatkan koefisien A (akibat beban lateral)
 (after Reese and Matlock, 1956)



Sumber : Buku Ajar Pondasi Beban Dinamis (2009)
 Gambar 3.2 Grafik untuk mendapatkan koefisien B (akibat beban lateral)
 (after Reese and Matlock, 1956)

Tabel Koefisien B untuk tiang panjang (flexible) akibat beban Momen :

Z	By	Bs	Bm	Bv	Bp
0,0	1,623	-0,750	1,000	0,000	0,000
0,1	1,453	-0,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,268
4,0	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

**After matlock and Reese (1961 and 1962)*

Sumber : Buku Ajar Pondasi Beban Dinamis (2009)
Tabel 3.2 Harga koefisien B untuk tiang panjang(flexible)

Tabel Koefisien A untuk tiang panjang (flexible) akibat beban Lateral :

Z	Ay	As	Am	Av	Ap
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227
0,2	2,113	-1,603	0,198	0,956	-0,422
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718
0,5	1,664	-1,503	0,459	0,764	-0,822
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201
5,0	0,009	0,025	0,033	0,013	0,046

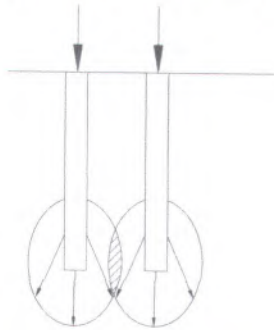
**After Matlock and Reese (1961 and 1962)*

Sumber : Buku Ajar Pondasi Beban Dinamis (2009)
Tabel 3.3 Harga koefisien A untuk tiang panjang (flexible)

3.2.8 Menghitung efisiensi kelompok tiang pancang terhadap beban vertikal dan beban lateral

Dalam pelaksanaannya tiang pancang yang digunakan lebih dari satu tiang pancang. Pada saat bekerja tiang ditempatkan dengan jarak yang dekat, maka yang akan terjadi adalah overlapping beban-beban yang ditransmisikan sehingga hal ini dapat mengurangi daya dukung kelompok tiang.

Untuk itu perlu diperhitungkan jarak antar tiang, syaratnya tiang ditempatkan pada jarak $3D$ s/d $8D$.



Gambar 3.3 Pada saat tiang menerima beban, beban yang ditransmisikan mengalami overlap yang dapat mengurangi daya dukung

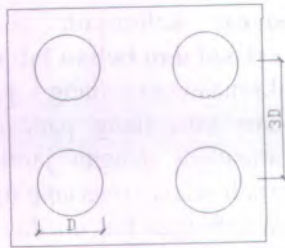
Kemudian baru dihitung efisiensi dari tiang pancang.

Untuk satu blok tiang pancang

$$\eta = \sqrt{\frac{P_{ub}^2}{P_{ub}^2 + (n \cdot P_{ut})^2}}$$

Keterangan :

- η : efisiensi group tiang pancang
- P_{ub} : daya dukung tiang pancang blok (KN)
- P_{ut} : daya dukung tiang pancang tunggal (KN)
- n : jumlah tiang pancang



Gambar 3.4 Diameter yang digunakan dalam menghitung P_u yang nantinya akan digunakan dalam menghitung efisiensi

Untuk menghitung efisiensi kelompok tiang pancang akibat beban lateral yaitu dari perbandingan nilai n_h (K) yang didapat dari deformasi lateral (y) dari kelompok tiang dengan (y) dari satu tiang.

3.2.9 Menghitung Ketahanan Lateral sesuai dengan BMS

Dalam BMS untuk menghitung ketahanan lateral digunakan cara teoritik – cara Broms, dimana dipertimbangkan menurut dua jenis tiang yaitu : Tiang dengan kepala tertahan dan tiang dengan kepala tidak tertahan. Untuk setiap jenis tiang tersebut ditinjau menurut jenis tanah kohesif dan tanah tidak kohesif, dengan anggapan bahwa besaran-besaran tanah dan tiang adalah sama sepanjang tiang.

- Perkiraan ketahanan lateral ultimate Q_L^* dengan cara Broms
- **Tiang jenis tidak tertahan dalam tanah kohesif**
Tiang dapat berada dalam kategori panjang yaitu leleh terjadi pada suatu titik kebawah tiang atau pendek yaitu tidak terjadi leleh pada tiang. Lihat Gambar 3.5

Cara perhitungan :

1. Tentukan apakah tiang adalah panjang atau pendek
 - Tentukan rencana kuat lentur ultimate (dengan faktor), M_y^* tiang.

- Cari

$$f_1 = -(e + 1,5D) + [(e + 1,5D)^2 + M_y^* / (4,5c_u^* D)]^{1/2}$$

- Cari $g_1 = [M_y^* / (2,25c_u^* D)]^{1/2}$
 - Cari $L_1 = 1,5D + f_1 + g_1$
2. Bila $L < L_1$ maka tiang diklasifikasi sebagai pendek dan demikian diketahui L/D dan e/D cari Q_L^* dari Gambar 3.7
 3. Bila $L > L_1$ maka tiang diklasifikasi sebagai panjang demikian, diketahui $\frac{M_y^*}{c_u^* D^3}$ cari Q_L^* dari

Gambar 3.8

➤ **Tiang jenis tertahan dalam tanah kohesif**

Tiang dapat berada dalam kategori tiang pendek (yaitu leleh terjadi dalam tiang), tiang menengah (yaitu satu sendi dalam tiang pada permukaan tanah), atau tiang panjang (yaitu dua sendi terjadi dalam tiang, satu pada permukaan tanah dan yang lain pada jarak $(1,5D + f)$ dibawah nya). Lihat Gambar 3.6

Cara perhitungan :

1. Tentukan apakah tiang panjang, menengah atau pendek :
 - Tentukan rencana kuat lentur ultimate (dengan faktor), M_y^* dalam tiang.
 - Cari $L_1 = [M_y^* / (4,5c_u^* D) + 2,25D^2]^{1/2}$

2. Bila $L < L_1$ maka tiang diklasifikasi sebagai pendek dan demikian diketahui L/D dan e/D cari Q_L^* dari Gambar 3.7
3. Bila $L > L_1$ periksa apakah tiang lebih panjang L_2 dimana $L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$

- Cari

$$f_2 = -(1,5D) + \left[(1,5D)^2 + M_y^* / (22,5c_u^* D) \right]^{1/2}$$

- Cari $g_2 = \left[M_y^* / (2,25c_u^* D) \right]^{1/2}$

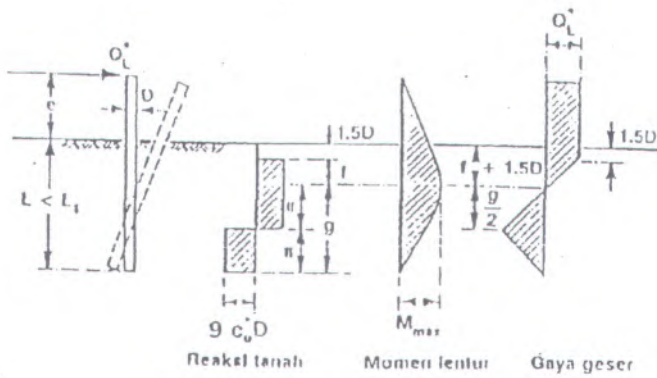
- Cari $L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$

4. Bila $L > L_2$ maka tiang diklasifikasi sebagai panjang dan demikian diketahui $\frac{2M_y^*}{c_u^* D^3}$ cari Q_L^*

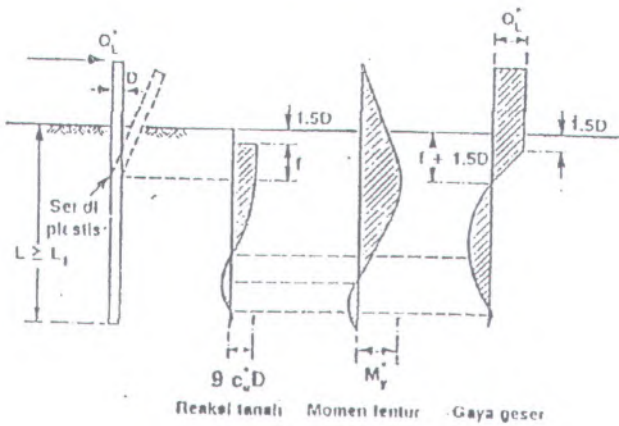
dari Gambar 3.8

5. Bila $L_1 < L < L_2$ maka tiang diklasifikasi sebagai menengah dan Q_L^* dapat dicari dengan interpolasi linier antara $Q_{L_1}^*$ (dicari untuk L_1 dari Gambar 3.7) dan $Q_{L_2}^*$ (dicari untuk L_2 dari Gambar 3.8) yaitu :

$$Q_L^* = Q_{L_1}^* + (L - L_1)(Q_{L_2}^* - Q_{L_1}^*) / (L_2 - L_1)$$



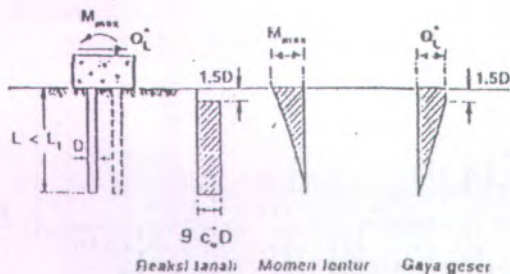
(a) Tiang pendek jenis tidak tertahan



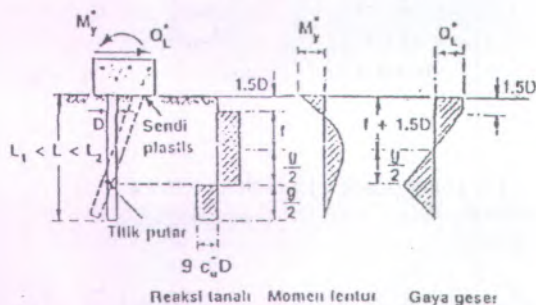
(b) Tiang panjang jenis tidak tertahan

Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)

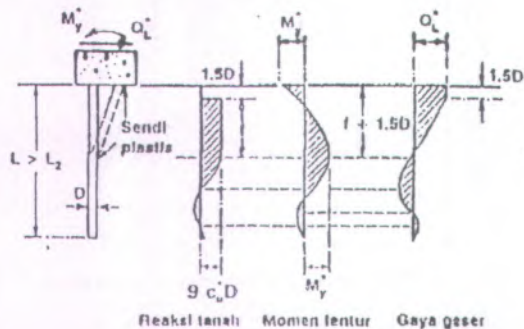
Gambar 3.5 Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tidak tertahan dalam tanah kohesif



(a) Tiang pendek jenis tertahan

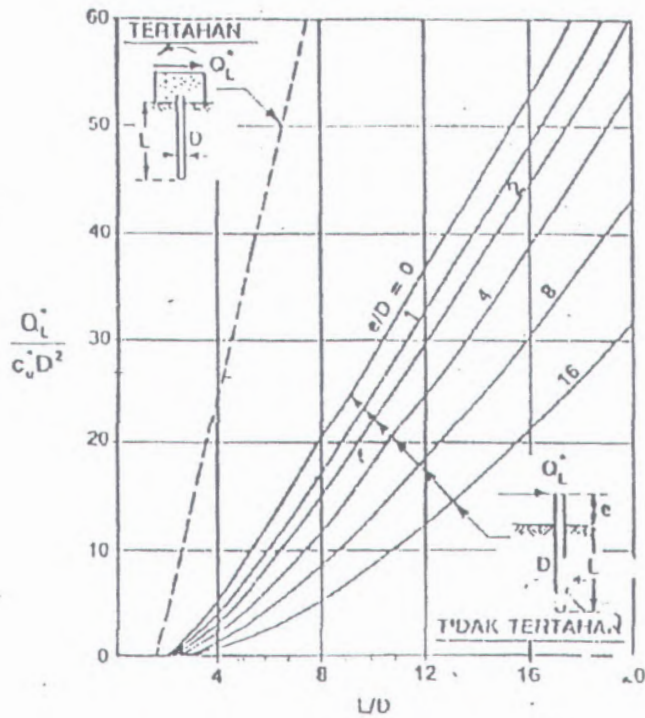


(b) Tiang menengah jenis tertahan



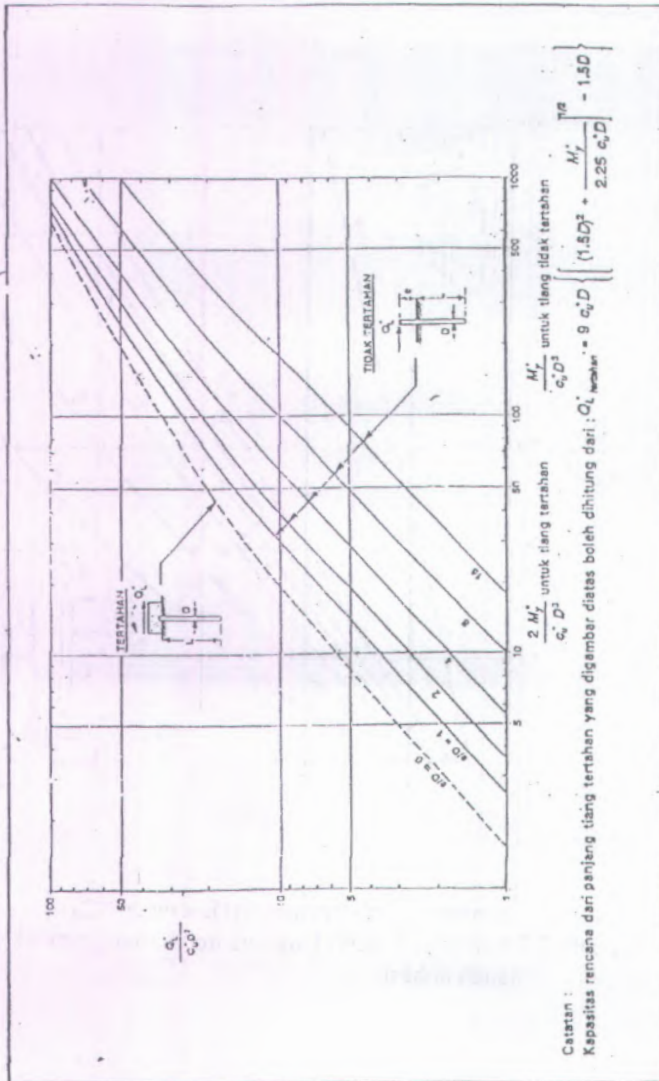
(c) Tiang panjang jenis tertahan

Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.6 Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tertahan
 dalam tanah kohesif



Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)

Gambar 3.7 Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang pendek dalam tanah kohesif



Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.8 Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang panjang dalam tanah kohesif

- **Tiang jenis tidak tertahan dalam tanah tidak kohesif**
Tiang dapat berada dalam kategori pendek yaitu tidak terjadi leleh dalam tiang atau panjang yaitu terbentuk sendi dalam tiang. Lihat Gambar 3.9

Cara perhitungan :

1. Tentukan apakah tiang adalah panjang atau pendek :
 - Tentukan rencana kuat lentur ultimate (dengan faktor), M_y^* dari tiang.
 - Diketahui e , L , D , W_s dan $K_p^* = (1 + \sin \phi^*) / (1 - \sin \phi^*)$. Hitung Q_L^* dari Gambar 3.11
 - Cari $f^2 = 0,82 [Q_L^* / (W_s \cdot D \cdot K_p^*)]^{1/2}$
 - Tentukan $M_{maks}^* = Q_L^* (e + 2/3 f)$
2. Bila $M_{maks}^* < M_y^*$ maka tiang diklasifikasi sebagai pendek dan demikian Q_L^* yang dihitung diatas adalah tepat.
3. Bila $M_{maks}^* \geq M_y^*$ maka tiang diklasifikasi sebagai panjang demikian, diketahui M_y^* , D , W_s dan K_p^* nilai tepat untuk Q_L^* dari Gambar 3.12

- **Tiang jenis tertahan dalam tanah tidak kohesif**

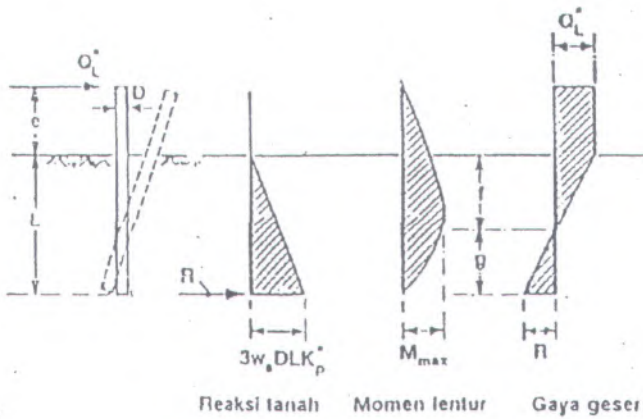
Tiang dapat berada dalam kategori tiang pendek (yaitu tidak terjadi leleh dalam tiang), tiang menengah (yaitu satu sendi dalam tiang pada permukaan tanah), atau tiang panjang (yaitu dua sendi terjadi dalam tiang, satu pada permukaan tanah dan yang lain pada jarak f dibawah ini). Lihat Gambar 3.10

Cara perhitungan :

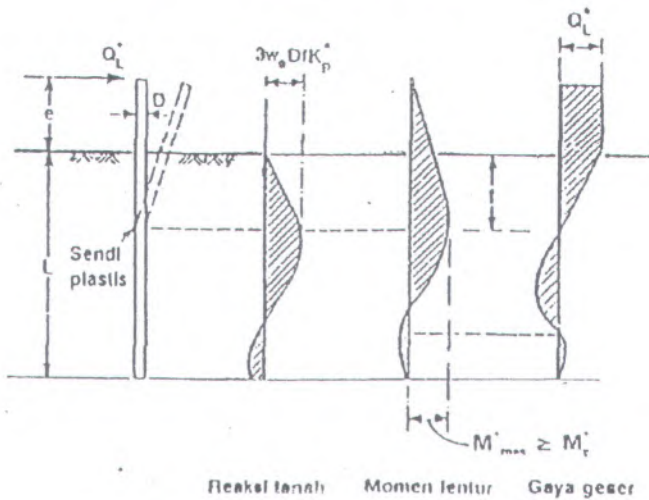
1. Tentukan apakah tiang panjang, menengah atau pendek :

- Tentukan kuat lentur ultimate (dengan faktor), M_y^* dalam tiang.
 - Cari $L_1 = [M_y^* / (K_p^* \cdot W_s \cdot D^2)]^{1/3}$
2. Bila $L < L_1$ maka tiang diklasifikasi sebagai pendek dan demikian diketahui L/D nilai Q_L^* dapat diperoleh dari Gambar 3.11
 3. Bila $L > L_1$ periksa apakah sebuah sendi kedua akan terbentuk yaitu $M_{maks}^* \geq M_y^*$:
 - Cari $f = [2M_y^* / (K_p^* \cdot W_s \cdot D)]^{1/3}$
 - Cari $Q_L^* = 1,5K_p^* \cdot W_s \cdot f^2 D$
 - Cari $M_{maks}^* = Q_L^* f - M_y^* - 0,5W_s \cdot K_p^* \cdot D \cdot f^3$
 4. Bila $M_{maks}^* \geq M_y^*$ maka tiang diklasifikasi sebagai panjang dan demikian diketahui $\frac{2M_y^*}{K_p^* \cdot W_s \cdot D^4}$ cari Q_L^* dari Gambar 3.12
 5. Bila $M_{maks}^* < M_y^*$ maka tiang diklasifikasi sebagai menengah dan demikian :

$$Q_L^* = 0,5K_p^* \cdot W_s \cdot L^2 \cdot D + M_y^* / L$$

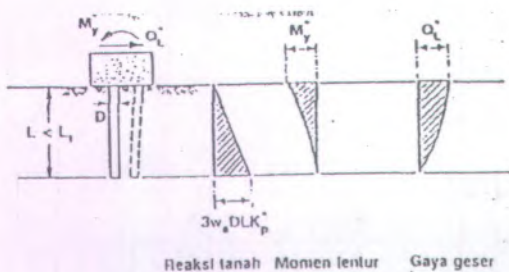


(a) Tiang pendek tidak tertahan

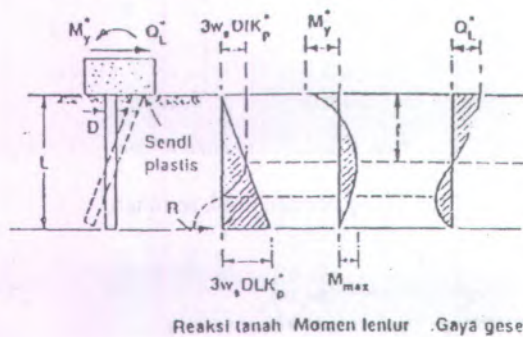


(b) Tiang panjang tidak tertahan

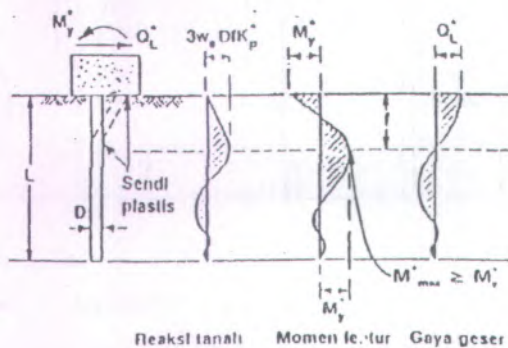
Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.9 Mekanisme runtuh untuk jenis tiang tidak tertahan dalam tanah tidak kohesif



(a) Tiang pendek jenis tertahan

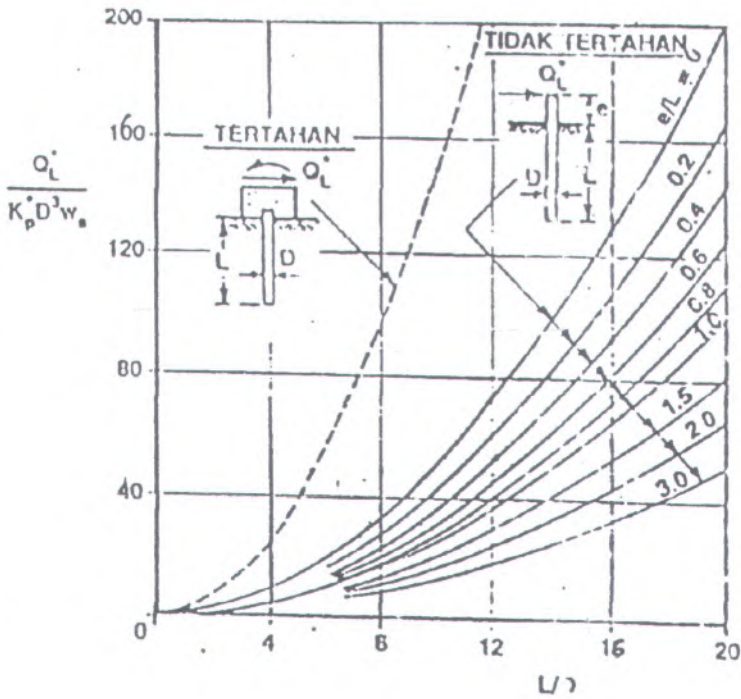


(b) Tiang menengah jenis tertahan

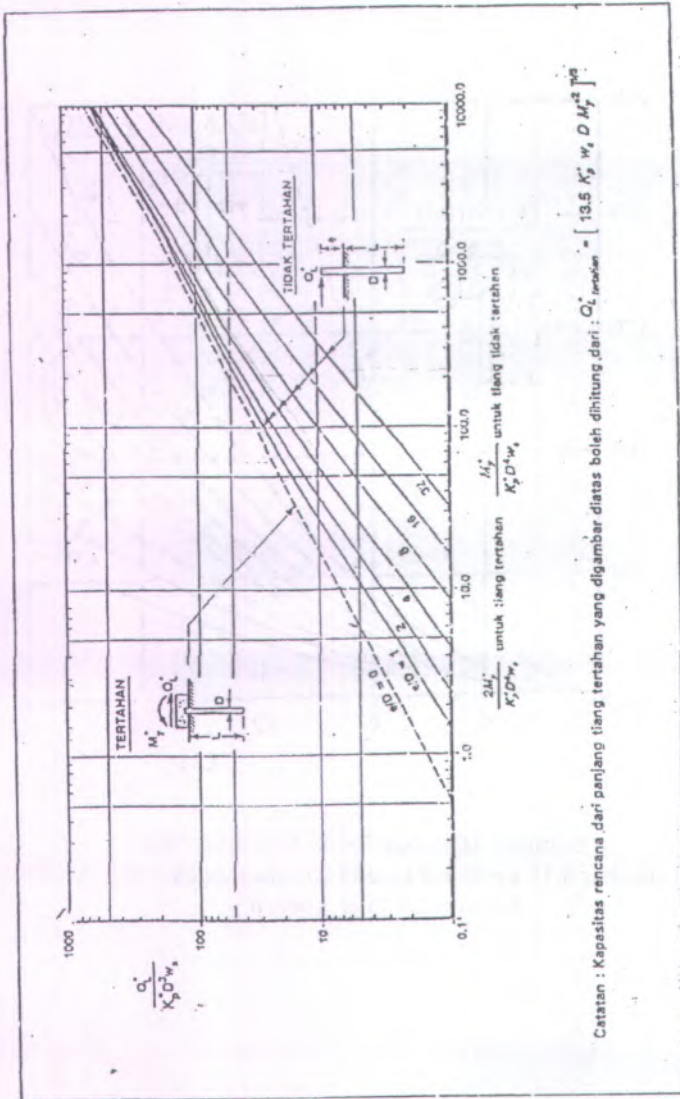


(c) Tiang panjang jenis tertahan

Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.10 Mekanisme keruntuhan untuk jenis tiang tertahan dalam tanah tidak kohesif

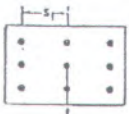
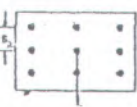


Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.11 Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang pendek
 dalam tanah tidak kohesif



Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)
 Gambar 3.12 Ketahanan Lateral Ultimate untuk tiang panjang dalam tanah tidak kohesif

- Untuk lapisan perpaduan antara tanah kohesif dan tanah tidak kohesif perhitungan Ketahanan Lateral dari tiang pendek – kaku digunakan cara *Brinch Hansen*. Tapi dalam penggunaannya dibatasi karena banyak tiang berada dalam klasifikasi menengah dan panjang.
- Reduksi Beban Lateral untuk pengaruh kelompok
Akibat kelipatan lengkung konsentrasi tegangan didepan suatu tiang yang dibebani lateral, rencana kapasitas lateral ultimate tiang direduksi bila jarak antara tiang adalah dekat. Jika jarak $2D$ atau kurang, tiang dan tanah yang diliputi oleh tiang, bekerja sebagai suatu kesatuan. Sedangkan untuk jarak lebih besar digunakan tabel 3.3 (sesuai Broms 1972, Prakash 1961)

Jarak tegak lurus pada Arah Beban	Efisiensi dari setiap tiang berikut dalam baris
$4D$  3D 2D Arah Beban Denah Kelompok Tiang	100% 50% 25%
Jarak sejajar terhadap arah beban	Efisiensi dari setiap tiang berikut dalam baris
$8D$ $6D$ $5D$ $4D$ $3D$  Arah Beban Denah Kelompok Tiang	100% 70% 55% 40% 25%

Sumber : BMS Section 8 (Desember '92)

Tabel 3.4 Efisiensi Kapasitas Lateral

Faint, illegible text, possibly bleed-through from the reverse side of the page.

Halaman ini sengaja dikosongkan

BAB IV ANALISA STRUKTUR UTAMA

4.1 Data Struktur Rangka (frame)

Analisa struktur utama dari gedung ini meliputi perencanaan balok induk, balok anak dan kolom sebagai elemen utama dari gedung. Dimana struktur utama tersebut direncanakan menerima beban gravitasi dan beban lateral gempa. Plat dan dinding yang dipikul oleh balok dianggap membebani sebagai beban merata.

4.2 Permodelan Struktur

Struktur utama dianalisa dengan menggunakan bantuan software SAP 2000. Dimana sistem struktur dari balok induk, balok anak dan kolom dimodelkan sebagai portal dengan perletakan jepit pada dasar kolom. Sedangkan perencanaan terhadap gempa akan dianalisa dengan cara Analisis Statik Ekuivalen .

Rencana struktur : $f'_c = 30 \text{ MPa}$

$f_y = 400 \text{ MPa}$

4.3 Pembebanan

4.3.1 Beban Gravitasi

↓ Pembebanan Plat Lantai Ground

▪ Beban Mati

Berat sendiri plat = $0,12 \times 2400 = 288 \text{ kg/m}^2$

Ubin (2 cm) = $2 \times 24 = 48 \text{ kg/m}^2$

Spesi (2 cm) = $2 \times 21 = 42 \text{ kg/m}^2$

Ducting AC + instalasi listrik = $\frac{40 \text{ kg/m}^2}{+}$

$qDL = 418 \text{ kg/m}^2$

▪ Beban Hidup

Beban hidup lantai perkantoran $qLL = 400 \text{ kg/m}^2$

Jadi, kombinasi pembebanan

$U = 1,2 DL + 1,6 LL$

$= 1,2 \cdot 418 + 1,6 \cdot 400 = 1142,6 \text{ kg/m}^2$

↓ **Pembebanan Plat Lantai 1 s/d Lantai 7**

▪ **Beban Mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri plat} &= 0,12 \times 2400 &= 288 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ubin (2 cm)} &= 2 \times 24 &= 48 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Spesi (2 cm)} &= 2 \times 21 &= 42 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ducting AC + instalasi listrik} &= &= 40 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond + penggantung} &= 11 + 7 &= \underline{18 \text{ kg/m}^2} + \\ & & \text{qDL} &= 436 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

▪ **Beban Hidup**

$$\text{Beban hidup lantai perkantoran } q_{LL} = 250 \text{ kg/m}^2$$

Jadi, kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \cdot 436 + 1,6 \cdot 250 &= 923,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

↓ **Pembebanan Plat Atap**

▪ **Beban Mati**

$$\begin{aligned} \text{Berat sendiri plat} &= 0,10 \times 2400 &= 240 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Aspal (2 cm)} &= 2 \times 14 &= 28 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Ducting AC + instalasi listrik} &= &= 40 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Plafond + penggantung} &= 11 + 7 &= \underline{18 \text{ kg/m}^2} + \\ & & \text{qDL} &= 326 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

▪ **Beban Hidup**

$$\begin{aligned} \text{Beban hidup akibat pekerjaan pada atap} \\ q_{LL} &= 100 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

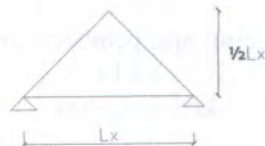
Jadi, kombinasi pembebanan

$$\begin{aligned} U &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \cdot 326 + 1,6 \cdot 100 &= 551,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Beban ekuivalen segitiga

- Satu Segitiga

$$Q_{ep} = 1/3 q_{plat} Lx$$



- Dua Segitiga

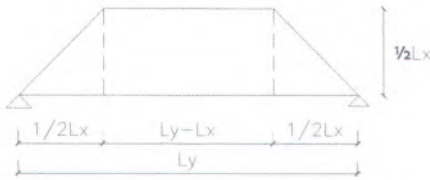
$$Q_{ep} = 1/3P = 1/4q_{plat} Lx$$



Beban ekuivalen Trapesium

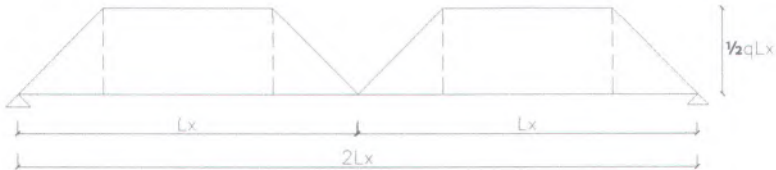
- Satu trapesium

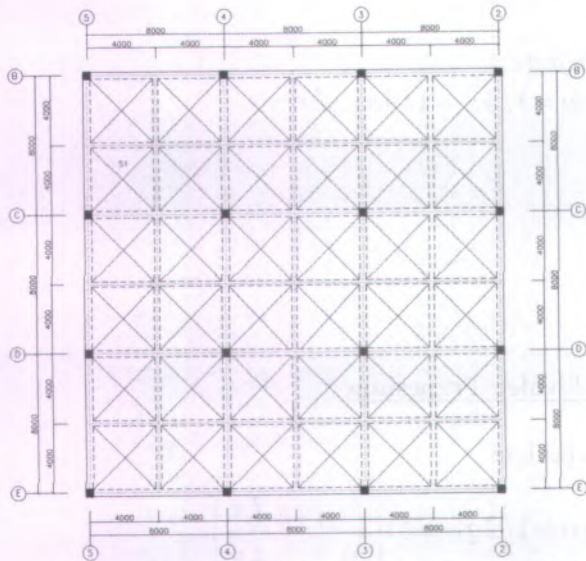
$$Q_{ep} = 1/2q_{PLAT} Lx \left(1 - 1/3 \left(\frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right)$$



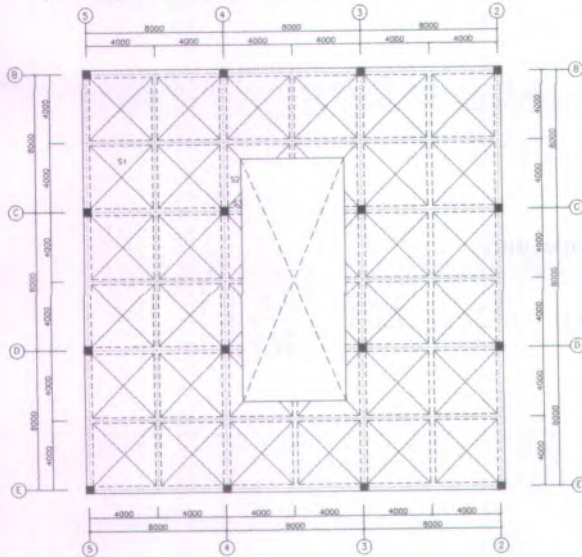
- Dua trapesium

$$Q_{ep} = 1/2q_{PLAT} Lx \left(1 - \left(\frac{Lx}{2Ly} \right)^2 \right)$$





(a) Penyebaran beban plat untuk Lt. Ground & Lt. 1



(b) Penyebaran beban plat untuk Lt. 2 s/d Lt. Atap

Gambar 4.1 Penyebaran Beban Plat Lantai

4.3.1.1 Perhitungan Beban Plat

- **Beban plat pada Lantai Ground**

Semua balok pada lantai ground menerima beban plat berupa 2 segitiga yang kemudian diekuivalen. Dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } \quad q_{DL} &= 418 \text{ kg/m}^2, & L_x &= 4 \text{ m} \\ q_{LL} &= 400 \text{ kg/m}^2, & L_y &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

As 2-3-4-5 (E&B), As B-C-D-E (2&5)

$$Q_{DL} = 1/4 \cdot 418 \cdot 4 = 418 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 1/4 \cdot 400 \cdot 4 = 400 \text{ kg/m'}$$

As B', C, C', D, D', 2', 3, 3', 4, 4'

$$Q_{DL} = 2.1/4 \cdot 418 \cdot 4 = 836 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 2.1/4 \cdot 400 \cdot 4 = 800 \text{ kg/m'}$$

- **Beban Plat Lantai 1 sampai dengan Lantai 7.**

Semua balok pada lt. 1 menerima beban plat berupa 2 segitiga, sedangkan pada lt. 2 s/d lt. 7 menerima beban plat berupa 2 segitiga kecuali As 3-4 (B'&D'), As B-C-D-E (3&4). Dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } \quad q_{DL} &= 436 \text{ kg/m}^2, & L_x &= 4 \text{ m} \\ q_{LL} &= 250 \text{ kg/m}^2, & L_y &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

As 2-3-4-5 (E&B), As B-C-D-E (2&5)

$$Q_{DL} = 1/4 \cdot 436 \cdot 4 = 436 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 1/4 \cdot 250 \cdot 4 = 250 \text{ kg/m'}$$

As B', C, C', D, D' (3-4 & 4-5), 2', 4'

$$Q_{DL} = 2.1/4.436.4 = 872 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 2.1/4.250.4 = 500 \text{ kg/m'}$$

As 3- 4 B' = As 3- 4 D' = As D- C (3&4)

Diketahui (2 Segitiga & 2trapesium) :

$$q_{DL} = 436 \text{ kg/m}^2, \quad L_x = 4 \text{ m}, 1 \text{ m}$$

$$q_{LL} = 250 \text{ kg/m}^2, \quad L_y = 4 \text{ m}$$

$$Q_{DL} = 1/4.436.4 + 1/2.436.1 \left(1 - \left(\frac{1}{2.4} \right) \right)$$

$$= 626,75 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 1/4.250.4 + 1/2.250.1 \left(1 - \left(\frac{1}{2.4} \right) \right)$$

$$= 359,375 \text{ kg/ m'}$$

As B - C (3&4) = As D - E (3&4)

Diketahui (2 Segitiga & trapesium-segitiga) :

$$q_{DL} = 436 \text{ kg/m}^2, \quad L_x = 4 \text{ m}, 1 \text{ m}$$

$$q_{LL} = 250 \text{ kg/m}^2, \quad L_y = 4 \text{ m}$$

$$Q_{DL} = 1/4.436.4 + 1/3.436.4 + 1/2.436.1/3 \left(1 - \left(\frac{1}{4} \right)^2 \right)$$

$$= 1085,46 \text{ kg/m'}$$

$$Q_{LL} = 1/4.250.4 + 1/3.250.4 + 1/2.250.1/3 \left(1 - \left(\frac{1}{4} \right)^2 \right)$$

$$= 622,39 \text{ kg/m'}$$

- **Beban Plat lantai Atap**

Semua balok pada lt. atap menerima beban plat berupa 2 segitiga kecuali As 3- 4 (B'&D'), As B-C-D-E (3&4). Dengan perhitungan sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \text{Diketahui : } \quad q_{DL} &= 326 \text{ kg/m}^2, & L_x &= 4 \text{ m} \\ q_{LL} &= 100 \text{ kg/m}^2, & L_y &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

As 2-3-4-5 (E&B), As B-C-D-E (2&5)

$$\begin{aligned} Q_{DL} &= 1/4 \cdot 326 \cdot 4 &= 326 \text{ kg/m} \\ Q_{LL} &= 1/4 \cdot 100 \cdot 4 &= 100 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

As B', C, C', D, D' (3-4 & 4-5), 2', 4'

$$\begin{aligned} Q_{DL} &= 2.1/4 \cdot 326 \cdot 4 &= 654 \text{ kg/m} \\ Q_{LL} &= 2.1/4 \cdot 100 \cdot 4 &= 200 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

As 3- 4 B' = As 3- 4 D' = As D- C (3&4)

Diketahui (2 Segitiga & 2trapesium) :

$$\begin{aligned} q_{DL} &= 326 \text{ kg/m}^2, & L_x &= 4 \text{ m}, 1 \text{ m} \\ q_{LL} &= 100 \text{ kg/m}^2, & L_y &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{DL} &= 1/4 \cdot 326 \cdot 4 + 1/2 \cdot 326 \cdot 1 \left(1 - \left(\frac{1}{2.4} \right) \right) \\ &= 468,625 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{LL} &= 1/4 \cdot 100 \cdot 4 + 1/2 \cdot 100 \cdot 1 \left(1 - \left(\frac{1}{2.4} \right) \right) \\ &= 143,75 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

As B - C (3&4) = As D - E (3&4)

Diketahui (2 Segitiga & trapesium-segitiga) :

$$\begin{aligned} q_{DL} &= 326 \text{ kg/m}^2, & L_x &= 4 \text{ m}, 1 \text{ m} \\ q_{LL} &= 100 \text{ kg/m}^2, & L_y &= 4 \text{ m} \end{aligned}$$

$$Q_{DL} = 1/4.326.4 + 1/326.4 + 1/2.326.1/3 \left(1 - \left(\frac{1}{4} \right)^2 \right)$$

$$= 811,6 \text{ kg/m}$$

$$Q_{LL} = 1/4.100.4 + 1/3.250.4 + 1/2.100.1/3 \left(1 - \left(\frac{1}{4} \right)^2 \right)$$

$$= 248,96 \text{ kg/m}$$

4.3.2 Beban Gempa

Untuk perencanaan struktur gedung PT.TRIJAYA KARTIKA terhadap gempa dilakukan dengan Analisis Statik Ekuivalen, di mana pengaruh gempa pada struktur dianggap sebagai beban – beban statik horisontal untuk menirukan pengaruh gempa yang sesungguhnya akibat gerakan tanah.

Data bangunan sebagai berikut :

- Struktur berada di wilayah gempa 3
- Lapisan tanah tergolong tanah lunak
- Kategori gedung sebagai perkantoran
- Dimensi komponen struktur sebagai berikut :
 - Balok/Tie beam

Lt. Ground	: 300/500, 500/750
Lt. 1 s/d Lt.atap	: 300/500, 400/600
 - Kolom

Lt. Ground s/d Lt. 2	: 750/750
Lt. 2 s/d Lt.5	: 700/700
Lt. 5 s/d Lt.atap	: 600/600

4.3.2.1 Perhitungan Gempa Cara Analisis Statik Ekuivalen

Pusat massa (Center of Mass) adalah titik tangkap teoritis dari beban geser tingkat yang harus dihitung sebagai titik pusat dari semua beban gravitasi yang bekerja diatas

lantai tingkat yang ditinjau (kumulatif) dan yang ditumpu pada tingkat lantai itu.

Pusat kekakuan (Center of Rigidity) suatu lantai adalah titik tangkap resultante gaya geser gempa yang bekerja di dalam semua penampang unsur vertikal (kolom – kolom dan dinding – dinding) yang terdapat pada lantai tingkat yang bersangkutan.

Eksentrisitas teoritis (e) adalah jarak antara pusat massa dan pusat kekakuan yang diukur tegak lurus pada arah pembebanan.

Pada gedung ini eksentrisitas tidak terjadi karena bentuknya simetris dimana pusat massa dan pusat kekakuan tepat berada ditengah.

4.3.2.2 Perhitungan Berat Bangunan perlantai

Derat banguna perlantai

W0	=	531806,40	Kg
W1	=	562406,40	Kg
W2	=	601384,80	Kg
W3	=	460498,80	Kg
W4	=	460498,80	Kg
W5	=	542490,80	Kg
W6	=	438034,80	Kg
W7	=	438034,80	Kg
W8	=	394022,64	Kg
ΣW_t	=	4436249,24	Kg

Beban gempa rencana menurut SNI 03-1726-2002 untuk Sistem Rangka Pemikul Momen Menengah:

$$V = \frac{C.I}{R} W_i \quad \rightarrow \quad \text{SNI 03-1726-2002 (Fs. 6.1.2)}$$

di mana :

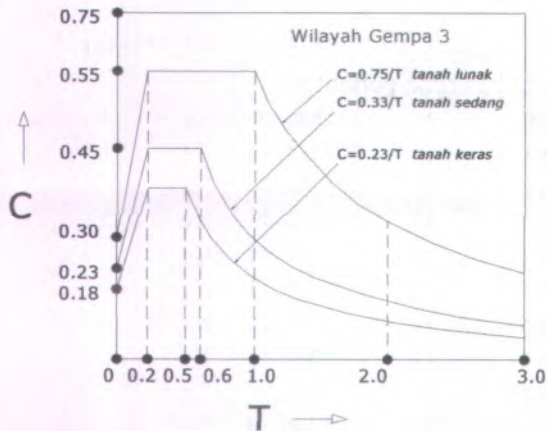
V = Beban geser dasar nominal statik ekuivalen yang terjadi ditingkat dasar.

R_m = Faktor Reduksi Gempa Maksimum = 5,5

I = Faktor Keutamaan = 1,0.

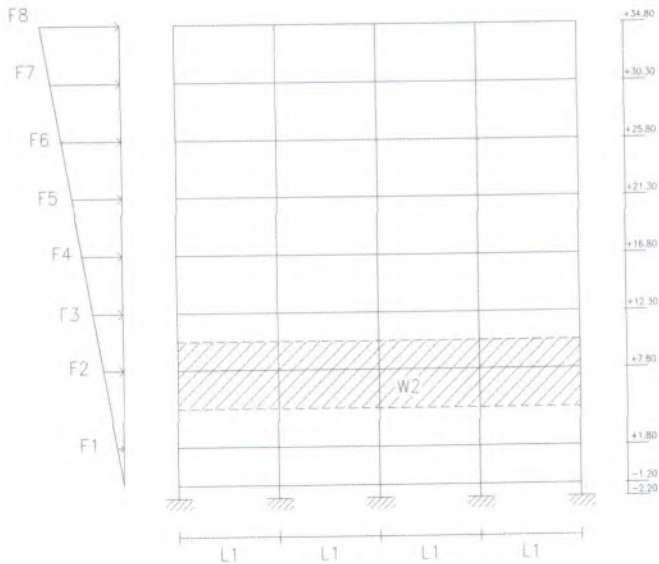
W_i = Berat lantai tingkat ke- i , termasuk beban hidup yang sesuai.

C = Nilai Factor Respons Gempa didapat dari spektrum respons gempa rencana untuk *Waktu Getar Alami Fundamental (T)*. Berdasarkan wilayahnya daerah Surabaya termasuk pada zona gempa 3



Sumber : SNI-03-1726-2002

Gambar 4.2. Respons Spectrum Gempa Rencana Zona 3



Gambar 4.3. Gaya Geser Dasar Tiap Lantai

$$F_i = \frac{W_i \cdot h_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot h_i} \cdot V \quad \rightarrow \quad \text{SNI 03-1726-2002 (Ps. 6.1.3)}$$

di mana :

F_i = Beban – beban gempa nominal statik ekuivalen yang menangkap pada pusat massa lantai tingkat ke-i

h_i = Ketinggian lantai tingkat ke-i diukur dari taraf penjepitan lateral.

$$T_{\text{RELEIGH}} = 6,3 \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n W_i d_i^2}{g \sum_{i=1}^n F_i d_i}} \quad \rightarrow \quad \text{SNI 03-1726-2002 (Ps. 6.2.1)}$$

di mana :

Ti = Waktu Getar Alami Fundamental, nilainya tidak boleh menyimpang lebih dari 20% dari nilai yang dihitung. Ti yang diperoleh diambil Ti yang mempunyai selisih terkecil dengan T .

g = Percepatan Gravitasi = 9810 mm/det²

d = Simpangan Horizontal lantai tingkat ke-i tidak boleh melampaui $\frac{0,03}{R}$ kali tinggi tingkat yang bersangkutan atau 30 mm.

Perhitungan simpangan (drift)

Contoh perhitungan :

$$\Delta_i = \frac{0,03}{R} \times h_i \quad \rightarrow \quad d_i = \Delta_i + d_{i-1}$$

$$\begin{aligned} \text{Lt. 1} \quad & : \Delta_1 = \frac{0,03}{5,5} \times h_1 = \frac{0,03}{5,5} \times 4 = 0,02 \text{ m} \\ & d_1 = \Delta_1 + d_0 = 0,02 \text{ m} \end{aligned}$$

GAYA GESER DASAR TIAP LANTAI

I	=	1	
Rm	=	5,5	
Besarnya Simpangan Horizontal Pada Tiap Tingkat			
d0	=	0	
d1	=	0,02	m
d2	=	0,05	m
d3	=	0,08	m
d4	=	0,10	m
d5	=	0,13	m
d6	=	0,15	m
d7	=	0,18	m
d8	=	0,20	m

Gaya gempa tiap lantai dengan $T_1 = 0,78$:

Lantai ke-	hi (m)	Wi (kg)	Wi.hi (kg.m)	$V = \frac{C \times I}{R_m} \times W_{Total}$	Fi (kg)
Ground	0	531806,40	0,00	766261,23	0,00
1	4	562406,40	2249625,60	766261,23	22189,40
2	10	601384,80	6013848,00	766261,23	59318,17
3	14,5	460498,80	6677232,60	766261,23	65861,53
4	19	460498,80	8749477,20	766261,23	86301,31
5	23,5	549490,80	12913033,80	766261,23	127368,95
6	28	438034,80	12264974,40	766261,23	120976,75
7	32,5	438034,80	14236131,00	766261,23	140419,45
Atap	37	394093,64	14581464,68	766261,23	143825,68
jumlah		4436249,24	77685787,28		

Sumber : Hasil Perhitungan

Analisa T Releigh akibat beban gempa

Lantai ke-	hi (m)	Wi (kg)	Fi (kg)	di (m)	Wi.di ² (kg.m ²)	Fi.di (kg)
Ground	0	531806,40	0,00	0,00	0,00	0
1	4	562406,40	22189,40	0,02	267,72	484,13233
2	10	601384,80	59318,17	0,05	1789,24	3235,5364
3	14,5	460498,80	65861,53	0,08	2880,59	5209,0479
4	19	460498,80	86301,31	0,10	4945,99	8943,9539
5	23,5	549490,80	127368,95	0,13	9028,45	16326,384
6	28	438034,80	120976,75	0,15	10217,43	18476,45
7	32,5	438034,80	140419,45	0,18	13765,52	24892,538
Atap	37	394093,64	143825,68	0,20	16051,66	29026,637
jumlah =					58946,61	106594,68

Sumber : Hasil Perhitungan

$$T_{RELEIGH} = 6,3 \sqrt{\frac{589446,61}{9,8 * 106594}} = 0,61$$

Nilai T yang diijinkan = $0,61 + (20\% * 0,61) = 0,732$

Karena $T_1 = 0,78 > T_{RELEIGH} = 0,732$ maka memenuhi (Ps. 6.2.1)

TABEL 1
Klasifikasi dan Karakteristik Wilayah Perikanan

No	Nama Wilayah	Luas (km ²)	Populasi (jiwa)	Perikanan (ton)
1	W. I	100	10000	1000
2	W. II	200	20000	2000
3	W. III	300	30000	3000
4	W. IV	400	40000	4000
5	W. V	500	50000	5000
6	W. VI	600	60000	6000
7	W. VII	700	70000	7000
8	W. VIII	800	80000	8000
9	W. IX	900	90000	9000
10	W. X	1000	100000	10000

Halaman ini sengaja dikosongkan

No	Nama Wilayah	Luas (km ²)	Populasi (jiwa)	Perikanan (ton)
11	W. XI	1100	110000	11000
12	W. XII	1200	120000	12000
13	W. XIII	1300	130000	13000
14	W. XIV	1400	140000	14000
15	W. XV	1500	150000	15000
16	W. XVI	1600	160000	16000
17	W. XVII	1700	170000	17000
18	W. XVIII	1800	180000	18000
19	W. XIX	1900	190000	19000
20	W. XX	2000	200000	20000

BAB V ANALISA DATA DAN PEMBAHASAN

5.1 Analisa Daya Dukung Vertikal

Contoh perhitungan joint 500

Beban vertikal	Pv	= 709483,9	kg
Momen	Mx	= 150932,85	kg.m
	My	= 147579,11	kg.m
Beban horisontal	Hx	= 66924,382	kg
	Hy	= -69789,936	kg
Beban vertikal total			
Poer = 1,2 x 4,5 x 4,5x 2400		= 58320	kg
Pv		= 709483,9	kg +
P total		= 767803,9	kg

5.1.1 Daya Dukung Tiang Tunggal

Dipakai tiang pancang WIKA dengan ketentuan sebagai berikut :

D	= 0,5 m	A = 0,1964 m ²
Thick	= 0,09 m	P(keliling tiang) = 1,571 m
Kedalaman	= 17 m	

Perhitungan daya dukung ujung tiang tunggal, dihitung dengan menggunakan metode konvensional, yaitu nilai q_{conus} diambil dari sejarak 8D diatas ujung tiang dan 4D dibawah ujung tiang kemudian dirata-rata.

8D	= 8 x 0,5 = 4 m,	jumlah = 2118 kg/cm ²
Rata-rata	= 2118/21 = 100,8 kg/cm ²	
4D	= 4 x 0,5 = 2 m,	jumlah = 250 kg/cm ²
Rata-rata	= 250/1 = 250 kg/cm ²	

Konus rata-rata (q_{conus})

$$q_{conus} = (8D_{rata2} + 4D_{rata2}) / 2 = (100,8 + 250) / 2$$

$$= 175,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$JHP = 1400 \text{ kg/cm}$$

Perhitungan Daya Dukung Ujung (Q_p)

$$Q_p = \frac{A_p \times q_c}{SF} = \frac{0,1964 \cdot 175,8 \cdot 10^4}{3} = 114863,946 \text{ kg}$$

Perhitungan Daya Dukung akibat lekatan (Q_s)

$$Q_s = \frac{P \cdot JHP}{SF} = \frac{1,571 \cdot 10^2 \cdot 1400}{5} = 44000 \text{ kg}$$

Daya Dukung total (P_i)

$$P_i = Q_p + Q_s = 114863,946 + 44000 = 158863,946 \text{ kg}$$

Kebutuhan Tiang Pancang (n)

$$n = P_v / P_i = 767803,9 / 158863,946 = 4,83 \rightarrow n = 9$$

5. 1.2 Daya Dukung Tiang Kelompok

Diketahui :

Jumlah Tiang (n) = 9 buah

Jarak antar tiang (S) = 1,5 m

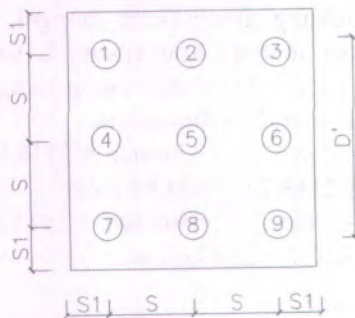
Jarak tiang tepi (S_1) = 0,75 m

Kedalaman = 17 m

Diameter blok (D') = $2S + D = 3,5$ m

$$A_{blok} = D' \times D' = 3,5 \times 3,5 = 12,25 \text{ m}^2$$

$$U_{blok} = 4D' = 14 \text{ m}$$



Daya Dukung Ujung Blok (Qp_{blok})

$$8D = 8 \times 3,5 = 28 \text{ m, jumlah} = 2862 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rata-rata} = 2862/88 = 32,52 \text{ kg/cm}^2$$

$$4D = 4 \times 3,5 = 14 \text{ m, jumlah} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Rata-rata} = 250/1 = 250 \text{ kg/cm}^2$$

Konus rata-rata (q_{conus})

$$q_{conus} = (8D_{rata2} + 4D_{rata2}) / 2 = (32,52 + 250) / 2 \\ = 141,26 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{JHP} = 1400 \text{ kg/cm}$$

Perhitungan Daya Dukung Ujung (Qp)

$$Qp = \frac{A_{blok} \times qc}{SF} = \frac{12,25 \cdot 141,26 \cdot 10^4}{3} = 5768172,348 \text{ kg}$$

Perhitungan Daya Dukung akibat lekatan (Qs)

$$Qs = \frac{U_{blok} \cdot \text{JHP}}{SF} = \frac{14 \cdot 10^2 \cdot 1400}{5} = 392000 \text{ kg}$$

Menghitung daya dukung total (P_{blok})

$$P_{blok} = Qp + Qs = 5768172,348 + 392000 = 6160172,348 \text{ kg}$$

Perhitungan efisiensi (η)

$$\eta = \sqrt{\frac{P_{blok}^2}{P_{blok}^2 + (n \cdot Pi)^2}} = \sqrt{\frac{6160172,348^2}{6160172,348^2 + (9 \cdot 158863,946)^2}} = 97\%$$

Perhitungan daya dukung tiang kelompok

$$Pg = \eta \times n \times Pi = 0,97 \times 9 \times 158863,946 = 1392753,49 \text{ kg}$$

$$\text{Kontrol } Pv < Pg \rightarrow 767803,901 \text{ kg} < 1392753,49 \text{ kg} \dots\dots\dots\text{ok}$$

5. 1.3 Distribusi Beban Vertikal dan Momen

$$Pv = \frac{P_{tot}}{n} \pm \frac{My \cdot X}{\sum X^2} \pm \frac{Mx \cdot Y}{\sum Y^2}$$

$$x_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$y_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$\Sigma x^2 = 3.1,5^2 + 3.(-1,5)^2 = 13,75m^2$$

$$\Sigma y^2 = 3.1,5^2 + 3.(-1,5)^2 = 13,75m^2$$

$$P_v = 767803,9 \quad \text{kg}$$

$$Mx' = Mx + Hx \cdot r$$

$$= 150932,85 + 66924,382 \times 1,2 = 231242,14 \text{ kg}$$

$$My' = My + Hy \cdot r$$

$$= 147579,11 + (-69789,936) \times 1,2 = 63831,189 \text{ kg}$$

$$P_1 = \frac{767803,9}{9} - \frac{231242,14 \cdot 1,5}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 52525,623 \text{ kg}$$

$$P_2 = \frac{767803,9}{9} - \frac{231242,14 \cdot 1,5}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 0}{13,75} = 69617,977 \text{ kg}$$

$$P_3 = \frac{767803,9}{9} - \frac{231242,14 \cdot 1,5}{13,75} + \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 66710,332 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{767803,9}{9} + \frac{231242,14 \cdot 0}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 78219,19 \text{ kg}$$

$$P_5 = \frac{767803,9}{9} + \frac{231242,14 \cdot 0}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 0}{13,75} = 85311,545 \text{ kg}$$

$$P_6 = \frac{767803,9}{9} - \frac{231242,14 \cdot 0}{13,75} + \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 92403,899 \text{ kg}$$

$$P_7 = \frac{767803,9}{9} + \frac{231242,14 \cdot 1,5}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 103912,76 \text{ kg}$$

$$P_8 = \frac{767803,9}{9} + \frac{231242,14 \cdot 0}{13,75} - \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 111005,11 \text{ kg}$$

$$P_9 = \frac{767803,9}{9} + \frac{231242,14 \cdot 1,5}{13,75} + \frac{63831,189 \cdot 1,5}{13,75} = 1118097,47 \text{ kg}$$

Beban maksimal diterima Tiang no.9 yaitu 1118097,47 kg

Kontrol $P_{maks} < P_{ijin}$

1118097,47 kg < 1392753,49 kgok

5.2 Analisa Daya Dukung Lateral

5.2.1 Dengan Metode Elastis

5.2.1.1 Menghitung dan menentukan Deformasi lateral, Sudut, Momen, Gaya Geser.

Dalam perhitungan ini dipakai T.P. WIKA dengan ketentuan sebagai berikut :

D	= 0,5 m ; kelas A1
Thick	= 0,09 m
Beban Aksial ijin	= 172,66 ton
Momen Crack	= 10,5 t.m
Momen ultimit	= 15,75 t.m
Kedalaman	= 15,8 m

a. Tiang Tunggal

Contoh perhitungan dipakai joint 494

- Qg dari SAP = 4,517 ton

$$- nh = 2 \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}}$$

$$fc' = 60 \text{ Mpa}$$

$$Es = 1327,84 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{gbr. 5.1 dengan } cu = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Es = 132,784 \text{ ton/m}^2$$

$$Ep = 4700 \sqrt{fc}$$

$$= 4700 \sqrt{60} = 3640604,3 \text{ ton/m}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times (D_{out}^4 - D_{in}^4)$$

$$= \frac{1}{64} \times \pi \times (0,5^4 - 0,32^4) = 0,00255 \text{ m}^4$$

$$Ep \cdot Ip = 9299,09 \text{ ton.m}^2$$

$$nh = 2 \frac{0,65}{D} \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip}} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}$$

$$nh_1 = 2 \frac{0,65}{0,5} \sqrt[12]{\frac{132,784 \cdot 0,5^4}{9299,09}} \cdot \frac{132,784}{1 - 0,4^2}$$

$$= 228,94 \text{ ton/m}^3$$

$$- T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{9299,09}{228,94}} = 2,098 \text{ m}$$

- Untuk deformasi lateral ujung atas tiang jepit penuh maka

Dari tabel 3.2 dan tabel 3.3 pada kedalaman 0 meter sehingga $z = \frac{x}{T} = 0$ didapat :

$A_y = 2,5$; $B_y = 1,65$; deformasi yang terjadi adalah :

$$Y_1 = (A_y - 0,93B_y) \frac{QgT^3}{EI}$$

$$Y_1 = (2,435 - 0,93 \cdot 1,623) \frac{4,517 \cdot 2,098^3}{9299,09} = 0,0042 \text{ m}$$

Untuk momen pada kedalaman 0 meter sehingga

$$z = \frac{x}{T} = 0 \text{ didapat :}$$

$A_m = 0$; $B_m = 1$ maka :

$$M = (A_m - 0,93B_m) Qg \cdot T$$

$$M = (0 - 0,93 \cdot 1) 4,517 \cdot 2,098 = -8,812 \text{ t.m}$$

- Menghitung Raksi tanah dan Raksi Tanan Pasif
Reaksi tanah (P):

$$P = (A_p - 0,93B_p) \frac{Qg}{T}$$

Untuk A_p dan B_p tergantung pada $z = \frac{x}{T}$

$$P = (A_p - 0,93B_p) \frac{4,517}{2,098}$$

$$= 9,4757A_p - 8,8124B_p$$

Reaksi tanah pasir (pp):.....Prakash and Shamsar (1960)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p$$

$$K_p = \text{tg}^2(45 + \frac{\phi}{2}) = \text{tg}^2(45+0) = 1$$

$$\gamma = 1,546 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 15,8 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p$$

$$= \frac{1}{2} 1,546 \cdot 15,8^2 \cdot 1 = 192,972 \text{ ton}$$

- Menghitung sudut dan gaya geser sudut
Perhitungan sudut geser, dari tabel 3.2 dan 3.3 didapat :

$$A_s = -1,623 \quad B_s = -0,75:$$

$$A_v = 1 \quad B_v = 0$$

untuk sudut geser diperoleh

$$S = (A_s - 0,93B_s) \frac{Q_g \cdot T^2}{EI}$$

$$S = (-1,623 - 0,93 \cdot -0,75) \frac{4,517 \cdot 2,098^2}{9299,09}$$

$$= -0,00197 \text{ m}$$

Gaya geser

$$V = (A_v - 0,93B_v) \cdot Q_g$$

$$V = (1 - 0,93 \cdot 1) \cdot 4,517 = 4,517 \text{ t/m}$$

- b. Tiang Kelompok dimana pada tiang pancang kelompok tersebut tanah memiliki peranan tetapi sangat kecil pengaruhnya sehingga inersianya tidak diperhitungkan.

Contoh perhitungan dipakai joint 494

- Qg dari SAP = 40,655 ton

$$- nh = 2 \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip}} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}$$

$$fc' = 60 \text{ Mpa}$$

$$Es = 1327,84 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{gbr. 5.1 dengan } cu = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Es = 132,784 \text{ ton/m}^2$$

$$Ep = 4700 \sqrt{fc}$$

$$= 4700 \sqrt{60} = 3640604,3 \text{ ton/m}^2$$

$$I_p = 6 \times \left[\frac{1}{64} \cdot \pi \cdot (D_{out}^4 - D_{in}^4) + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (D_{out}^2 - D_{in}^2) \cdot x^2 \right] + 3 \times \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot (D_{out}^4 - D_{in}^4)$$

$$I_p = 6 \times \left[\frac{1}{64} \cdot \pi \cdot (0,5^4 - 0,32^4) + \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot (0,5^2 - 0,32^2) \cdot 1,5^2 \right] + 3 \times \frac{1}{64} \cdot \pi \cdot (0,5^4 - 0,32^4)$$

$$I_p = 1,589 \text{ m}^4$$

$$Ep \cdot I_p = 5783474 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$nh = 2 \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip}} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}$$

$$nh = 2 \frac{0,65}{3,5} \cdot \sqrt[12]{\frac{132,784 \cdot 3,5^4}{5783474}} \cdot \frac{132,784}{1 - 0,4^2} = 36,602 \text{ ton/m}^3$$

$$- T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{5783474}{36,602}} = 10,958 \text{ m}$$

- Untuk deformasi lateral ujung atas tiang jepit penuh maka

Dari tabel 3.2 dan tabel 3.3 pada kedalaman 0 meter

sehingga $z = \frac{x}{T} = 0$ didapat :

$$Ay = 2,435; \quad By = 1,623;$$

deformasi yang terjadi adalah :

$$Y_2 = (Ay - 0,93By) \frac{Qg \cdot T^3}{EI}$$

$$Y_2 = (2,435 - 0,93 \cdot 1,623) \frac{40,655 \cdot 10,958^3}{5783474} = 0,00856 \text{ m}$$

Untuk momen pada kedalaman 0 meter sehingga

$$z = \frac{x}{T} = 0 \text{ didapat :}$$

$A_m = 0$; $B_m = 1$ maka :

$$M = (A_m - 0,93 B_m) Qg \cdot T$$

$$M = (0 - 0,93 \cdot 1) 40,655 \cdot 10,958 = -414,313 \text{ t.m}$$

- Menghitung Raksi tanah dan Raksi Tanan Pasif
Reaksi tanah (P):

$$P = (A_p - 0,93 B_p) \frac{Qg}{T}$$

Untuk A_p dan B_p tergantung pada $z = \frac{x}{T}$

$$P = (A_p - 0,93 B_p) \frac{40,655}{10,958}$$

$$= 3,71 A_p - 3,53 B_p$$

Reaksi tanah pasir (pp):.....Prakash and Shamser (1960)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p$$

$$K_p = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{tg}^2(45+0) = 1$$

$$\gamma = 1,546 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 15,8 \text{ m}$$

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p = \frac{1}{2} 1,546 \cdot 15,8^2 \cdot 1 = 192,972 \text{ ton}$$

- Menghitung sudut dan gaya geser sudut
Perhitungan sudut geser, dari tabel 3.2 dan 3.3 didapat :
 $A_s = -1,623$ $B_s = -0,75$;
 $A_v = 1$ $B_v = 0$
untuk sudut geser diperoleh :

$$S = (A_s - 0,93B_s) \frac{Q_g T^2}{EI}$$

$$S = (-1,623 - 0,93 \cdot -0,75) \frac{40,655 \cdot 10,958^2}{5783474}$$

$$= -0,00078 \text{ m}$$

Gaya geser

$$V = (A_v - 0,93B_v) \cdot Q_g$$

$$V = (1 - 0,93 \cdot 1) \cdot 40,655 = 40,655 \text{ t/m}$$

- c. Tiang Kelompok dimana pada kelompok tiang pancang beserta tanah dianggap sebagai beton sehingga inersianya berubah dan mempengaruhi besarnya deformasi yang terjadi.

Contoh perhitungan dipakai joint 494

- Q_g dari SAP = 40,655 ton

$$- nh = 2 \frac{0,65}{D} \sqrt[12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}}$$

$$f_c' = 60 \text{ Mpa}$$

$$Es = 1327,84 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{gbr. 5.1 dengan } cu = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$Es = 132,784 \text{ ton/m}^2$$

$$Ep = 4700 \sqrt{f_c}$$

$$= 4700 \sqrt{60} = 3640604,3 \text{ ton/m}^2$$

$$I_p = \frac{1}{12} b \cdot h^3$$

$$I_p = \frac{1}{12} 3,5 \cdot 3,5^3 = 12,505 \text{ m}^4$$

$$Ep \cdot Ip = 45526516 \text{ ton} \cdot \text{m}^2$$

$$nh = 2 \frac{0,65}{D} \cdot \sqrt[.12]{\frac{Es \cdot D^4}{Ep \cdot Ip} \cdot \frac{Es}{1 - \nu_s^2}}$$

$$nh = 2 \frac{0,65}{3,5} \cdot \sqrt[.12]{\frac{132,784 \cdot 3,5^4}{45526516} \cdot \frac{132,784}{1 - 0,4^2}} = 30,820 \text{ ton/m}^3$$

$$- T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{45526516}{30,82}} = 17,135 \text{ m}$$

- Untuk deformasi lateral ujung atas tiang jepit penuh maka Dari tabel 3.2 dan tabel 3.3 pada kedalaman 0 meter sehingga $z = x/T = 0$ didapat :

$$Ay = 2,435; \quad By = 1,623;$$

deformasi yang terjadi adalah :

$$Y_3 = (Ay - 0,93By) \frac{Qg \cdot T^3}{EI}$$

$$Y_3 = (2,435 - 0,93 \cdot 1,623) \frac{40,655 \cdot 17,135^3}{45526516} = 0,00416 \text{ m}$$

Untuk momen pada kedalaman 0 meter sehingga

$$z = x/T = 0 \text{ didapat :}$$

$$Am = 0; \quad Bm = 1 \text{ maka :}$$

$$M = (Am - 0,93Bm) Qg \cdot T$$

$$M = (0 - 0,93 \cdot 1) 40,655 \cdot 17,135 = -647,857 \text{ t.m}$$

- Menghitung Raksi tanah dan Raksi Tanan Pasif
Reaksi tanah (P):

$$P = (Ap - 0,93Bp) \frac{Qg}{T}$$

Untuk Ap dan Bp tergantung pada $z = x/T$

$$P = (Ap - 0,93Bp) \frac{40,655}{17,135}$$

$$= 2,373Ap - 2,206Bp$$

Reaksi tanah pasir (pp):.....Prakash and Shamser (1960)

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p$$

$$Kp = \operatorname{tg}^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) = \operatorname{tg}^2(45+0) = 1$$

$$\gamma = 1,546 \text{ ton/m}^2$$

$$H = 15,8 \text{ m}$$

$$Pp = \frac{1}{2} \gamma \cdot H^2 K_p = \frac{1}{2} \cdot 1,546 \cdot 15,8^2 \cdot 1 = 192,972 \text{ ton}$$

- Menghitung sudut dan gaya geser sudut
Perhitungan sudut geser, dari tabel 3.2 dan 3.3 didapat :
As = -1,623 Bs = - 0,75:
Av = 1 Bv = 0
untuk sudut geser diperoleh :

$$S = (As - 0,93Bs) \frac{Qg \cdot T^2}{EI}$$

$$S = (-1,623 - 0,93 \cdot -0,75) \frac{40,655 \cdot 17,135^2}{45526516}$$

$$= -0,000243 \text{ m}$$

Gaya geser

$$V = (Av - 0,93Bv) \cdot Qg$$

$$V = (1 - 0,93 \cdot 1) \cdot 40,655 = 40,655 \text{ t/m}$$

Efisiensi Lateral dapat juga diperoleh dengan membandingkan besarnya deformasi yang terjadi yaitu :

$$y_1 = 0,0042$$

$$y_2 = 0,009$$

$$y_3 = 0,0042$$

Dengan substitusi y_2 (group) ke y_1 (tunggal) maka didapat T baru dan nh baru, demikian juga dengan substitusi y_3 (group) ke y_1 (tunggal).

Substitusi y_2 (group) ke y_1 (tunggal)

$$y_{2(\text{group})} = (Ay - 0,93 \cdot By) \frac{Qg \cdot T^3}{EI}$$

$$0,009 = (2,435 - 0,93 \cdot 1,623) \frac{40,655 \cdot T^3}{9299,089}$$

$$T = 2,67$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{9299,089}{nh}}$$

$$nh_2 = 68,49 \text{ ton/m}^3$$

Substitusi y_3 (group) ke y_1 (tunggal)

$$y_{3(\text{group})} = (Ay - 0,93 \cdot By) \frac{Qg \cdot T^3}{EI}$$

$$0,0042 = (2,435 - 0,93 \cdot 1,623) \frac{40,655 \cdot T^3}{9299,089}$$

$$T = 2,099$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EI}{nh}} = \sqrt[5]{\frac{9299,089}{nh}}$$

$$nh_3 = 228,2 \text{ ton/m}^3$$

$$\frac{nh_2}{nh_1} = \frac{68,49}{228,94} = 29,91 \%$$

$$\frac{nh_3}{nh_1} = \frac{228,2}{228,94} = 99,68\%$$

Dengan perbandingan nilai nh diperoleh efisiensi dimana yang menurut Poulos H.G untuk 5 tiang lebih efisiensinya bernilai 25%

5.2.1.2 Menghitung Beban lateral dan Defleksi tiang

a. Defleksi Tiang Tunggal

Contoh perhitungan dipakai joint 494

- Qg dari SAP = 40,655 ton

- $f_c' = 60$ Mpa

- $E_p = 4700 \sqrt{f_c}$

$$= 4700 \sqrt{60} = 3640604,3 \text{ ton/m}^2$$

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times (D_{out}^4 - D_{in}^4)$$

$$I_p = \frac{1}{64} \times \pi \times (0,5^4 - 0,32^4) = 0,00255 \text{ m}^4$$

$$E_p \cdot I_p = 9299,09 \text{ ton.m}^2$$

$$E_s = 1327,84 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{gbr. 5.2 dengan } cu = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$E_s = 132,784 \text{ ton/m}^2$$

$$L = 15,8 \text{ m}$$

$$V_s = 0,5$$

- Perhitungan faktor kekakuan tiang

$$K_R = \frac{E_p \cdot I_p}{E_s \cdot L^4}$$

$$K_R = \frac{9299,09}{132,784 \cdot 15,8^4} = 0,00112$$

$$\text{Dipakai } K_R = 10^{-5}$$

- Perhitungan faktor pengaruh perpindahan tiang akibat beban Lateral (I_{PF})

$$L/D = \frac{15,8}{0,5} = 31,6 \text{ m}$$

Dari grafik (5.3) perbandingan antara L/D dan K_R didapat :

$$I_{PF} = 12,46$$

- Faktor rotasi (F_{pf}) yang bergantung pada K_R

Dari grafik (5.4) perbandingan H/H_u dan K_R didapat :

$$H/H_u = 40,655/192,972 = 0,211$$

$$F_{pf} = 0,113$$

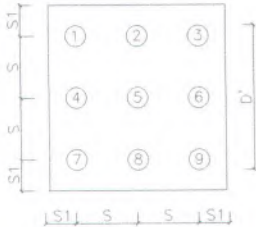
- Defleksi / perpindahan ujung tiang tunggal

$$\rho = I_{PF} \left(\frac{H}{E_s \cdot L} \right) / F_{pf}$$

$$\rho = 12,46 \left(\frac{40,655}{132,784 \cdot 15,8} \right) / 0,113 = 0,237 \text{ m}$$

- b. Distribusi beban dan Defleksi Tiang Kelompok pada 1 Pilecap.

Tiang kelompok pada Pilecap dengan susunan tiang sebagai berikut :



- Perpindahan unit untuk tiang tunggal

$$\rho_f = \frac{I_{pf}}{L \cdot E_s}$$

$$\rho_f = \frac{12,46}{15,8 \cdot 132,784} = 0,00205 \text{ m/ton}$$

- Memperkirakan dan memisahkan tiang – tiang yang menerima beban yang sama

Beban Horizontal total (Hx) dibagi menjadi 4 beban Horizontal yaitu :

H₁ = Tiang no.1, 3, 7, dan 9

H₂ = Tiang no.2 dan 8

H₃ = Tiang no.4 dan 6

H₄ = Tiang no.5

Sehingga persamaan menjadi :

$$H_x = 4H_1 + 2H_2 + 2H_3 + H_4$$

$$40,655 = 4H_1 + 2H_2 + 2H_3 + H_4 \dots \dots \dots \text{pers.(1)}$$

- Menganalisa pengaruh tiang satu dengan tiang yang lainnya.
 Dengan Gambar (5.5) perbandingan antara s/d atau d/s, sudut yang dibentuk serta faktor kekakuan tiang (K_R) didapat $\alpha_p H_{kj}$
- Perhitungan distribusi Beban Horisontal pada ujung tiang dan defleksi perpindahan ujung tiang kelompok.

$$\rho_k = \rho H \left(\sum_{j=1}^h (H_j \alpha_p H_{kj}) + H_k \right)$$

- untuk $S = 3D = 1,5 \text{ m}$

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	$\alpha_p H_{ij}$
1	-	-	-	-
2	3		0	0,4788
3	6	0,17	0	0,2632
4	3		90	0,2806
5	4,2426		45	0,2794
6	6,7082	0,15	63,43	0,1566
7	6	0,17	90	0,1323
8	6,7082	0,15	26,57	0,2053
9	8,4853	0,12	45	0,1451

Dari tabel diatas didapatkan persamaan

$$\rho = \left\{ \begin{aligned} & [1 + \alpha_{\rho H_{13}} + \alpha_{\rho H_{17}} + \alpha_{\rho H_{19}}] H_1 \\ & + [\alpha_{\rho H_{12}} + \alpha_{\rho H_{18}}] H_2 + \\ & [\alpha_{\rho H_{14}} + \alpha_{\rho H_{16}}] H_3 + [\alpha_{\rho H_{15}}] H_4 \end{aligned} \right\} \rho_F$$

$$\rho = \left\{ \begin{array}{l} [1 + 0,2632 + 0,1323 + 0,1415]H_1 \\ + [0,4788 + 0,2053]H_2 + \\ [0,2806 + 0,1566]H_3 + [0,2794]H_4 \end{array} \right\} 0,00205$$

Maka :

$$486,938\rho = 1,5406H_1 + 0,6841H_2 + 0,4371H_3 + 0,2794H_4$$

.....pers.(2)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	$\alpha\rho_{Hij}$
1	3		0	0,4788
2	-		-	-
3	3		0	0,4788
4	4,2426		45	0,2794
5	3		90	0,2806
6	4,2426		45	0,2794
7	6,7082	0,15	63,43	0,1566
8	6,0000	0,17	90	0,1323
9	6,7082	0,15	26,57	0,2053

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,3195H_1 + 1,1323H_2 + 0,5587H_3 + 0,2806H_4$$

.....pers.(3)

Pengaruh tiang no.4 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αp_{Hij}
1	3		90	0,2806
2	4,2426		45	0,2794
3	6,7082	0,15	26,57	0,2053
4	-		-	-
5	3		0	0,4788
6	6	0,17	0	0,2632
7	3		90	0,2806
8	4,2426		45	0,2794
9	6,7082	0,15	63,43	0,1566

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,9231H_1 + 0,5587H_2 + 1,2632H_3 + 0,4788H_4$$

.....pers.(4)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	β°	αp_{Hij}
1	4,2426	45	0,2794
2	3	90	0,2806
3	4,2426	45	0,2794
4	3	0	0,4788
5	-	-	-
6	3	0	0,4788
7	4,2426	45	0,2794
8	3	90	0,2806
9	4,2426	45	0,2794

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,1174H_1 + 0,5611H_2 + 0,9576H_3 + 1H_4$$

.....pers.(5)

Dari kelima persamaan tersebut diubah menjadi suatu persamaan matriks sebagai berikut :

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1,5406 & 0,6841 & 0,4371 & 0,2794 \\ 1,3195 & 1,1323 & 0,5587 & 0,2806 \\ 0,9231 & 0,5587 & 1,2632 & 0,4788 \\ 1,1174 & 0,5611 & 0,9576 & 1,0000 \\ 4 & 2 & 2 & 1 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,15200 & 0,81449 & -0,15857 & -0,17894 & 0,16158 \\ -1,54658 & 1,92147 & -0,42591 & 0,05103 & 0,04588 \\ -0,42238 & -0,34017 & 1,29282 & -0,53027 & 0,12471 \\ -0,67006 & 0,09536 & -1,09951 & 1,67422 & 0,01266 \\ -0,00135 & -0,00013 & -0,00057 & -0,00001 & 0,00066 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 6,568 \text{ ton}$$

$$H_3 = 5,069 \text{ ton}$$

$$H_2 = 1,864 \text{ ton}$$

$$H_4 = 0,514 \text{ ton}$$

$$\rho = 0,0282$$

- untuk $S = 4D = 2,0 \text{ m}$

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αpHij
1	-	-	-	-
2	4	-	0	0,391
3	8	0,13	0	0,201
4	4	-	90	0,212
5	5,6569	0,18	45	0,217
6	8,9443	0,11	63,43	0,118
7	8	0,13	90	0,151
8	8,9443	0,11	26,57	0,155
9	11,3137	0,09	45	0,116



Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,4687H_1 + 0,5458H_2 + 0,3300H_3 + 0,2169H_4$$

.....pers.(2a)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	4		0	0,391
2	-	-	-	-
3	4		0	0,391
4	5,6569	0,18	45	0,217
5	4		90	0,212
6	5,6569	0,18	45	0,217
7	8,9443	0,11	63,43	0,118
8	8	0,13	90	0,151
9	8,9443	0,11	26,57	0,155

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,0540H_1 + 1,1514H_2 + 0,4338H_3 + 0,2123H_4$$

.....pers.(3a)

Pengaruh tiang no.4 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	4		90	0,212
2	5,6569	0,18	45	0,217
3	8,9443	0,11	26,57	0,155
4	-	-	-	-
5	4		0	0,391
6	8	0,13	0	0,201
7	4		90	0,212
8	5,6569	0,18	45	0,217
9	8,9443	0,11	63,43	0,118

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,6975H_1 + 0,4338H_2 + 1,2014H_3 + 0,3906H_4$$

.....pers.(4a)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αp_{Hij}
1	5,6569	0,18	45	0,217
2	4		90	0,212
3	5,6569	0,18	45	0,217
4	4		0	0,391
5	-	-	-	-
6	4		0	0,391
7	5,6569	0,18	45	0,212
8	4		90	0,212
9	5,6569	0,18	45	0,217

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,8630H_1 + 0,4246H_2 + 0,7811H_3 + 1H_4$$

.....pers.(5a)

Didapatkan persamaan matriks

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,4687 & 0,5458 & 0,3300 & 0,2169 \\ 1,0540 & 1,1514 & 0,4338 & 0,2123 \\ 0,6975 & 0,4338 & 1,2014 & 0,3906 \\ 0,8630 & 0,4246 & 0,7811 & 1,0000 \\ 4 & 2 & 2 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,84617 & 0,52160 & -0,18487 & -0,13970 & 0,13913 \\ -1,00365 & 1,34215 & -0,32272 & -0,01578 & 0,07453 \\ -0,42111 & -0,28241 & 1,10809 & -0,40457 & 0,12308 \\ -0,53515 & -0,03310 & -0,83127 & 1,39952 & 0,04823 \\ -0,00115 & -0,00027 & -0,00054 & -0,00009 & 0,00061 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 5,656 \text{ ton}$$

$$H_3 = 5,039 \text{ ton}$$

$$H_2 = 3,029 \text{ ton}$$

$$H_4 = 1,9609 \text{ ton}$$

$$\rho = 0,0247$$

- untuk $S = 5D = 2,5 \text{ m}$

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	$\alpha\rho\text{Hij}$
1	-	-	-	-
2	5	-	0	0,312
3	10	0,10	0	0,163
4	5	-	90	0,181
5	7,0711	0,14	45	0,173
6	11,1803	0,09	63,43	0,101
7	10	0,10	90	0,089
8	11,1803	0,09	26,57	0,131
9	14,1421	0,07	45	0,109

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,3615H_1 + 0,4429H_2 + 0,2811H_3 + 0,1728H_4$$

.....pers.(2b)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	apHij
1	5		0	0,312
2	-	-	-	-
3	5		0	0,312
4	7,0711	0,14	45	0,173
5	5		90	0,181
6	7,0711	0,14	45	0,1728
7	11,1803	0,09	63,43	0,1005
8	10	0,10	90	0,0888
9	11,1803	0,09	26,57	0,1306

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,85558H_1 + 1,0888H_2 + 0,3455H_3 + 0,1806H_4$$

.....pers.(3b)

Pengaruh tiang no.4 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	apHij
1	5		90	0,181
2	7,0711	0,14	45	0,173
3	11,1803	0,09	26,57	0,1306
4	-	-	-	-
5	5		0	0,312
6	10	0,10	0	0,1632
7	5		90	0,181
8	7,0711	0,14	45	0,173
9	11,1803	0,09	63,43	0,1005

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,5922H_1 + 0,3455H_2 + 1,1632H_3 + 0,3123H_4$$

.....pers.(4b)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	apHij
1	7,0711	0,14	45	0,173
2	5		90	0,181
3	7,0711	0,14	45	0,173
4	5		0	0,312
5	-	-	-	-
6	5		0	0,312
7	7,0711	0,14	45	0,173
8	5		90	0,181
9	7,0711	0,14	45	0,173

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,6910H_1 + 0,3611H_2 + 0,6246H_3 + 1H_4$$

.....pers.(5b)

Didapatkan persamaan matriks

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,3615 & 0,4429 & 0,2811 & 0,1728 \\ 0,8558 & 1,0888 & 0,3455 & 0,1806 \\ 0,5922 & 0,3455 & 1,1632 & 0,3123 \\ 0,6910 & 0,3611 & 0,6246 & 1,0000 \\ 4 & 2 & 2 & 1 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 0,78908 & 0,45353 & -0,21825 & -0,11730 & 0,13103 \\ -0,87805 & 1,21869 & -0,26443 & -0,07622 & 0,09045 \\ -0,46954 & -0,23742 & 1,01276 & -0,30581 & 0,11349 \\ -0,46117 & -0,14842 & -0,62366 & 1,23325 & 0,06800 \\ -0,00108 & -0,00035 & -0,00049 & -0,00014 & 0,00054 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 40,655 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 5,327 \text{ ton}$$

$$H_3 = 4,613 \text{ ton}$$

$$H_2 = 3,677 \text{ ton}$$

$$H_4 = 2,764 \text{ ton}$$

$$\rho = 0,0218$$

- Penyebaran beban horisontal dibagi dengan jumlah tiang dimana tiang yang menerima beban yang sama dianggap satu kelompok. Dari perhitungan diatas didapatkan :

S	Penyebaran beban			
	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄
3D	6,568	1,864	5,069	0,515
4D	5,656	3,030	5,004	1,961
5D	5,327	3,677	4,614	2,765

- Perbandingan antara beban horisontal pada masing-masing tiang dengan beban horisontal rata-rata (H_{av}).

$$H_{av} = H/n$$

$$H_{av} = 40,655/9 = 4,517 \text{ ton}$$

S	H ₁ / H _{av}	H ₂ / H _{av}	H ₃ / H _{av}	H ₄ / H _{av}
3D	1,454	0,413	1,122	0,114
4D	1,252	0,671	1,108	0,434
5D	1,179	0,814	1,021	0,612

- Kapasitas Ultimit Lateral Tiang Kelompok

Diketahui :

$$H = 40,55 \text{ ton}$$

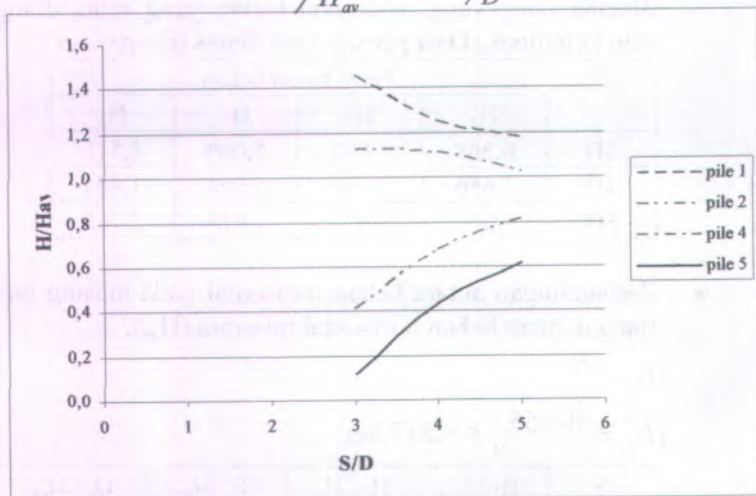
$$Q_{ijin} = 12,06 \text{ ton}$$

$$Q_{L(G)} = \eta \times n \times Q_{ijin}$$

Kontrol $H < Q_{L(G)}$

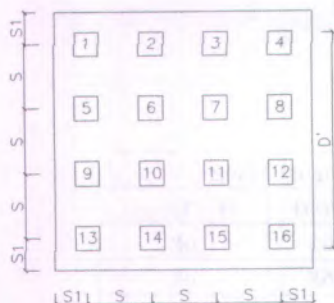
S	Efisiensi Tiang		
	η	Q _L (ton)	H < Q _{L(G)}
3D	69%	74,65	ok
4D	80%	86,68	ok
5D	85%	92,04	ok

- Grafik hubungan antara H/H_{av} dengan S/D



Sumber : Hasil perhitungan
 Gambar 5.1 Penyebaran beban lateral

- c. Distribusi beban dan Defleksi Tiang Kelompok pada keseluruhan bangunan yang ditinjau.
 Tiang kelompok pada Pilecap dengan susunan tiang sebagai berikut :



- Perpindahan unit untuk tiang tunggal

$$\rho_f = \frac{I_{\rho f}}{L.Es}$$

$$\rho_f = \frac{12,46}{15,8.132,784} = 0,00205 \text{ m/ton}$$

- Memperkirakan dan memisahkan tiang - tiang yang menerima beban yang sama

Beban Horizontal total (H_x) dibagi menjadi 4 beban Horizontal yaitu :

H_1 = Tiang no.1, 4, 13, dan 16

H_2 = Tiang no.2, 3, 14 dan 15

H_3 = Tiang no.5, 8, 9 dan 12

H_4 = Tiang no.6, 7, 10 dan 11

Diketahui

$H_x = 966,297 \text{ ton}$

Sehingga persamaan menjadi :

$$H_x = 4H_1 + 4H_2 + 4H_3 + 4H_4$$

$$966,297 = 4H_1 + 4H_2 + 4H_3 + 4H_4 \dots \text{pers. (1c)}$$

- Menganalisa pengaruh tiang satu dengan tiang yang lainnya.

Dengan grafik (5.5) perbandingan antara s/d atau d/s, sudut yang dibentuk serta faktor kekakuan tiang (K_R) didapat $\alpha_p H_{kj}$

- Perhitungan distribusi Beban Horizontal pada ujung tiang dan defleksi perpindahan ujung tiang kelompok.

$$\rho_k = \rho H \left(\sum_{j=1}^h (H_j \alpha_p H_{kj}) + H_k \right)$$

- Untuk $S = 3D$ (pada pilecapnya)

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	-	-	-	-
2	2,29		0	0,539
3	4,57		0	0,341
4	6,86	0,15	0	0,240
5	2,29		90	0,321
6	3,23		45	0,346
7	5,11	0,20	63,43	0,219
8	7,23	0,14	71,56	0,142
9	4,57		90	0,191
10	5,11	0,20	26,56	0,273
11	3,23		45	0,346
12	7,23	0,14	56,31	0,133
13	6,86	0,15	90	0,121
14	7,23	0,14	18,43	0,172
15	7,23	0,14	33,69	0,186
16	9,70	0,10	45	0,126

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,4897H_1 + 1,2386H_2 + 0,7883H_3 + 1,1840H_4$$

.....pers.(2c)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	2,29		0	0,539
2	-	-	-	-
3	2,29		0	0,539
4	4,57		0	0,341
5	3,23		45	0,346
6	2,29		90	0,321
7	3,23		45	0,346
8	5,11	0,20	63,43	0,219

9	5,11	0,20	26,56	0,273
10	4,57		90	0,191
11	5,11	0,20	26,56	0,273
12	6,46	0,15	45	0,230
13	8,24	0,12	18,43	0,172
14	6,86	0,15	90	0,121
15	8,24	0,12	18,43	0,172
16	9,70	0,10	45	0,126

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,1787H_1 + 1,8327H_2 + 1,0684H_3 + 1,1319H_4$$

.....pers.(3c)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	2,29		90	0,321
2	3,23		45	0,346
3	5,11	0,20	26,56	0,273
4	7,23	0,14	18,43	0,172
5	-	-	-	-
6	2,29		0	0,539
7	4,57		0	0,341
8	6,86	0,15	0	0,240
9	2,29		90	0,321
10	3,23		45	0,346
11	5,11	0,20	63,43	0,219
12	7,23	0,14	71,56	0,142
13	4,57		90	0,191
14	5,11	0,20	26,56	0,273
15	6,46	0,15	45	0,230
16	8,24	0,12	56,31	0,133

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,8188H_1 + 1,1223H_2 + 1,7039H_3 + 1,4453H_4$$

.....pers.(4c)

Pengaruh tiang no.6 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αp_{Hij}
1	3,23		45	0,346
2	2,29		90	0,321
3	3,23		45	0,346
4	5,11	0,20	26,56	0,273
5	2,29		0	0,539
6	-		-	-
7	2,29		0	0,539
8	4,57		0	0,341
9	3,23		45	0,346
10	2,29		90	0,321
11	3,23		45	0,321
12	5,11	0,20	26,56	0,273
13	5,11	0,20	63,43	0,219
14	6,86	0,15	90	0,121
15	5,11	0,20	63,43	0,219
16	6,46	0,15	45	0,230

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,0684H_1 + 1,0079H_2 + 1,4992H_3 + 2,182H_4$$

.....pers.(5c)

Dari kelima persamaan diatas didapatkan persamaan matriks

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,488 & 1,239 & 0,788 & 1,184 \\ 1,179 & 1,833 & 1,068 & 1,132 \\ 0,819 & 1,122 & 1,704 & 1,445 \\ 1,068 & 1,008 & 1,499 & 2,182 \\ 4 & 4 & 4 & 4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,53868 & 1,13392 & 0,27691 & -0,68167 & 0,13716 \\ -0,98280 & 1,48470 & -0,67701 & 0,17510 & 0,01990 \\ 0,09247 & -0,75566 & 1,53142 & -0,86823 & 0,10668 \\ -0,64836 & 0,40488 & -1,13132 & 1,37480 & -0,01373 \\ -0,00128 & 0,00007 & -0,00115 & 0,00030 & 0,00061 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 132,534 \text{ ton}$$

$$H_3 = 103,085 \text{ ton}$$

$$H_2 = 19,226 \text{ ton}$$

$$H_4 = 13,271 \text{ ton}$$

$$\rho = 0,588$$

- Untuk $S = 4D$ (pada pilecapnya)

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αp_{Hij}
1	-	-	-	-
2	1,778		0	0,636
3	3,556		0	0,421
4	5,333	0,19	0	0,311
5	1,778		90	0,399
6	2,514		45	0,424
7	3,975		63,43	0,265
8	5,622	0,18	71,56	0,154
9	3,556		90	0,241
10	3,975		26,56	0,338
11	2,514		45	0,424
12	5,622	0,18	56,31	0,160
13	5,333	0,19	90	0,171
14	5,622	0,18	18,43	0,175
15	5,622	0,18	33,69	0,169
16	7,542	0,13	45	0,114

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,5970H_1 + 1,4008H_2 + 0,9540H_3 + 1,4518H_4$$

.....pers.(2d)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	1,778	-	0	0,636
2	-	-	-	-
3	1,778	-	0	0,636
4	3,556	-	0	0,421
5	2,514	-	45	0,424
6	1,778	-	90	0,399
7	2,514	-	45	0,424
8	3,975	-	63,43	0,265
9	3,975	-	26,56	0,338
10	3,556	-	90	0,241
11	3,975	-	26,56	0,338
12	5,028	0,20	45	0,24416
13	6,410	0,16	18,43	0,191
14	5,333	0,19	90	0,171
15	6,410	0,16	18,43	0,191
16	7,542	0,13	45	0,114

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,3621H_1 + 1,9989H_2 + 1,2715H_3 + 1,4026H_4$$

.....pers.(3d)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	1,778	-	90	0,399
2	2,514	-	45	0,424
3	3,975	-	26,56	0,338
4	5,622	0,18	18,43	0,175
5	-	-	-	-
6	1,778	-	0	0,636
7	3,556	-	0	0,421
8	5,333	0,19	0	0,311
9	1,778	-	90	0,399

10	2,514		45	0,424
11	3,975		63,43	0,265
12	5,622	0,18	71,56	0,154
13	3,556		90	0,241
14	3,975		26,56	0,338
15	5,028	0,20	45	0,244
16	6,410	0,16	56,31	0,148

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 0,9634H_1 + 1,3445H_2 + 1,8641H_3 + 1,7461H_4$$

.....pers.(4d)

Pengaruh tiang no.6 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{pHij}
1	2,514		45	0,424
2	1,778		90	0,399
3	2,514		45	0,424
4	3,975		26,56	0,338
5	1,778		0	0,636
6	-	-	-	-
7	1,778		0	0,636
8	3,556		0	0,421
9	2,514		45	0,424
10	1,778		90	0,399
11	2,514		45	0,424
12	3,975		26,56	0,338
13	3,975		63,43	0,265
14	5,333	0,19	90	0,171
15	3,975		63,43	0,265
16	5,028	0,20	45	0,24416

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,2715H_1 + 1,2596H_2 + 1,8191H_3 + 2,459H_4$$

.....pers.(5d)

Dari kelima persamaan diatas didapatkan persamaan matriks

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,597 & 1,401 & 0,954 & 1,452 \\ 1,362 & 1,999 & 1,272 & 1,403 \\ 0,963 & 1,344 & 1,864 & 1,746 \\ 1,272 & 1,260 & 1,819 & 2,459 \\ 4 & 4 & 4 & 4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,77572 & 1,40751 & 0,61143 & -0,97964 & 0,18449 \\ -1,23343 & 1,77127 & -0,95761 & 0,41977 & -0,01351 \\ 0,34933 & -1,11227 & 2,00008 & -1,23714 & 0,15081 \\ -0,89162 & 0,74851 & -1,65390 & 1,79701 & -0,07178 \\ -0,00175 & 0,00053 & -0,00176 & 0,00093 & 0,00065 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 178,271 \text{ ton}$$

$$H_2 = 13,056 \text{ ton}$$

$$\rho = 0,626$$

$$H_3 = 145,723 \text{ ton}$$

$$H_4 = 69,363 \text{ ton}$$

- Untuk S = 5D (pada pilecapnya)

Pengaruh tiang no.1 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	αp_{Hij}
1	-	-	-	-
2	1,45		0	0,715
3	2,91		0	0,489
4	4,36		0	0,344
5	1,45		90	0,441
6	2,06		45	0,485
7	3,25		63,43	0,319
8	4,60		71,56	0,222
9	2,91		90	0,291

10	3,25		26,56	0,416
11	2,06		45	0,485
12	4,60		56,31	0,248
13	4,36		90	0,201
14	4,60		18,43	0,311
15	4,60		33,69	0,285
16	6,17	0,16	45	0,161

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,7060H_1 + 1,8001H_2 + 1,2009H_3 + 1,7055H_4 \dots$$

.....pers.(2e)

Pengaruh tiang no.2 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	$\alpha\rho_{Hij}$
1	1,45		0	0,7153
2	-	-	-	-
3	1,45		0	0,715
4	2,91		0	0,489
5	2,06		45	0,485
6	1,45		90	0,441
7	2,06		45	0,485
8	3,25		63,43	0,319
9	3,25		26,56	0,416
10	2,91		90	0,291
11	3,25		26,56	0,416
12	4,11		45	0,360
13	5,24	0,19	18,43	0,283
14	4,36		90	0,201
15	5,24	0,19	18,43	0,283
16	6,17	0,16	45	0,161

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,6479H_1 + 2,1995H_2 + 1,5798H_3 + 1,6321H_4 \dots$$

.....pers.(3e)

Pengaruh tiang no.5 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	d/s	β°	α_{Hij}
1	1,45		90	0,441
2	2,06		45	0,485
3	3,25		26,56	0,416
4	4,60		18,43	0,311
5	-	-	-	-
6	1,45		0	0,715
7	2,91		0	0,489
8	4,36		0	0,344
9	1,45		90	0,441
10	2,06		45	0,485
11	3,25		63,43	0,319
12	4,60		71,56	0,222
13	2,91		90	0,291
14	3,25		26,56	0,416
15	4,11		45	0,360
16	5,24	0,19	56,31	0,224

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,2657H_1 + 1,6763H_2 + 2,0063H_3 + 2,0086H_4$$

.....pers.(4e)

Pengaruh tiang no.6 terhadap tiang yang lainnya ditabelkan sebagai berikut :

No.Tiang	S/D	β°	α_{Hij}
1	2,06	45	0,485
2	1,45	90	0,441
3	2,06	45	0,485
4	3,25	26,56	0,416
5	1,45	0	0,715
6	-	-	-
7	1,45	0	0,715
8	2,91	0	0,489
9	2,06	45	0,485

10	1,45	90	0,441
11	2,06	45	0,485
12	3,25	26,56	0,416
13	3,25	63,43	0,319
14	4,36	90	0,201
15	3,25	63,43	0,319
16	4,11	45	0,360

Dari tabel diatas didapatkan persamaan:

$$486,938\rho = 1,5798H_1 + 1,4465H_2 + 2,1051H_3 + 2,641H_4$$

.....pers.(5e)

Dari kelima persamaan diatas didapatkan persamaan matriks

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 1,706 & 1,800 & 1,201 & 1,706 \\ 1,648 & 2,199 & 1,580 & 1,632 \\ 1,266 & 1,676 & 2,006 & 2,009 \\ 1,580 & 1,446 & 2,105 & 2,641 \\ 4 & 4 & 4 & 4 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

$$A \cdot X = B$$

$$X = A^{-1} \cdot B$$

$$\begin{pmatrix} H_1 \\ H_2 \\ H_3 \\ H_4 \\ \rho \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} 21,18087 & 26,75377 & 22,99411 & -17,42121 & 1,84281 \\ -17,03388 & 22,53566 & -19,41657 & 13,91479 & -1,37090 \\ 14,87922 & -20,44199 & 19,51953 & -13,95677 & 1,41133 \\ -19,02621 & 24,66010 & -23,09707 & 17,46319 & -1,63323 \\ -0,02076 & 0,02554 & -0,02398 & 0,01715 & -0,00085 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \\ 966,297 \end{pmatrix}$$

Didapatkan :

$$H_1 = 1780,699 \text{ ton}$$

$$H_2 = -1324,698 \text{ ton}$$

$$\rho = -0,823$$

$$H_3 = 1363,7589 \text{ ton}$$

$$H_4 = -1578,186 \text{ ton}$$

- Penyebaran beban horisontal dibagi dengan jumlah tiang dimana tiang yang menerima beban yang sama dianggap satu kelompok. Dari perhitungan diatas didapatkan :

S	Penyebaran beban			
	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄
8 m (2,29D)	132,534	0,318	1,707	0,220
8 m (1,77D)	178,271	13,057	145,723	69,363
8 m (1,45D)	1780,699	-1324,698	1363,759	-1578,186

- Perbandingan antara beban horisontal pada masing-masing tiang dengan beban horisontal rata-rata (H_{av}).

$$H_{av} = H/n$$

$$H_{av} = 966,297/16 = 60,393 \text{ ton}$$

S	H ₁ / H _{av}	H ₂ / H _{av}	H ₃ / H _{av}	H ₄ / H _{av}
8 m (2,29D)	2,195	0,005	0,028	0,004
8 m (1,77D)	2,952	0,216	2,413	1,149
8 m (1,45D)	29,485	-21,934	22,581	-26,132

- Kapasitas Ultimit Lateral Tiang Kelompok

Diketahui :

$$H = 60,393 \text{ ton}$$

$$Q_{ijin} = 12,06 \text{ ton}$$

$$Q_{L(G)} = \eta \times n \times Q_{ijin}$$

Kontrol $H < Q_{L(G)}$

S	Efisiensi Tiang		
	η	Q _L (ton)	H < Q _{L(G)}
8 m (2,29D)	46%	87,93	ok
8 m (1,77D)	34%	65,37	ok
8 m (1,45D)	3%	6,54	ok

- Efisiensi Total

Efisiensi total disini diperoleh dari efisiensi pada tiang kelompok 1 pilecap di kalikan dengan efisiensi pada bangunan yang ditinjau. Pada bangunan ini didapatkan :

S	Efisiensi Total (η_t)
3D	31%
4D	27%
5D	3%

5.2.2 Dengan BMS

Dalam BMS untuk menghitung ketahanan lateral digunakan cara teoritik – cara Broms, dimana dipertimbangkan menurut dua jenis tiang yaitu : Tiang dengan kepala tertahan dan tiang dengan kepala tidak tertahan. Untuk setiap jenis tiang tersebut ditinjau menurut jenis tanah kohesif dan tanah tidak kohesif, dengan anggapan bahwa besaran-besaran tanah dan tiang adalah sama sepanjang tiang.

5.2.2.1 Tiang jenis tertahan dalam tanah kohesif

- Perkiraan ketahanan lateral ultimate Q_L^* dengan cara Broms. Tiang dapat berada dalam kategori tiang pendek (yaitu leleh terjadi dalam tiang), tiang menengah (yaitu satu sendi dalam tiang pada permukaan tanah), atau tiang panjang (yaitu dua sendi terjadi dalam tiang, satu pada permukaan tanah dan yang lain pada jarak $(1,5D + f)$ dibawah nya). Lihat Gambar 3.6

Dalam perhitungan ini dipakai T.P. WIKA dengan ketentuan sebagai berikut :

D = 0,5 m ; kelas A1

Thick = 0,09 m

Beban Aksial ijin = 172,66 ton

Momen Crack = 10,5 t.m

Momen ultimit	= 15,75 t.m
Kedalaman	= 15,8 m

1. Menentukan jenis tiang yaitu : panjang, menengah atau pendek :

- Menentukan rencana kuat lentur ultimate (dengan faktor) M_y^*

$$M_y^* = 15,75 \text{ t.m}$$

- Cari $L_1 = [M_y^* / (4,5c_u^*D) + 2,25D^2]^{1/2}$

- Tiang Tunggal

$$L_1 = [15,75 / (4,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5) + 2,25 \cdot 0,5^2]^{1/2}$$

$$L_1 = 3,055 \text{ m}$$

- Tiang Kelompok

$$L_1 = [15,75 / (4,5 \cdot 0,5 \cdot 3,5) + 2,25 \cdot 3,5^2]^{1/2}$$

$$L_1 = 0,667 \text{ m}$$

2. Bila $L > L_1$ periksa apakah tiang lebih panjang L_2 dimana $L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$

- Cari $f_2 = -(1,5D) + [(1,5D)^2 + M_y^* / (22,5c_u^*D)]^{1/2}$

- Tiang Tunggal

$$f_2 = -(1,5 \cdot 0,5) + [(1,5 \cdot 0,5)^2 + 15,75 / (22,5 \cdot 0,5 \cdot 0,5)]^{1/2}$$

$$f_2 = 2,789$$

- Tiang Kelompok

$$f_2 = -(1,5 \cdot 3,5) + [(1,5 \cdot 3,5)^2 + 15,75 / (22,5 \cdot 0,5 \cdot 3,5)]^{1/2}$$

$$f_2 = 7,216 \text{ m}$$

- Cari $g_2 = [M_y^* / (2,25c_u^*D)]^{1/2}$

- Tiang Tunggal

$$g_2 = [15,75 / (2,25 \cdot 0,5 \cdot 0,5)]^{1/2} = 5,292$$

- Tiang Kelompok

$$g_2 = [15,75 / (2,25 \cdot 0,5 \cdot 3,5)]^{1/2} = 2,00$$

- Cari $L_2 = 1,5D + f_2 + g_2$

- Tiang Tunggal

$$L_2 = 1,5 \cdot 0,5 + 2,789 + 5,292 = 8,83 \text{ m}$$

- Tiang Kelompok

$$L_2 = 1,5 \cdot 3,5 + 5,292 + 2 = 9,96 \text{ m}$$

3. Maka $L > L_2$ maka tiang diklasifikasi sebagai tiang

panjang, dengan demikian diketahui $\frac{2M_y^*}{c_u^* D^3}$ cari Q_L^*

- Tiang Tunggal

$$\frac{2M_y^*}{c_u^* D^3} = \frac{2 \cdot 15,75}{0,5 \cdot 0,5^3} = 2522$$

Dari Gambar 3.8 didapat $\frac{Q_L^*}{c_u^* D^2} = 65$

$$\text{Maka } Q_L^* = 65 \cdot 0,5 \cdot 0,5^2 = 8,125 \text{ ton}$$

Kontrol $M_u < M_u$ (ijin)

$$Q_{ult.} = 4,517 \text{ ton}$$

$$M_{ult.} = \frac{Q_{ult.}}{c_u^* D^2} = \frac{4,517}{0,5 \cdot 0,5^2} = 36,14 \text{ t.m}$$

$$M_{(ijin)} = \frac{Q_L^*}{c_u^* D^2} = \frac{8,125}{0,5 \cdot 0,5^2} = 65 \text{ t.m}$$

$M_u < M_u$ (ijin)

$$36,14 \text{ t.m} < 65 \text{ t.m} \dots\dots\dots \text{ok}$$

- Tiang Kelompok

$$Q_L^* = 40,655 \text{ ton}$$

$$\frac{Q_L^*}{c_u^* D^2} = \frac{40,655}{0,5 \cdot 3,5^2} = 6,637$$

Dari Gambar 3.8 didapat

$$\frac{2M_y^*}{c_u^* D^3} = 10 \rightarrow M_y^* = \frac{10 \cdot 0,5 \cdot 3,5^2}{2} = 30,625$$

$$M_{ijin} = 30,625 \text{ tm}$$

5.2.2.2 Efisiensi Lateral

Efisiensi tiang kelompok akibat beban Lateral menurut BMS sesuai dengan tabel 3.4.

Yaitu untuk $S = 3D$ efisiensinya = $50\% \times 25\% = 12,5\%$,
 $S = 4D$ efisiensinya = $100\% \times 40\% = 40\%$, $S = 5D$
 efisiensinya = $100\% \times 55\% = 55\%$.

BAB VI PENUTUP

6.1 Kesimpulan

1. Pada perhitungan daya dukung vertikal, dimana beban $P_v = 620,602$ ton dengan panjang tiang pancang $L = 15,8$ m dibutuhkan 9 buah tiang pancang diameter 0,5 m dan efisiensi tiang sebesar 97 %.
2. Pada perhitungan daya dukung lateral menggunakan metode elastis (Reese&Matlock) dilakukan analisa untuk mendapatkan nilai efisiensi dari n_h yaitu $\frac{n_{h_{kelompok}}}{n_{h_{tunggal}}}$ dengan panjang tiang yang direncanakan 15,8 m, didapatkan $n_{h_{tunggal}} = 228,94$ ton/m³, kemudian untuk mengetahui pengaruhnya maka dicoba dengan 2 perhitungan yaitu pada group tiang pancang dimana tanah memiliki peranan yang sangat kecil sehingga tidak diperhitungkan inersianya didapat $n_{h_{kelompok}} = 68,49$ ton/m³ efisiensinya = 29,91 % sedangkan untuk group tiang pancang dan tanah dianggap beton semua didapat $n_{h_{kelompok}} = 228,2$ ton/m³ efisiensinya = 99,68%. Dari sini dapat ditarik kesimpulan efisiensi yang sesuai dengan literatur adalah dengan group tiang pancang dimana tanah tidak diperhitungkan inersianya dan efisiensinya (η) = 29,91 %.
3. Pada perhitungan distribusi beban dan defleksi tiang kelompok pada 1 pilecap didapatkan tiang paling luar menerima beban terbesar, sedangkan efisiensinya sesuai jarak antar tiang pancang diperoleh sebagai berikut :
 - untuk $S = 3D$ efisiensinya 69 %
 - untuk $S = 4D$ efisiensinya 80 %
 - untuk $S = 5D$ efisiensinya 85 %.

Dan untuk tiang pancang pada keseluruhan bangunan yang ditinjau dengan $S = 3D$ efisiensi 31 %, $S = 4D$ efisiensi 27 %, $S = 5D$ efisiensi 3 %.

Sedangkan menurut BMS (tabel) untuk $S = 3D$ efisiensi 12,5 %, $S = 4D$ efisiensi 40 %, $S = 5D$ efisiensi 55 %. Pada perhitungan efisiensi tiang pancang dengan BMS ini tidak meninjau jenis tiang termasuk tiang pendek, menengah atau panjang.

4. Disini dapat disimpulkan bahwa efisiensi tiang pancang dengan $S = 3D$ antara 25% sampai 30% , sedangkan untuk keseluruhan bangunan yang ditinjau dengan $S = 5D$ sebaiknya dibuat plat satu kesatuan untuk poernya karena akan lebih efisien. Dalam suatu literatur (Prakash, 1962) disebutkan bahwa bila jarak antara tiang searah beban minimum $8D$ maka tidak ada pengaruh kelompok (efisiensi =1) dengan catatan jarak tiang arah tegak lurus beban minimum $2,5D$. Bila jarak antar tiang searah beban $3D$ maka efisiensi 25%. Analog dengan efisiensi diatas dalam literatur juga disebutkan bahwa untuk 2 tiang pancang efisiensi 50%, untuk 3 atau 4 tiang pancang efisiensi 33% sedangkan untuk 5 tiang pancang atau lebih efisiensi 25%.

6.2 Saran

Semoga Tugas Akhir ini dapat dijadikan referensi yang bermanfaat dalam perencanaan Tiang Pancang.

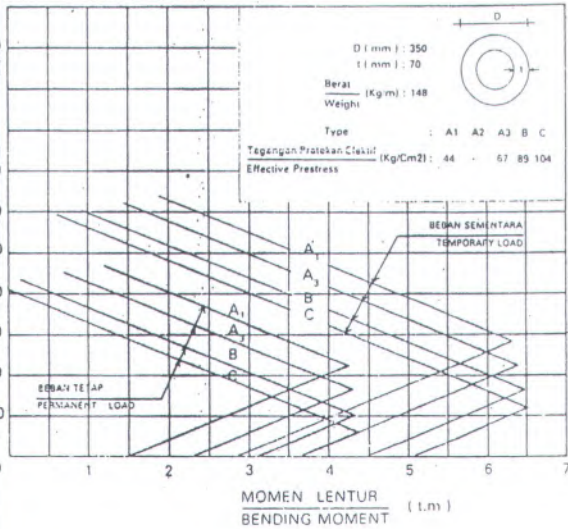
DAFTAR PUSTAKA

- Departemen Pekerjaan Umum., 2002. **Tata Cara Perencanaan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-2847-2002)**. Bandung : Yayasan LPMB.
- Departemen Pekerjaan Umum., 2002. **Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (SNI 03-1726-2002)**. Bandung : Yayasan LPMB.
- Panitia Pembaharuan Peraturan Beton Bertulang Indonesia, 1971. **Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 N.I – 18**. Bandung: Direktorat Penyelidikan Masalah Bangunan.
- Purwono, R., 2005. **Perencanaan Struktur Beton Bertulang Tahan Gempa**. Surabaya : ITS Press.
- Poulos, H.G. Davis, E.H. the university of Sidney 1980 **Pile Foundation Analysis and Design**, John Winley & Son, New York, Chichster Brisbane, Toronto, Singapore.
- Sidharta, Ananta S. 2009. **Pondasi Beban Dinamis** edisi ke-5. Surabaya
- Directorate General of Highways Ministry of Public works Republic of Indonesia.1992. **Bridge Design Manual**. BMS

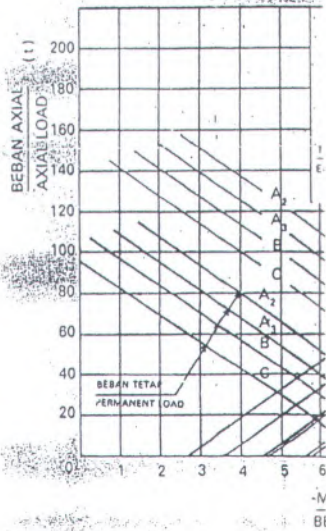
Dukung Tiang Pancang WIK

Hubungan Momen Lentur & Gaya Normal Bending Moment / Normal Load Interaction Diagram

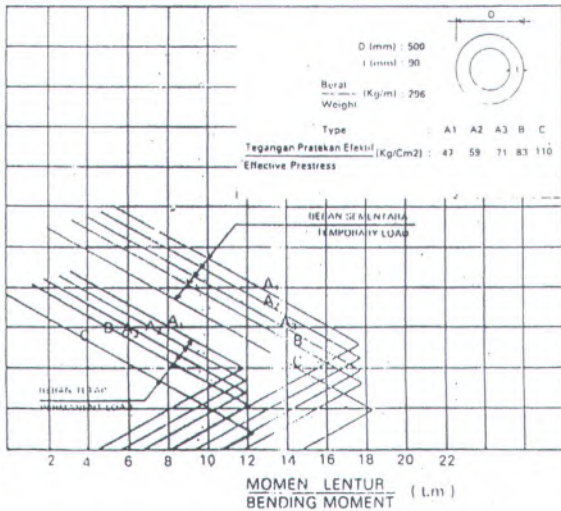
Ø 350 mm Type A₁, A₂, B, C



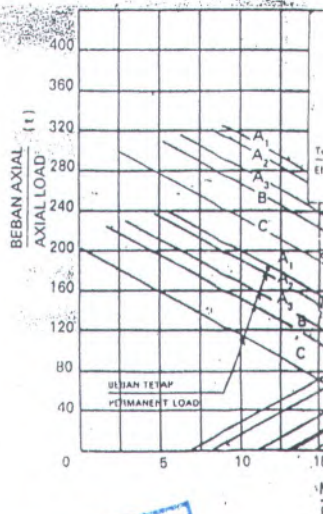
Ø 400 mm Type A₁, A₂, B, C



Ø 500 mm Type A₁, A₂, A₃, B, C



Ø 600 mm Type A₁, A₂, A₃, B, C



Tiang Pancang Wika

Tiang
of Pile

Tiang Pancang Beton Pratekan
Prestressed Concrete Pile

Bentuk Penampang
Section

Bulat Berongga
Round Hollow

Proses Produksi
Manufacturing Process

Sistim Sentrifugal
Centrifugal Casted

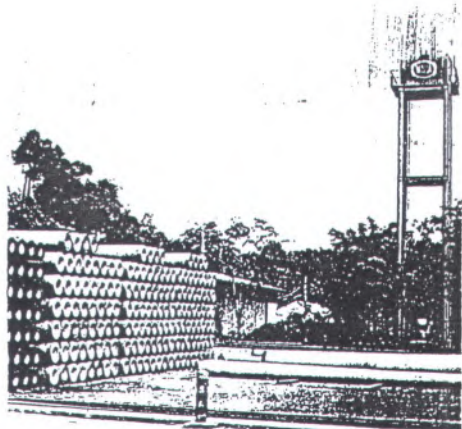
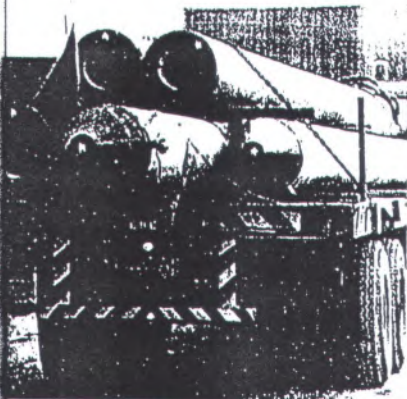
Hubungan Standard
Standard Splice

Plat Sambung baja dilas
Welded steel Joint Plate

Dimensi Standard
Standard Dimension

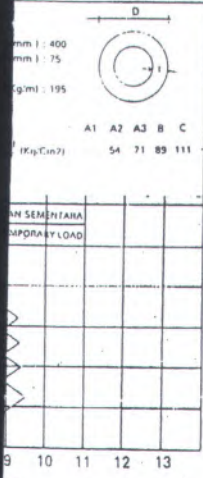
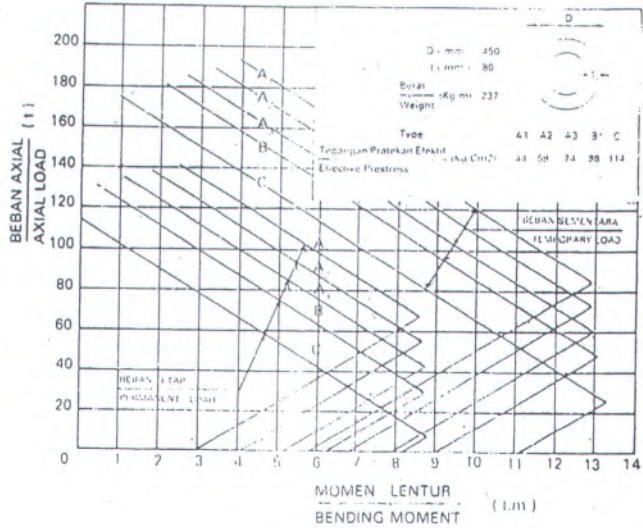
Diameter Diameter (mm)	Tebal Thickness (mm)	Berat Satuan Unit Weight (kg/m)	Panjang per Segmen *) Length of Each Section (m)
350	70	148	6 - 20
400	75	195	6 - 20
450	80	237	6 - 20
500	90	296	6 - 18
600	100	400	6 - 18

*) Kelipatan 1 m
1 m interval

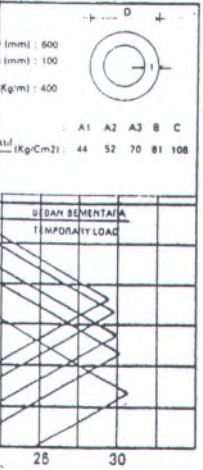


Load Capacity of Wika Piles

Ø 450 mm Type A₁, A₂, A₃, B, C



TUR (t.m)
MENT



TUR (t.m)
MENT

Klasifikasi Tiang Berdasarkan Pada Tegangan Pratekan Efektif Pile Classification Based on Effective Prestress

TYPE	Tegangan Pratekan Efektif / Effective Prestress (kg/cm ²)
A ₁	40 - 50
A ₂	51 - 65
A ₃	66 - 79
B	80 - 99
C	100 - 115

LAPORAN
TEST PENYELIDIKAN TANAH DILOKASI
GEDUNG DESPRO ITS
SURABAYA



ITS

JUNI : 2005
ORDER NO : 015 - '05

**LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP - ITS**

Kampus ITS Kepuli^h Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsol@telkom.net

LAPORAN AKHIR PENYELIDIKAN TANAH DI LOKASI PROYEK PEMBANGUNAN GEDUNG DESPRO ITS SURABAYA

1. PENDAHULUAN

Penyelidikan tanah ini dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan Jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS, sesuai dengan permintaan dari ITS Surabaya.

Tujuan penyelidikan tanah ini adalah untuk memperoleh data tanah yang nantinya akan dipakai sebagai data perencanaan pondasi gedung di lokasi tersebut.

2. PENYELIDIKAN LAPANGAN DAN LABORATORIUM

2.1 PENYELIDIKAN LAPANGAN.

Penyelidikan tanah dilapangan meliputi :

Bor Dalam :

- Bor dalam sebanyak 1 (satu) titik menggunakan bor mesin dengan kedalaman -20,0 meter dari muka tanah setempat.
- Pengambilan contoh tanah asli (undisturbed sample) sebanyak 4 (empat) sample.
- Standard Penetration Test (SPT), dilakukan setiap interval 3,0 meter.

Sondir :

Sondir kapasitas 2,50 ton sebanyak 3 (tiga) titik. Dengan kedalaman sbb

No	Titik Sondir	Kedalaman Sondir ¹
1	S-1	16,8 m
2	S-2	16,65 m
3	S-3	18,2 m

¹ Dari muka tanah setempat

Lokasi titik-titik pengeboran dan titik-titik penyodiran dapat dilihat pada Lampiran

2.2. PENYELIDIKAN TANAH DI LABORATORIUM

a. Index Properties

- Beral/volume tanah dan kadar air (ASTM D 1556-68)
- Derajat kejenuhan (ASTM D 2216-71)
- Specific Gravity (ASTM D 854 -58)
- Atterberg Limit (ASTM D 424-66)
- Grain Size analysis (ASTM E 11-70, ASTM D 422-72)

b. Engineering Properties

- Strength Test (direct shear / triaxial UU) (ASTM D 2166-66, ASTM 3080-72)
- Konsolidasi (ASTM D2435-70)

3. SPESIFIKASI ALAT

Alat yang digunakan untuk penyelidikan tanah tersebut dengan spesifikasi sebagai berikut :

3.1 Pengeboran Dalam

a. Bor dalam (Bor mesin)

- Pengeboran dengan bor mesin dan dengan kemampuan boring maksimum sampai pada kedalaman -30,0 meter dari muka tanah setempat dengan memakai mesin UD-2.
- Untuk pengambilan undisturbed sample digunakan Thinwall tube sampler diameter 3", panjang 24" yang ditekan masuk kedalam tanah.
- Untuk pengambilan disturbed sample hanya diambilkan pada ujung tabung / sisa pengeboran kemudian dimasukkan dalam kantong plastik agar kondisi kadar air tidak berubah karena pengaruh cuaca.

b. Standard Penetration Test (SPT)

- Pengetesan SPT pada pengeboran, dilakukan dengan interval 3,00 meter, dan metoda yang dipakai adalah ASTM D -1586-67 dengan spesifikasi alat sebagai berikut ; Berat penumbuk = 63.550 kg, tinggi jatuh = 76,20 cm.
- Pembacaan harga SPT dilakukan dengan memasukan split spoon sedalam 45 cm, dan perhitungan harga SPT adalah jumlah pukulan pada (2x15) cm terakhir dengan satuan blows/feet.

3.2 Static Cone Penetrometer (Sondir)

Alat sondir yang dipergunakan adalah Static Cone Penetrometer dengan kapasitas 2500 kg memakai Biconus yang dilengkapi angker yang berfungsi untuk memperkuat berdirinya alat sondir.

$$\text{Luas plunger} = 10 \text{ cm}^2 ; \text{ Luas conus} = 10 \text{ cm}^2 ; \text{ Luas biconus} = 100 \text{ cm}^2$$

Pengamatan besaran konus dan hambatan pelekat dilakukan setiap 20 cm kedalaman, yang dapat diamati pada manometer pada alat sondir tersebut

Pada setiap kedalaman 20 cm, yang dapat dibaca pada manometer adalah Conus (Cn) bacaan yang pertama, sedangkan bacaan yang kedua adalah Conus + Cleef (Cn + Cleef). Untuk kemudian dihitung hambatan pelekatnya (HP) tiap 20 cm.

Besarnya jumlah hambatan pelekat (JHP) sama dengan jumlah kumulatif dari hambatan pelekat (HP).

4. EVALUASI HASIL PENYELIDIKAN TANAH DI LAPANGAN

4.1. Hasil Boring Dalam

Dari hasil pengeboran di lapangan pada titik bor BH-1 lapisan tanahnya adalah sebagai berikut :

Titik Bor BH-1

Kedalaman (dari muka tanah setempat)	Jenis tanah	Warna	Nilai SPT (Blow/feet)
0,0 - 3,0 m	Lempung	Abu-abu	-
3,0 - 4,0 m	Lempung berpasir	Abu-abu	0
4,0 - 9,0 m	Lempung	Abu-abu	2
9,0 - 11,0 m	Pasir bertempung	Abu-abu	3
11,0 - 13,0 m	Lempung	Abu-abu terang	3 - 23
13,0 - 14,0	Lempung berpasir berkenkil	Abu-abu terang	-

14.0 – 16.0 m	Lempung berpasir	Abu-abu terang	20
16.0 – 19.0 m	Lempung berpasir berkerkil	Abu-abu terang	20 – 27
19.0 – 21.00 m	Lempung berpasir	Abu-abu terang	26
21.0 – 22.0 m	Lempung	Abu-abu terang	-

Muka air tanah ditemukan pada kedalaman = 0.75 m

4.2. Hasil Sondir .

Hasil sondir dari titik S-1, S-2, dan S-3, memberikan gambaran bahwa jenis lapisan tanah yang ada diareal penyelidikan adalah relatif sama, yaitu:

- Mulai kedalaman ±0,00 m s/d - 10,00 meter dari muka tanah tekanan conus sondir berkisar antara 0 s/d 30 kg/cm².
- Mulai kedalaman -10,00 m dari muka tanah nilai conus meningkat secara bertahap hingga mencapai harga maximum (250 kg/cm²) pada kedalaman rata-rata 18,00 meter dari muka tanah, sedang harga JHP (jumlah hambatan pelepas) berkisar antara 1000 kg/cm s/d 1400 kg/m.

5. HASIL PENYELIDIKAN TANAH DI LABORATORIUM

Hasil penyelidikan tanah di laboratorium, terhadap sample tanah secara lengkap dapat dilihat pada Lampiran.

6. FORMULA PERHITUNGAN DAYA DUKUNG TIANG

a. Berdasarkan data Sondir

Secara umum perumusan daya dukung tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$

$$Q_{ijin} = Q_{ult} / SF$$

Dimana :

- Q_{ult} = daya dukung ultimate
- Q_{ijin} = daya dukung ijin
- SF = angka keamanan
- Q_p = daya dukung ultimate ujung tiang
- Q_s = daya dukung ultimate selimut tiang

Daya dukung ultimate ujung tiang (Q_p) dihitung sebagai berikut :

$$Q_p = C_{n_{rata-2}} \times A$$

$$C_{n_{rata-2}} = \frac{1}{2} \frac{(C'_{n_1} + C'_{n_2}) + C'_{n_3}}{2} \dots \dots \dots \text{Schmertmann (1975)}$$

Dimana :

- A = luas ujung tiang
- C_{n₁} = harga conus rata-rata dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D kebawah
- C_{n₂} = harga conus rata-rata dari conus-minimum dihitung mulai dari ujung tiang sampai 4D ke bawah
- C_{n₃} = harga conus rata-rata dari conus-minimum dihitung mulai dari ujung tiang sampai 8D ke atas

Daya dukung ultimate selimut tiang (Q_s) dihitung berdasarkan formula dari Schmertmann (1975), dan Nottingham (1975) sebagai berikut :

$$Q_s = \sum_{i=0}^{i=8/1} k \left[\left(\frac{l_i}{8D} \right) HP_i \cdot O_i \right] + \sum_{i=8/1}^{i=n/1} k_i (HP_i \cdot O_i) \dots \text{Schmertmann \& Nottingham (1975)}$$

Dimana :

- k = faktor koreksi, diisi kc atau ks, sesuai jenis tanah pada kedalaman yang ditinjau.
- kc = faktor koreksi untuk clay (lempung/lanau)
- ks = faktor koreksi untuk sand (pasir)
(kc dan ks dapat dilihat pada "Grafik shaft friction factors after nottingham (1975)".
- l_i = kedalaman yang ditinjau (ke-i)
- D = diameter tiang pancang
- HP_i = hambatan perikat untuk ruas pada kedalaman l_i .
- O_i = keliling tiang untuk ruas kedalaman l_i .

b. Berdasarkan data SPT dan Borlog

Sebelum dilakukan perhitungan daya dukung tiang berdasarkan SPT, maka harga SPT (N) dilakukan koreksi terlebih dahulu. Adapun koreksi SPT yang dilakukan adalah terhadap jenis tanah pasir dan terhadap overburden pressure, dimana menurut Bazara (1975) adalah sbb :

Koreksi terhadap pasir

Bila tanahnya berupa tanah pasir dan harga SPT > 15 blow/feet, maka dilakukan koreksi sbb :

$$N_{\text{corr-1a}} = 15 + 0,5 \cdot (N - 15)$$

$$N_{\text{corr-1b}} = 0,6 \cdot N$$

$N_{\text{corr-1}}$ = diambil angka yang terkecil dari $N_{\text{corr-1a}}$ dan $N_{\text{corr-1b}}$

Dimana :

- $N_{\text{corr-1}}$ = harga SPT yang telah dilakukan koreksi terhadap pasir (blow/feet)
- (bila tanahnya adalah lempung, maka tidak dilakukan koreksi ini, jadi nilai SPTnya tetap atau $N_{\text{corr-1}} = N$)

Koreksi terhadap overburden

Untuk tanah pasir maupun lempung dilakukan koreksi terhadap overburden sbb :

Jika tekanan overburden (p_o) $\leq 7,5$ ton/m² maka

$$N_{\text{corr-2}} = 4 \cdot N_{\text{corr-1}} / (1 + 0,4 \cdot p_o) \dots \dots \dots p_o \text{ dalam (ton/m}^2 \text{)}$$

Jika tekanan overburden (p_o) $\geq 7,5$ ton/m² maka

$$N_{\text{corr-2}} = 4 \cdot N_{\text{corr-1}} / (3,25 + 0,1 \cdot p_o) \dots \dots \dots p_o \text{ dalam (ton/m}^2 \text{)}$$

Dimana :

- $N_{\text{corr-2}}$ = harga SPT yang telah dilakukan koreksi terhadap overburden (blow/feet)

Harga SPT yang telah dikoreksi (N_{corr}) diambil sbb :

- bila ($N_{\text{corr-2}} > N_{\text{corr-1}}$) , maka $N_{\text{corr}} = N_{\text{corr-1}}$
- bila ($N_{\text{corr-2}} < N_{\text{corr-1}}$) , maka $N_{\text{corr}} = N_{\text{corr-2}}$

Perumusan daya dukung tiang

Secara umum perumusan daya dukung tiang adalah telap sebagai berikut :

$$Q_{ult} = Q_p + Q_s$$
$$Q_{ijin} = Q_{ult} / SF$$

Dimana :

- Q_{ult} = daya dukung ultimate
- Q_{ijin} = daya dukung ijin
- SF = angka keamanan
- Q_p = daya dukung ultimate ujung tiang
- Q_s = daya dukung ultimate selimut tiang

Daya dukung ultimate ujung tiang (Q_p) dihitung sebagai berikut :

$$Q_p = 40 \cdot N_{rata-2} \times A \quad (\text{ton})$$

Dimana :

- A = luas ujung tiang dalam (m²)
- N_{rata-2} = harga SPT rata-rata (dari SPT yang telah dikoreksi (N_{cor})) dihitung mulai dari sampai 8D keatas dari ujung tiang sampai 4D kebawah dari ujung tiang (blow/feet).

Daya dukung ultimate selimut tiang (Q_s) dihitung sebagai berikut :

$$Q_s = \sum_{i=0}^{L-1} f_{si} \times A_i \quad (\text{ton})$$

- f_{si} = N/5 (ton/m²) (untuk pasir),
dan
N/2 (ton/m²) (untuk lempung/lanau)

Dimana :

- A_i = luas selimut tiang setiap segmen, dalam (m²)
- f_{si} = daya lekatan tanah per satuan luas (ton/m²)
- N = harga SPT yg telah dikoreksi (N_{cor}) pada segmen yang ditinjau (blow/feet)
- L = kedalaman tiang yang ditinjau (m)

6. DAYA DUKUNG PONDASI

Daya dukung pondasi dangkal dan daya dukung pondasi tiang berdasarkan SPT atau berdasarkan sondir dapat dilihat pada Lampiran.

7. KESIMPULAN DAN SARAN-SARAN

- Dari hasil lapangan dan laboratorium dapat disimpulkan bahwa lapisan tanah disekitar lokasi penyelidikan adalah lapisan tanah lempung sangat lunak, harga conus rata-rata adalah 2 kg/cm², lapisan ini mencapai kedalaman -7,00 meter dari muka tanah .
- Lapisan selanjutnya adalah lapisan tanah lempung hingga pasir berlempung dan mempunyai harga SPT berkisar antara 20 – 26 pukuan/feet.
- Penyondiran hanya sampai kedalaman rata-rata -18,00 meter dari muka tanah.
- Dari ketiga uraian tersebut diatas dapat disimpulkan bahwa lapisan paling atas diperkirakan sampai kedalaman -7,00 meter dari muka tanah adalah lapisan tanah lempung sangat lunak, sedangkan lapisan tanah untuk kedalaman selanjutnya hingga akhir pengeboran adalah adalah lapisan tanah lempung kaku, oleh karena itu disarankan untuk pemakaian pondasi bangunan ringan sebaiknya digunakan pondasi dangkal dan menerus (Shallow foundation) dengan lebar pondasi diasumsikan 1,00 meter, dan kedalaman kedalaman pondasi diletakkan sampai pada kedalaman -1,50 meter dari muka tanah.

- Untuk bangunan sedang disarankan untuk memakai pondasi strausz (bor pile) dan diletakkan pada kedalaman -12,00 meter dari muka tanah.
- Disarankan pula untuk bangunan berat pemakaian pondasi sebaiknya menggunakan pondasi tiang pancang dan diletakkan pada kedalaman minimal -20,00 meter dari muka tanah, jika perencana menginginkan kedalaman pondasi dibawah kedalaman -20,00 meter dari muka tanah, maka sebaiknya berkonsultasi dengan laboratorium Mekanika Tanah dan Batuan FTSP-ITS, mengingat pengeboran hanya dilakukan sampai pada kedalaman -20,00 meter.
- Perlu diperhatikan pula mengingat lapisan tanah yang paling atas setebal 7,00 meter adalah lapisan tanah lempung sangat lunak, maka untuk konstruksi lantai dasar (paling bawah) disarankan untuk menggunakan lantai beton bertulang, pemakaian struktur lantai seperti ini diamsudkan agar beban-beban pada lantai dasar disalurkan ke masing-masing kolom, hal ini untuk menghindari penimbunan yang terlalu tinggi, karena penimbunan yang terlalu tinggi dapat menyebabkan penurunan yang cukup besar pada lapisan tanah lempung sangat lunak seperti uraian diatas.
- Dalam merencanakan sloof pengikat antar kolom sebaiknya dibuat yang lebih kaku, dan jarak antar kolom diusahakan jangan terlalu jauh.
- Sedangkan besarnya daya dukung tiang yang diijinkan untuk satu tiang (single pile) dapat dilihat pada Lampiran.

8. PENUTUP

Demikian laporan hasil penyelidikan tanah yang dapat kami sampaikan dan atas perhatian serta kerjasagnya yang baik kami ucapkan banyak terma kasih.

Surabaya, 1 Juni 2005

Lab. Mekanika Tanah & Batuan
FTSP-ITS
Kepala,



Ir. Suwarno, M Eng

LAMPIRAN

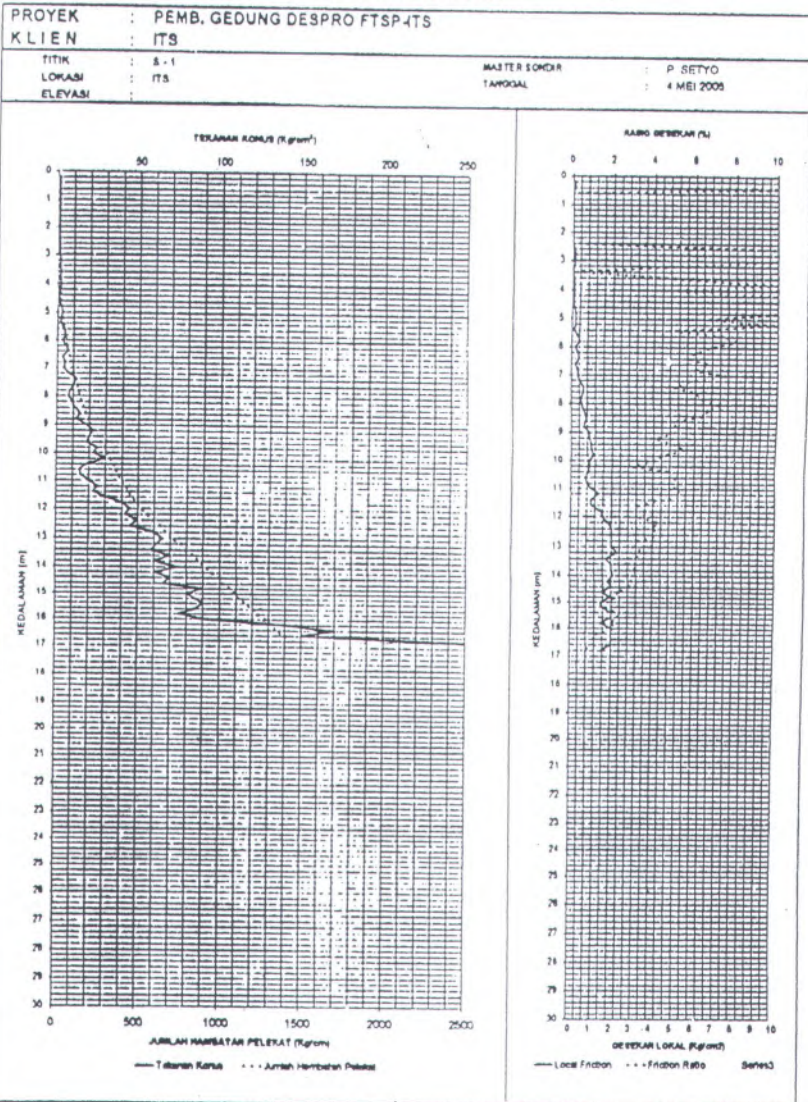
- DENAH LOKASI
- BOR LOG
- GRAFIK SONDIR
- ESTIMASI DAYA DUKUNG PONDASI DANGKAL
- TABEL DAYA DUKUNG PONDASI TIANG
- RINGKASAN TEST LABORATORIUM
- GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE
- ATTERBERG LIMITS GRAPH
- STRENGTH TEST
- UJI KONSOLIDASI
- DOKUMENTASI



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

s ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : Itslabsol@telkom.net

GRAFIK SONDIR

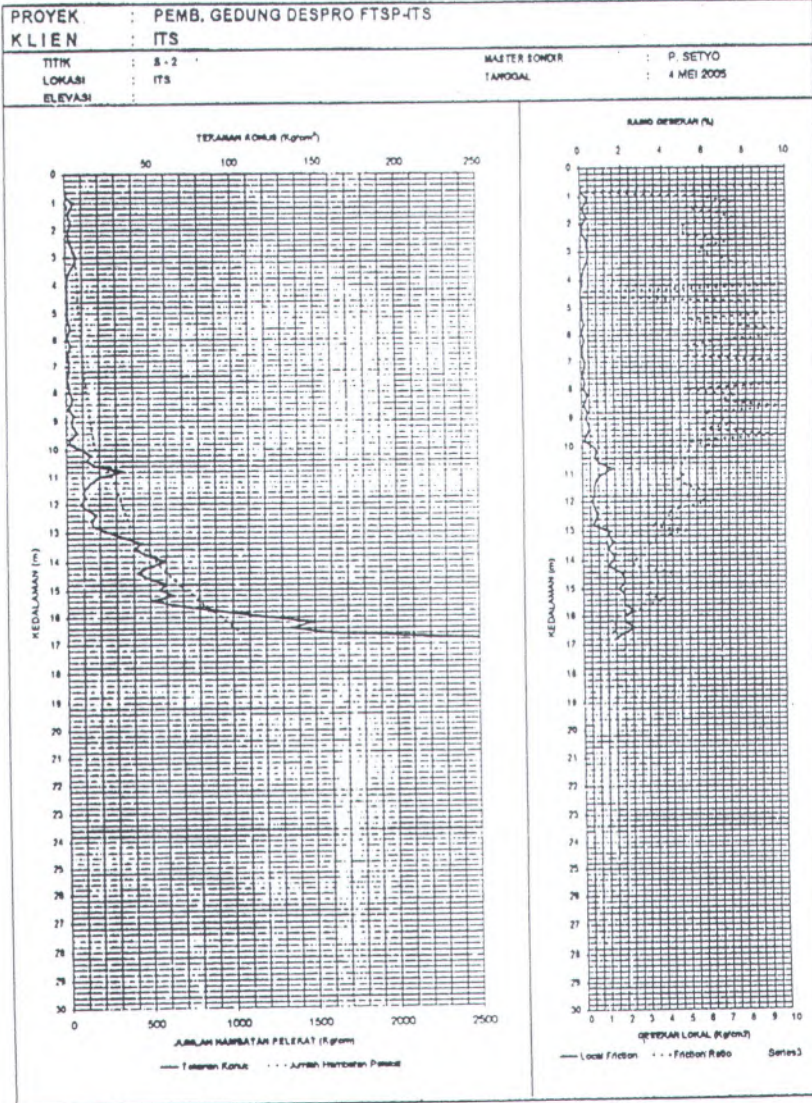




LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

mpus ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoll@telkom.

GRAFIK SONDIR

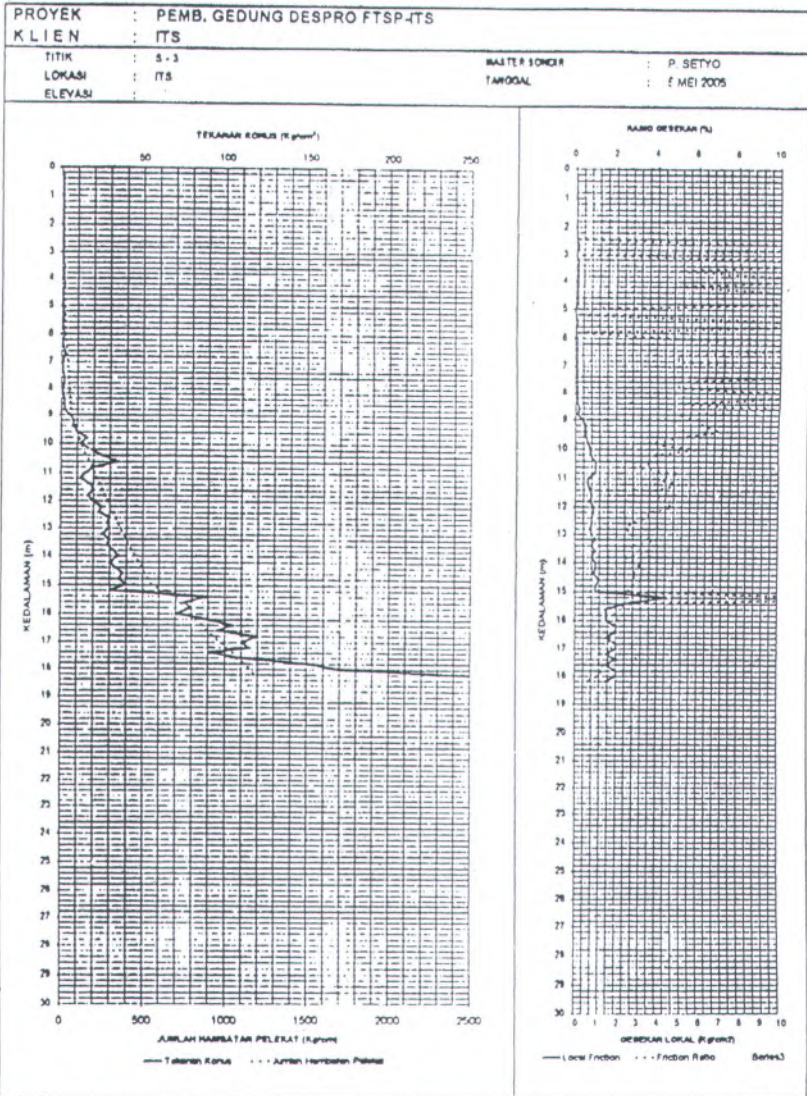




LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

pus ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoil@telkom.net

GRAFIK SONDIR





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoll@telkom.net

ESTIMASI DAYA DUKUNG PONDASI DANGKAL

PROYEK: PEMB. GEDUNG DESPRO -ITS SURABAYA
LOKASI : KAMPUS ITS SURABAYA

Daya dukung pondasi menerus (strip foundation) utk lebar pondasi = 1,0 meter

Kedalaman, (m)	Berat Volume tanah, (gr/cc)	Sudut geser dalam (°)	Kohesi (kg/cm ²)	Faktor daya dukung			Daya dukung pondasi (t/m ²)	
				Nc	Nq	Ny	(SF=2)	(SF=3)
-1.0	1.546	0	0.05	5.7	1	0	1.70	1.13
-2.0	1.546	0	0.05	5.7	1	0	1.97	1.31
-3.0	1.546	0	0.05	5.7	1	0	2.24	1.50

Keterangan :

Daya dukung dihitung berdasarkan formula sbb :

$$q_{ult} = C \cdot N_c + \gamma \cdot D_f \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot N_y$$

$$q_{ijin} = q_{ult} / SF$$

dimana :

q_{ult} = daya dukung ultimate

D_f = kedalaman dasar pondasi

q_{ijin} = daya dukung ijin

B = lebar pondasi

C = kohesi tanah

N_c, N_q, N_y = faktor daya dukung

γ = berat volume tanah

SF = safety faktor (angka keamanan)





LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

pus ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoll@telkom.net

TABEL
DAYA DUKUNG PONDASI TIANG DIAMETER 30 cm
BERDASARKAN DATA SONDIR

PROYEK : PEMB. GEDUNG DESPRO FTSP-ITS
KLIEN : ITS
LOKASI : ITS

TITIK : S-1
TANGGAL : 4 MEI 2005
CHECKED BY : M.KHOIRI ST

KEDA-LAMAN	Harga Konus minimum	Qp = Gujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+s)/3
(m)	a	b	c	d	e	f
4.00	1.00	908.36	55.01	1,540.25	1,595.26	0.83
5.00	2.00	1,543.04	55.01	3,014.77	3,069.78	1.54
6.00	3.00	2,241.78	55.01	5,293.68	5,348.69	2.53
7.00	4.00	3,782.88	55.01	6,425.11	6,480.12	3.42
8.00	7.00	6,440.02	55.01	8,386.25	8,441.26	4.96
9.00	18.00	10,385.94	55.01	11,026.25	11,081.26	7.16
10.00	22.00	11,787.29	55.01	14,722.25	14,777.26	8.85
11.00	20.00	17,212.20	55.01	17,965.68	18,020.69	11.74
12.00	42.00	26,367.59	55.01	22,793.11	22,848.12	16.41
13.00	62.00	34,373.94	55.01	30,185.11	30,240.12	21.54
14.00	80.00	43,725.36	55.01	37,803.40	37,858.41	27.19
15.00	80.00	54,262.69	55.01	44,441.11	44,496.12	32.92
16.00	90.00	79,001.19	55.01	51,229.68	51,284.69	43.43
17.00	166.67	94,834.04	55.01	56,886.83	56,941.84	50.59



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : Itslabsoll@telkom.net

TABEL
DAYA DUKUNG PONDASI TIANG DIAMETER 30 cm
BERDASARKAN DATA SONDIR

PROYEK : PEMB. GEDUNG DESPRO FTSP-ITS
KLIEN : ITS
LOKASI : ITS

TIPIK : S-2
TANGGAL : 4 MEI 2005
CHECKED BY : M.KHOIRI ST

KEDA- LAMAM	Harga Konus minimum	Qp = Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..80) kg	Qs2 = Qs(80..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	Pijin satu tiang (ton) $P_{ijin} = (b+e)3$
(m)	a	b	c	d	e	f
4.00	1.00	1,304.31	1,995.79	3,897.72	5,893.50	2.40
5.00	1.00	1,317.89	1,995.79	4,557.82	6,553.61	2.62
6.00	1.00	960.76	1,995.79	5,845.17	7,840.96	2.93
7.00	2.00	1,117.98	1,995.79	6,373.17	8,368.96	3.16
8.00	2.00	1,473.17	1,995.79	6,901.17	8,896.96	3.46
9.00	3.00	2,542.62	1,995.79	7,730.89	9,726.67	4.09
10.00	9.00	6,552.59	1,995.79	8,937.74	10,933.53	5.83
11.00	15.00	6,936.90	1,995.79	12,482.89	14,478.67	7.14
12.00	8.00	10,184.08	1,995.79	14,745.74	16,741.53	8.98
13.00	25.00	19,710.19	1,995.79	17,612.03	19,607.82	13.11
14.00	48.00	26,967.34	1,995.79	22,892.03	24,887.82	17.29
15.00	55.00	43,713.72	1,995.79	29,454.32	31,450.10	25.05
16.00	120.00	74,947.88	1,995.79	37,374.32	39,370.10	38.11
17.00	166.67	91,038.87	1,995.79	43,408.60	45,404.39	45.48



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH DAN BATUAN
JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

ITS Keputih Sukolilo, Tlp. (031) 5928601, 5994251-55 Ps. 1140, Fax (031) 5928601, Surabaya, e-mail : itslabsoll@telkom.ne

TABEL
DAYA DUKUNG PONDASI TIANG DIAMETER 30 cm
BERDASARKAN DATA SONDIR

PROYEK : PEMB. GEDUNG DESPRO FTSP-ITS
KLIEN : ITS
LOKASI : ITS

TITIK : S-3
TANGGAL : 5 MEI 2005
CHECKED BY : M.KHOIRI ST

KEDA-LAMAN	Harga Konus minimum	Qp.= Qujung (kg)	Qs1 = Qs(0..8D) kg	Qs2 = Qs(8D..L) kg	$\Sigma Q_s = Qs1 + Qs2$ (Qs1+Qs2) kg	P _{ijin} satu tiang (ton) P _{ijin} = (b+e)3
(m)	a	b	c	d	e	f
4.00	1.00	731.73	0.00	1,540.25	1,540.25	0.76
5.00	1.00	731.73	0.00	2,420.39	2,420.39	1.05
6.00	1.00	807.43	0.00	3,080.50	3,080.50	1.30
7.00	1.00	809.37	0.00	3,457.65	3,457.65	1.42
8.00	1.00	1,442.11	0.00	3,834.79	3,834.79	1.76
9.00	5.00	4,306.93	0.00	4,438.22	4,438.22	2.92
10.00	12.00	8,072.34	0.00	6,550.22	6,550.22	4.87
11.00	12.00	10,075.39	0.00	9,793.65	9,793.65	6.62
12.00	19.00	14,426.96	0.00	12,584.50	12,584.50	9.00
13.00	25.00	17,223.85	0.00	15,601.65	15,601.65	10.94
14.00	30.00	20,430.27	0.00	19,071.36	19,071.36	13.17
15.00	30.00	33,603.39	0.00	22,918.22	22,918.22	18.84
16.00	70.00	50,012.05	0.00	31,592.50	31,592.50	27.20
17.00	110.00	72,393.61	0.00	42,529.65	42,529.65	38.31
18.00	166.67	94,788.75	0.00	119,089.65	119,089.65	71.29
19.00	166.67	97,279.62	0.00	140,021.07	140,021.07	79.10

REKAP HASIL ANALISA DAYA DUKUNG PONDASI TIANG PANCANG BERDASARKAN DATA BOR DAN SPT

Proyek : GEDUNG DESPRO - ITS
 Lokasi : KAMPUS ITS SURABAYA
 Titik bor : BH-1

Kedalaman (m)	φ20		20x20		φ30		30 x30		φ40		40x40		φ45		50x50		φ50		60x60		φ60	
	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin	Quit	Qijin
1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2	0.33	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.92	0.00	3.02	0.00	2.37	0.00	4.35	0.00	3.42	0.00
3	0.73	0.24	0.48	0.16	0.85	0.28	1.09	0.38	1.52	0.51	1.93	0.64	4.25	1.42	8.67	2.22	5.24	1.75	9.81	3.20	7.55	2.52
4	1.55	0.52	1.82	0.81	2.93	0.98	3.73	1.24	4.11	1.37	5.24	1.75	7.42	2.47	11.53	3.84	9.05	3.02	16.31	5.44	12.81	4.27
5	2.84	0.95	3.81	1.27	5.95	1.98	7.58	2.53	8.32	2.77	10.60	3.53	12.15	4.05	16.52	5.51	12.98	4.33	22.99	7.68	18.08	6.02
6	4.39	1.48	6.17	2.08	9.44	3.15	12.02	4.01	13.17	4.39	18.77	5.59	17.55	5.85	23.94	7.98	18.80	6.27	32.99	11.00	25.91	8.64
7	6.02	2.01	8.18	2.73	12.28	4.09	15.63	5.21	18.29	6.10	23.29	7.78	23.22	7.74	31.73	10.58	24.92	8.31	43.48	14.49	34.15	11.38
8	8.81	2.87	9.93	3.31	14.63	4.88	18.63	6.21	22.43	7.48	28.55	9.52	34.72	11.57	49.10	16.37	38.58	12.85	87.72	22.57	53.19	17.73
9	10.96	3.65	14.09	4.70	21.19	7.06	26.98	8.99	32.35	10.78	41.19	13.73	45.08	15.03	64.53	21.51	50.89	18.90	89.15	29.72	70.02	23.34
10	15.48	5.18	18.34	6.11	27.78	9.25	35.34	11.78	41.71	13.90	53.11	17.70	68.55	22.85	97.37	32.46	78.47	25.49	135.48	45.18	106.41	35.47
11	19.87	6.56	27.55	9.18	43.12	14.37	54.90	18.30	63.54	21.18	80.91	26.97	90.41	30.14	127.28	42.43	99.97	33.32	177.83	59.21	139.51	48.50
12	29.49	9.83	43.58	14.53	66.19	22.06	84.28	28.09	95.56	31.85	121.67	40.56	123.87	41.29	173.65	57.88	136.38	45.48	239.03	79.68	187.74	82.58
13	38.55	12.91	55.99	19.58	83.15	27.72	105.87	35.29	125.43	41.91	159.70	53.23	155.64	51.68	216.84	72.28	170.30	56.77	299.15	98.72	232.81	77.54
14	46.55	15.52	67.53	22.51	98.86	32.95	125.87	41.96	148.70	48.90	186.79	62.28	180.40	60.13	261.37	87.12	205.28	68.43	355.52	118.51	279.23	93.08
15	54.45	18.15	74.30	24.77	106.43	35.48	135.51	45.17	189.40	56.47	215.68	71.89	207.16	69.05	297.98	99.33	234.03	78.01	403.78	134.55	317.11	105.70
16	61.12	20.37	83.09	27.70	117.12	39.04	149.12	49.71	182.48	60.83	232.34	77.45	223.81	74.60	339.47	113.18	266.82	88.87	458.57	152.86	360.18	120.05
17	68.47	22.82	93.87	31.29	130.86	43.62	166.62	55.54	199.86	66.62	254.46	84.82	242.47	80.82	363.89	121.30	285.80	95.27	488.33	182.78	383.53	127.84
18	76.47	25.49	105.60	35.20	145.87	48.82	185.73	61.91	218.99	73.00	278.82	92.94	263.08	87.69	391.07	130.38	307.14	102.38	521.63	173.88	409.69	136.58
19	84.36	28.12	116.08	38.69	158.80	52.93	202.19	67.40	238.32	79.44	302.43	101.14	284.25	94.75	418.02	139.34	328.31	109.44	554.76	184.92	435.71	145.24
20	91.98	30.53	125.80	41.53	169.59	56.56	217.14	72.38	255.54	85.21	325.49	108.50	304.13	101.38	448.05	149.35	351.90	117.30	592.48	197.49	465.32	155.11
21	98.96	32.99	133.83	44.81	179.43	59.81	228.46	76.15	269.79	89.92	343.51	114.50	320.06	106.69	474.35	158.12	372.55	124.18	624.93	208.31	490.82	163.61

Keterangan :

- Quit = Daya dukung ultimate untuk satu tiang (ton)
- Qijin = Daya dukung izin untuk satu tiang (ton)
- φ = Diameter tiang
- n x n = Penampang persegi

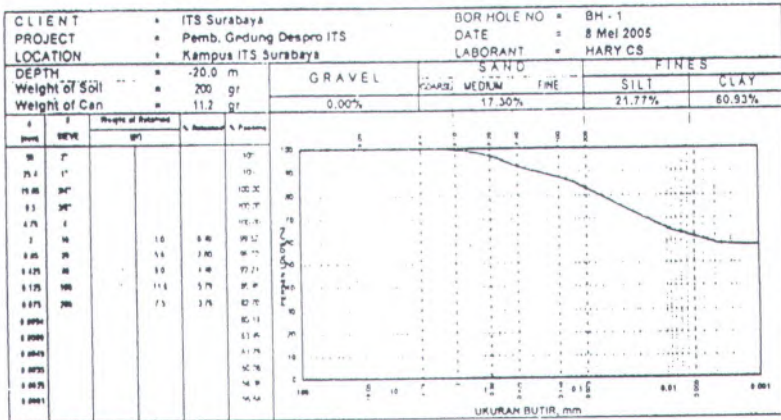
Table 1. SUMMARY OF LABORATORY SOIL TEST

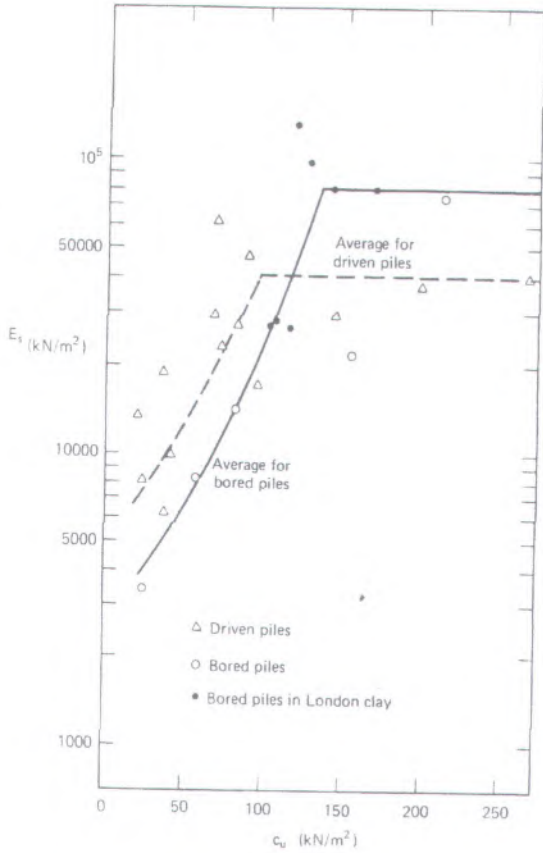
Project GEDUNG DESPRO ITS SURABAYA
Standard ASTM

Borehole No.		BH-1	BH-1	BH-1	BH-1
Sample No.		UD-1	UD-2	UD-3	UD-4
Sample Depth (m)	From :	-4.50	-9.50	-14.50	-19.50
	To :	-5.00	-10.00	-15.00	-20.00
Condition of Sample		Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed	Undisturbed
Specific Gravity (Gs)		2.625	2.657	2.477	2.534
Natural void ratio (e)		1.978	1.125	1.748	1.558
Degree of saturation, (Sr) %		100.0	100.0	100.0	100.0
Wet density, (γ_t) g/cc		1.546	1.780	1.537	1.600
Natural water content, (Wc) %		75.4	42.3	70.6	61.5
Dry density, (γ_d) g/cc		0.881	1.250	0.901	0.991
Saturated density, (γ_{sat}) g/cc		1.546	1.780	1.537	1.600
Atterberg Limit	Liquid limit, (LL) %	66.81	46.08	68.12	55.42
	Plastic limit, (PL) %	30.25	30.84	31.99	31.22
	Plastic Index, (PI) %	36.56	15.24	36.13	24.20
Grain Size Distribution	Gravel, %	0	0	0	0
	Sand, %	7.84	81.46	7.71	17.3
	Silt, %	24.26	18.25	18.08	21.77
	Clay, %	67.9	0.29	74.21	60.93
	Max diameter, mm	-	-	-	-
	Diam. at 60%, mm	-	-	-	-
	Diam. at 10%, mm	-	-	-	-
Unconfined Compression Test	Peak Deviator Stress, q_u , kg/cm ²	*	*	1.9	1.205
	Undisturbed Cohesion, C_u , kg/cm ²	*	*	0.95	0.6025
	Modulus Elasticity, E_{50} , kg/cm ²	*	*	*	*
	Strain at failure, %	*	*	*	*
Triaxial Compression Test	Friction Angle, degree	*	*	*	*
	Cohesion Intercept, kg/cm ²	*	*	*	*
	Drainage condition	*	*	*	*
Direct Shear Test	Friction Angle, degree	*	*	*	*
	Cohesion Intercept, kg/cm ²	*	*	*	*
Lab Vane Shear Test	Shear Undrained, S_u , kPa	5	15	*	*
	Shear Undrained, S_u , kg/cm ²	0.05	0.15	*	*
Consolidation Test	Preconsolidation Pressure, kg/cm ²	*	*	*	*
	Compression Index, C_c (Lap.)	*	*	*	*
	Coefficient of Consolidation, C_{vt50}	*	*	*	*
Chemical Test	pH value	*	*	*	*
	Total Sulphate content, %	*	*	*	*
	Chloride content, %	*	*	*	*
Remarks					
	* : Not tested or sample not enough				



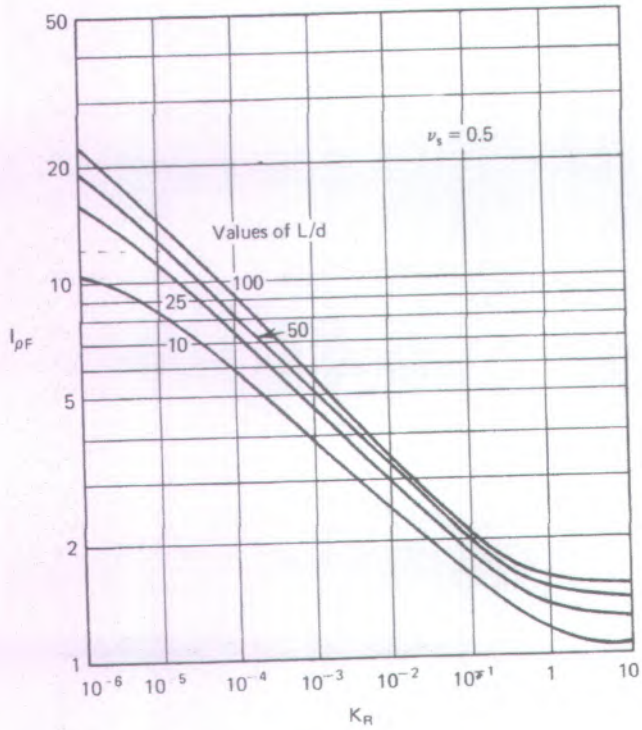
GRAIN SIZE DISTRIBUTION CURVE





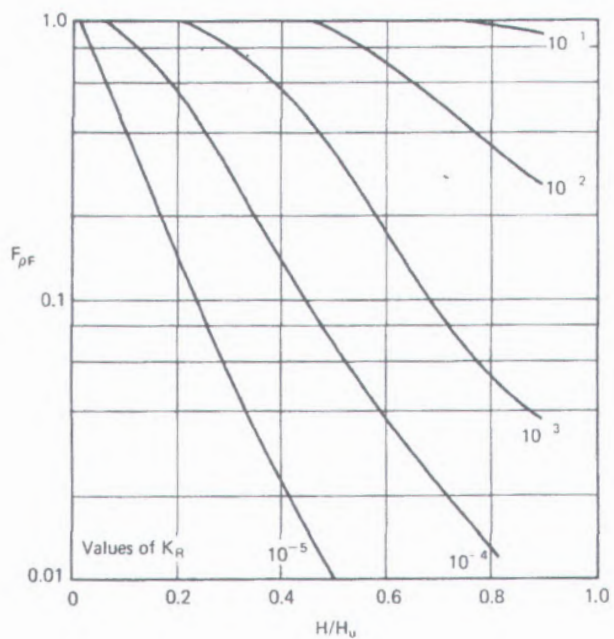
Sumber : Pile Foundation Analysis and Design
(Poulos & Davis '80)

Gambar 5.2 Harga modulus Elastis Tanah (E_s)
untuk tiang pada tanah lempung



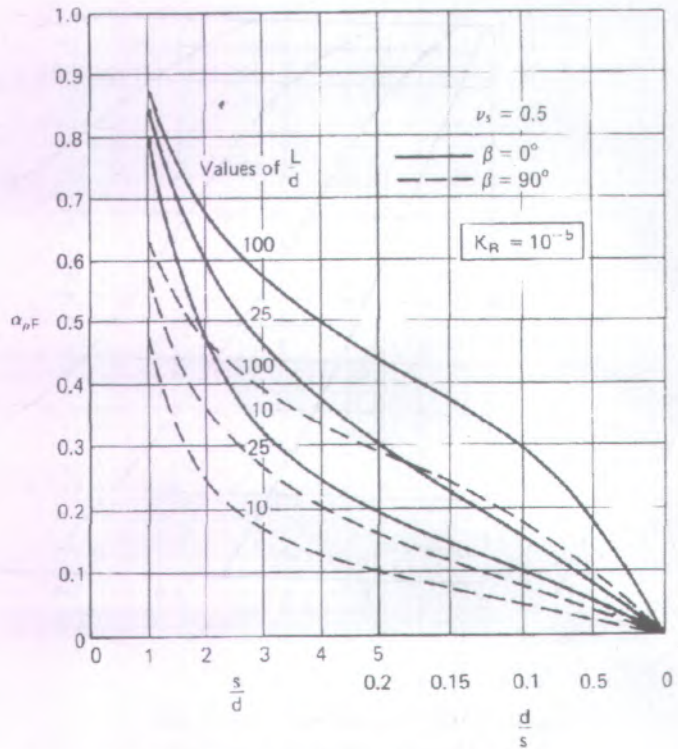
Sumber : Pile Foundation Analysis and Design (Poulos&Davis '80)

Gambar 5.3 Faktor pengaruh perpindahan tiang akibat beban Lateral (I_{PF})



Sumber : Pile Foundation Analysis and
Desaign (Poulos&Davis '80)

Gambar 5.4 Faktor rotasi ($F_{\rho f}$) yang bergantung pada K_R



Sumber : Pile Foundation Analysis and Design
(Poulos & Davis '80)

Gambar 5.5 Harga ($\alpha_p H_{kj}$) yang bergantung pada L/D ,
 β° dan K_R

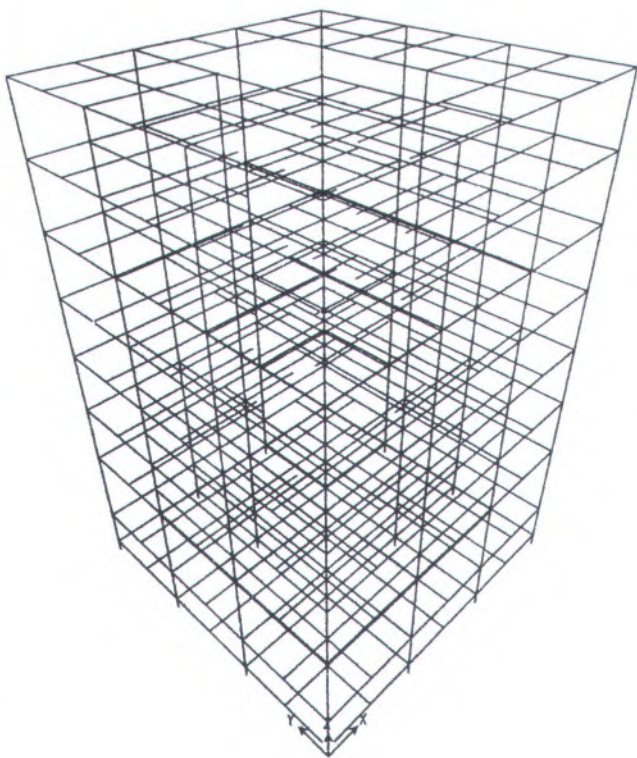


TABLE: Joint Reactions

Joint Text	OutputCase Text	U1 Kgf	U2 Kgf	U3 Kgf	R1 Kgf-m	R2 Kgf-m	R3 Kgf-m
494	DEAD	8728,57	6292,98	187376,97	1588,19	-3079,05	-48,67
494	LL	3290,41	3290,72	47050,88	1235,41	-1237,48	-2,9
494	Ex	-37145,6	-11027,2	-255431,82	41184,69	-146708,67	-559,93
494	Ey	-11696,93	-35076,43	-241410,32	137357,35	-44078,36	-107,99
495	DEAD	-1578,58	11180,68	303793,27	2481,76	-821,94	-10,46
495	LL	-672,82	6783,35	89791,2	2444,74	-312,22	-0,13
495	Ex	-63440,5	-10455,72	-45715,8	40844,98	-147456,83	-349,39
495	Ey	-19043,2	-35710,51	-183679,53	136354,56	-44251,72	-72,41
496	DEAD	1578,58	11180,68	303793,27	2481,76	821,94	10,46
496	LL	672,82	6783,35	89791,2	2444,74	312,22	0,13
496	Ex	-63433,21	-11021,48	-66348,78	40979,82	-147447,14	-370,75
496	Ey	-19018,88	-35880,24	-189869,42	136395,01	-44219,4	-143,63
497	DEAD	-8728,57	6292,98	187376,97	1588,19	3079,05	48,67
497	LL	-3290,41	3290,72	47050,88	1235,41	1237,48	2,9
497	Ex	-36780,81	-9918,9	146785,23	41234,1	-146665,29	-599,48
497	Ey	-10480,97	-34743,94	-120745,31	137372,18	-43933,76	-239,83
498	DEAD	11517,54	-938,25	294257,33	480,59	-2505,64	24,02
498	LL	6881,87	-665,65	95396,59	323,57	-2435,87	6,58
498	Ex	-32339,93	-17866	-216784,09	41348,34	-131514,04	-459,06
498	Ey	-9585,09	-59699,91	-58941,38	138031,87	-39425,38	-125,53
499	DEAD	-1511,66	-1683,58	391642,66	702,44	-406,9	12,39
499	LL	-1331,35	-1363,31	142303,8	612,49	-474,15	5,16
499	Ex	-58784,98	-18185,99	171872,77	41235,03	-134586,05	-357,44
499	Ey	-17629,83	-61098,11	63149,19	137304,89	-40376,48	-86,61
500	DEAD	1511,66	-1683,58	391642,66	702,44	406,9	-12,39
500	LL	1331,35	-1363,31	142303,8	612,49	474,15	-5,16
500	Ex	-58788,7	-18501,22	-164232,73	41139,22	-134585,58	-371,04
500	Ey	-17642,24	-61192,68	-37682,37	137276,15	-40374,94	-131,93
501	DEAD	-11517,54	-938,25	294257,33	480,59	2505,64	-24,02
501	LL	-6881,87	-665,65	95396,59	323,57	2435,87	-6,58
501	Ex	-32416,99	-17962,61	220801,97	41482,81	-131533,02	-467,09
501	Ey	-9841,97	-59728,9	72334,32	138072,21	-39488,67	-152,31
502	DEAD	11517,54	938,25	294257,33	-480,59	-2505,64	-24,02
502	LL	6881,87	665,65	95396,59	-323,57	-2435,87	-6,58
502	Ex	-32416,99	-17962,61	-220801,97	41482,81	-131533,02	467,09
502	Ey	-9841,97	-59728,9	-72334,32	138072,21	-39488,67	152,31
503	DEAD	-1511,66	1683,58	391642,66	-702,44	-406,9	-12,39
503	LL	-1331,35	1363,31	142303,8	-612,49	-474,15	-5,16
503	Ex	-58788,7	-18501,22	164232,73	41139,22	-134585,58	371,04
503	Ey	-17642,24	-61192,68	37682,37	137276,15	-40374,94	131,93
504	DEAD	1511,66	1683,58	391642,66	-702,44	406,9	12,39
504	LL	1331,35	1363,31	142303,8	-612,49	474,15	5,16
504	Ex	-58784,98	-18185,99	-171872,77	41235,03	-134586,05	357,44
504	Ey	-17629,83	-61098,11	-63149,19	137304,89	-40376,48	86,61

TABLE: Joint Reactions

Joint Text	OutputCase Text	U1 Kgf	U2 Kgf	U3 Kgf	R1 Kgf-m	R2 Kgf-m	R3 Kgf-m
505	DEAD	-11517,54	938,25	294257,33	-480,59	2505,64	24,02
505	LL	-6881,87	665,65	95396,59	-323,57	2435,87	6,58
505	Ex	-32339,93	-17866	216784,09	41348,34	-131514,04	459,06
505	Ey	-9585,09	-59699,91	58941,38	138031,87	-39425,38	125,53
506	DEAD	8728,57	-6292,98	187376,97	-1588,19	-3079,05	48,67
506	LL	3290,41	-3290,72	47050,88	-1235,41	-1237,48	2,9
506	Ex	-36780,81	-9918,9	-146785,23	41234,1	-146665,29	599,48
506	Ey	-10480,97	-34743,94	120745,31	137372,18	-43933,76	239,83
507	DEAD	-1578,58	-11180,68	303793,27	-2481,76	-821,94	10,46
507	LL	-672,82	-6783,35	89791,2	-2444,74	-312,22	0,13
507	Ex	-63433,21	-11021,48	66348,78	40979,82	-147447,14	370,75
507	Ey	-19018,88	-35880,24	189869,42	136395,01	-44219,4	143,63
508	DEAD	1578,58	-11180,68	303793,27	-2481,76	821,94	-10,46
508	LL	672,82	-6783,35	89791,2	-2444,74	312,22	-0,13
508	Ex	-63440,5	-10455,72	45715,8	40844,98	-147456,83	349,39
508	Ey	-19043,2	-35710,51	183679,53	136354,56	-44251,72	72,41
509	DEAD	-8728,57	-6292,98	187376,97	-1588,19	3079,05	-48,67
509	LL	-3290,41	-3290,72	47050,88	-1235,41	1237,48	-2,9
509	Ex	-37145,6	-11027,2	255431,82	41184,69	-146708,67	559,93
509	Ey	-11696,93	-35076,43	241410,32	137357,35	-44078,36	107,99

DISTRIBUSI BEBAN VERTIKAL+ MOMEN "9 PILE" (DENGAN S = 3D)

Joint Text	Pv kg	Mx kg.m	My kg.m	Hx kg	Hv kg	Mx' kg.m	My' kg.m	P1 kg	P2 kg	P3 kg	P4 kg	P5 kg
494	620602,766	152536,357	-164248,708	52673,659	47968,29	215744,7478	-106686,76	56838,30869	44984,22424	33130,1398	80809,94733	68955,86289
495	649298,74	153534,554	-161866,506	-71404,86	56811,256	67848,722	-93692,9988	75015,89076	64605,55756	54195,22436	82554,63764	72144,30444
496	661678,524	153615,456	161847,12	71390,274	57150,714	239283,7848	230427,9768	21329,64027	46932,7488	72535,85733	47916,72747	73519,836
497	403309,487	152566,01	164161,948	-51944,081	47303,31	90233,1128	220925,92	10238,93936	34786,2638	59333,58824	20264,84078	44812,16522
498	682440,424	151240,532	148283,164	53614,867	-66663,61	215578,3724	68286,832	44286,13551	51873,56129	59460,98707	68239,288	75826,71378
499	783083,987	150990,329	-147580,044	-66916,939	-69600,797	70690,0022	-231101	104832,7761	79154,8872	53476,99827	112687,2208	87009,33189
500	767803,901	150932,846	147579,112	66924,382	-69789,936	231242,1044	63831,1888	52525,62309	59617,9774	66710,33171	78219,19024	85311,54456
501	690476,186	151321,213	148321,131	-53768,991	-66721,583	86798,4238	68255,2314	59491,39231	67075,30691	74659,22151	69135,66162	76719,57622
502	690476,186	-151321,213	-148321,131	53768,991	66721,583	-86798,4238	-68255,2314	93947,76013	86363,84553	78779,93093	84303,49082	76719,57622
503	767803,901	-150932,846	-147579,112	-66924,382	69789,936	-231242,104	-63831,1888	118097,466	111005,1117	103912,7574	92403,89887	85311,54456
504	783083,987	-150990,329	-147580,044	66916,939	69600,797	-70690,0022	-64059,0876	101981,453	94863,77658	87746,10018	94127,00829	87009,33189
505	682440,424	-151240,532	148283,164	-53614,867	66663,61	-215578,372	228279,496	74415,47782	99779,86627	125144,2547	50462,32533	75826,71378
506	403309,487	-152566,01	-164161,948	51944,081	-47303,31	-90233,1128	-220925,92	79385,39109	54838,06664	30290,7422	69359,48967	44812,16522
507	661678,524	-153615,456	-161847,12	-71390,274	-57150,714	-239283,785	-230427,977	125710,0317	100106,9232	74503,81467	99122,94453	73519,836
508	649298,74	-153534,554	161866,506	71404,86	-56811,256	-67848,722	93692,9988	69272,71813	79683,05133	90093,38453	61733,97124	72144,30444
509	620602,766	-152536,357	164248,708	-52673,659	-47968,29	-215744,748	106686,76	81073,41709	92927,50153	104781,586	57101,77844	68955,86289

$$\Sigma x^2 = 13,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 13,5 \text{ m}^2$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$y = 1,5 \text{ m}$$

DISTRIBUSI BEBAN VERTIKAL+ MOMEN "9 PILE" (DENGAN S = 3D)

Pijin = 158864 kg

Joint Text	Pv kg	Mx kg.m	My kg.m	Hx kg	Hy kg	Mx' kg.m	My' kg.m	P6 kg	P7 kg	P8 kg	P9 kg	Pmaks kg	Pmaks < Pijin kg
494	620602,766	152536,357	-164248,708	52673,659	47968,29	215744,7478	-106686,76	57101,77844	104781,586	92927,50153	81073,41709	104781,586	ok
495	649298,74	153534,554	-161866,506	-71404,86	56811,256	67848,722	-93692,9988	61733,97124	90093,38453	79683,05133	69272,71813	90093,38453	ok
496	661678,524	153615,456	161847,12	71390,274	57150,714	239283,7848	230427,9768	99122,94453	74503,81467	100106,9232	125710,0317	125710,0317	ok
497	403309,487	152566,01	164161,948	-51944,081	47303,31	90233,1128	220925,92	69359,48967	30290,7422	54838,06664	79385,39109	79385,39109	ok
498	682440,424	151240,532	148283,164	53614,867	-66663,61	215578,3724	68286,832	83414,13956	92192,44049	99779,86627	107367,292	107367,292	ok
499	783083,987	150990,329	-147580,044	-66916,939	-69600,797	70690,0022	-231101	61331,44296	120541,6655	94863,77658	69185,88764	120541,6655	ok
500	767803,901	150932,846	147579,112	66924,382	-69789,936	231242,1044	63831,1888	92403,89887	103912,7574	111005,1117	118097,466	118097,466	ok
501	690476,186	151321,213	148321,131	-53768,991	-66721,583	86798,4238	68255,2314	84303,49082	78779,93093	86363,84553	93947,76013	93947,76013	ok
502	690476,186	-151321,213	-148321,131	53768,991	66721,583	-86798,4238	-68255,2314	69135,66162	74659,22151	67075,30691	59491,39231	93947,76013	ok
503	767803,901	-150932,846	-147579,112	-66924,382	69789,936	-231242,104	-63831,1888	78219,19024	66710,33171	59617,9774	52525,62309	118097,466	ok
504	783083,987	-150990,329	-147580,044	66916,939	69600,797	-70690,0022	-64059,0876	79891,65549	86272,5636	79154,8872	72037,2108	101981,453	ok
505	682440,424	-151240,532	148283,164	-53614,867	66663,61	-215578,372	228279,496	101191,1022	26509,17284	51873,56129	77237,94973	125144,2547	ok
506	403309,487	-152566,01	-164161,948	51944,081	-47303,31	-90233,1128	-220925,92	20264,84078	59333,58824	34786,2638	10238,93936	79385,39109	ok
507	661678,524	-153615,456	-161847,12	-71390,274	-57150,714	-239283,785	-230427,977	47916,72747	72535,85733	46932,7488	21329,64027	125710,0317	ok
508	649298,74	-153534,554	161866,506	71404,86	-56811,256	-67848,722	93692,9988	82554,63764	54195,22436	64605,55756	75015,89076	90093,38453	ok
509	620602,766	-152536,357	164248,708	-52673,659	-47968,29	-215744,748	106686,76	80809,94733	33130,1398	44984,22424	56838,30869	104781,586	ok

$$\Sigma x^2 = 13,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma y^2 = 13,5 \text{ m}^2$$

$$x = 1,5 \text{ m}$$

$$y = 1,5 \text{ m}$$

ANALISA DAYA DUKUNG LATERAL
(Deformasi Lateral, Momen, Sudut dan Gaya Geser)
Pada kedalaman 0 m dan Tiang terjepit Penuh

1. TIANG TUNGGAL

Joint Text	Qg (ton)	Y	M	S	V
494	4,517	0,0042	-8,8124	-0,0020	4,5172
495	7,684	0,0071	-14,9899	-0,0034	7,6837
496	7,682	0,0071	-14,9867	-0,0034	7,6821
497	4,436	0,0041	-8,6543	-0,0019	4,4361
498	7,229	0,0066	-14,1025	-0,0032	7,2289
499	7,395	0,0068	-14,4264	-0,0032	7,3949
500	7,416	0,0068	-14,4674	-0,0032	7,4159
501	7,235	0,0066	-14,1151	-0,0032	7,2353
502	7,235	0,0066	-14,1151	-0,0032	7,2353
503	7,416	0,0068	-14,4674	-0,0032	7,4159
504	7,395	0,0068	-14,4264	-0,0032	7,3949
505	7,407	0,0068	-14,4502	-0,0032	7,4071
506	4,436	0,0041	-8,6543	-0,0019	4,4361
507	7,682	0,0071	-14,9867	-0,0034	7,6821
508	7,684	0,0071	-14,9899	-0,0034	7,6837
509	4,517	0,0042	-8,8124	-0,0020	4,5172

2. TIANG KELOMPOK

(Tanah mempunyai pengaruh yang sangat kecil sehingga inersianya tidak diperhitungkan)

Joint Text	Qg (ton)	Y	M	S	V
494	40,655	0,009	-414,314	-0,001	40,655
495	69,153	0,015	-704,746	-0,001	69,153
496	69,139	0,015	-704,597	-0,001	69,139
497	39,925	0,008	-406,878	-0,001	39,925
498	65,060	0,014	-663,026	-0,001	65,060
499	66,554	0,014	-678,254	-0,001	66,554
500	66,743	0,014	-680,181	-0,001	66,743
501	65,118	0,014	-663,617	-0,001	65,118
502	65,118	0,014	-663,617	-0,001	65,118
503	66,743	0,014	-680,181	-0,001	66,743
504	66,554	0,014	-678,254	-0,001	66,554
505	66,664	0,014	-679,372	-0,001	66,664
506	39,925	0,008	-406,878	-0,001	39,925
507	69,139	0,015	-704,597	-0,001	69,139
508	69,153	0,015	-704,746	-0,001	69,153
509	40,655	0,009	-414,314	-0,001	40,655

ANALISA DAYA DUKUNG LATERAL
 (Deformasi Lateral, Momen, Sudut dan Gaya Geser)
 Pada kedalaman 0 m dan Tiang terjepit Penuh

3. TIANG KELOMPOK
 (Tiang Pancang beserta tanah dianggap beton)

Joint Text	Qg (ton)	Y	M	S	V
494	40,655	0,0042	-647,8565	-0,0002	40,6547
495	69,153	0,0071	-1102,0016	-0,0004	69,1535
496	69,139	0,0071	-1101,7691	-0,0004	69,1389
497	39,925	0,0041	-636,2303	-0,0002	39,9251
498	65,060	0,0067	-1036,7652	-0,0004	65,0597
499	66,554	0,0068	-1060,5762	-0,0004	66,5539
500	66,743	0,0068	-1063,5902	-0,0004	66,7430
501	65,118	0,0067	-1037,6891	-0,0004	65,1177
502	65,118	0,0067	-1037,6891	-0,0004	65,1177
503	66,743	0,0068	-1063,5902	-0,0004	66,7430
504	66,554	0,0068	-1060,5762	-0,0004	66,5539
505	66,664	0,0068	-1062,3243	-0,0004	66,6636
506	39,925	0,0041	-636,2303	-0,0002	39,9251
507	69,139	0,0071	-1101,7691	-0,0004	69,1389
508	69,153	0,0071	-1102,0016	-0,0004	69,1535
509	40,655	0,0042	-647,8565	-0,0002	40,6547



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S. SIDHARTA, MSc. PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

- S = 30

SKALA

JUDUL GAMBAR

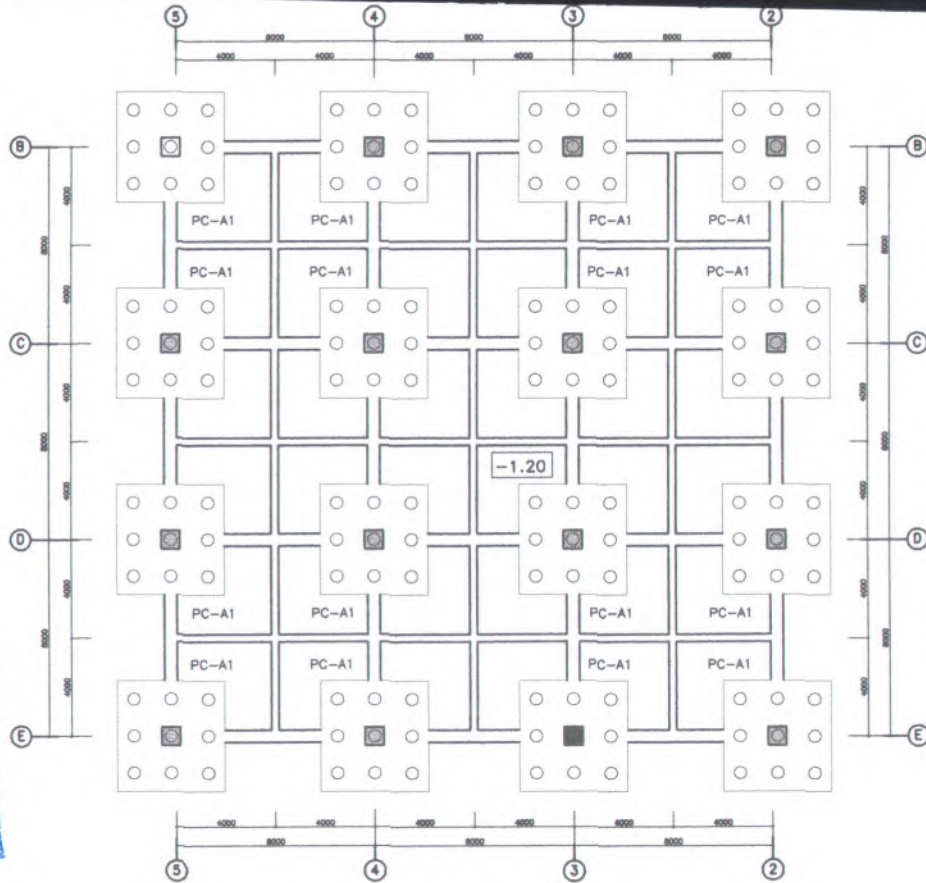
TANGGAL

NO. GAMBAR

JUMLAH LER

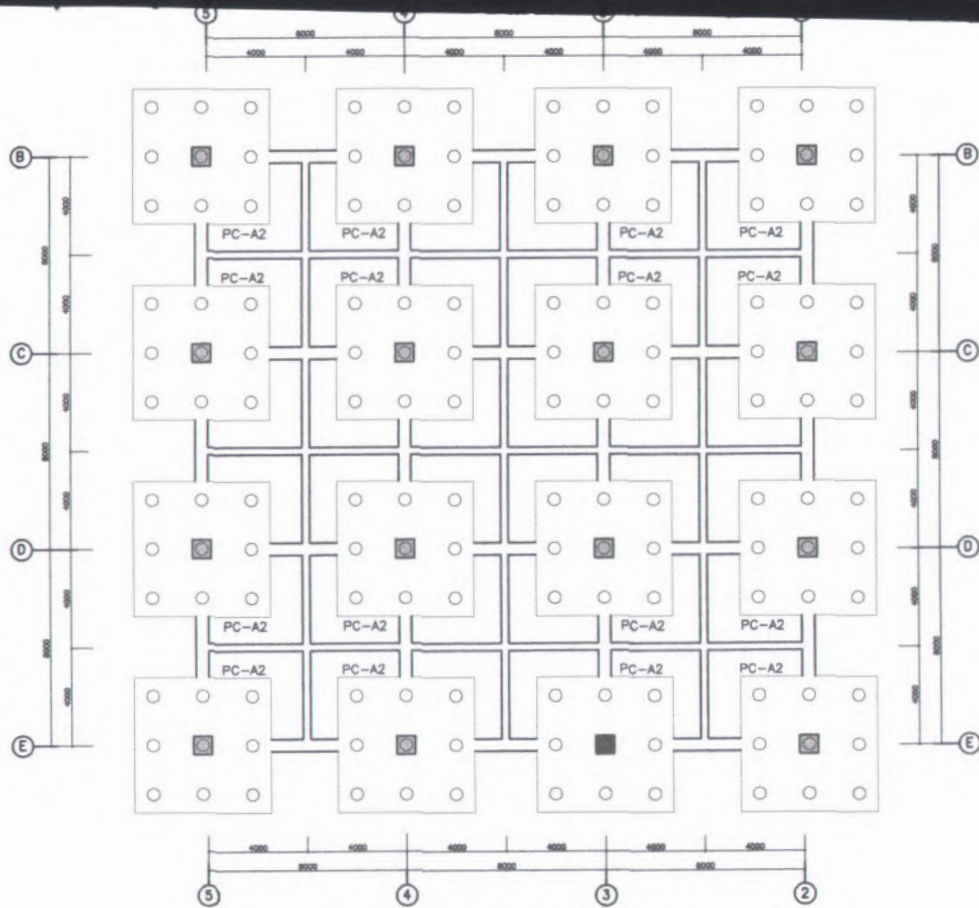
01-A

06



DENAH PONDASI TIANG PANGCANG

1 : 100



DENAH PONDASI TIANG PANGCANG

T.1.100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S. SIDHARTA, MSc.PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

- 5 = 40

SKALA

JUDUL GAMBAR

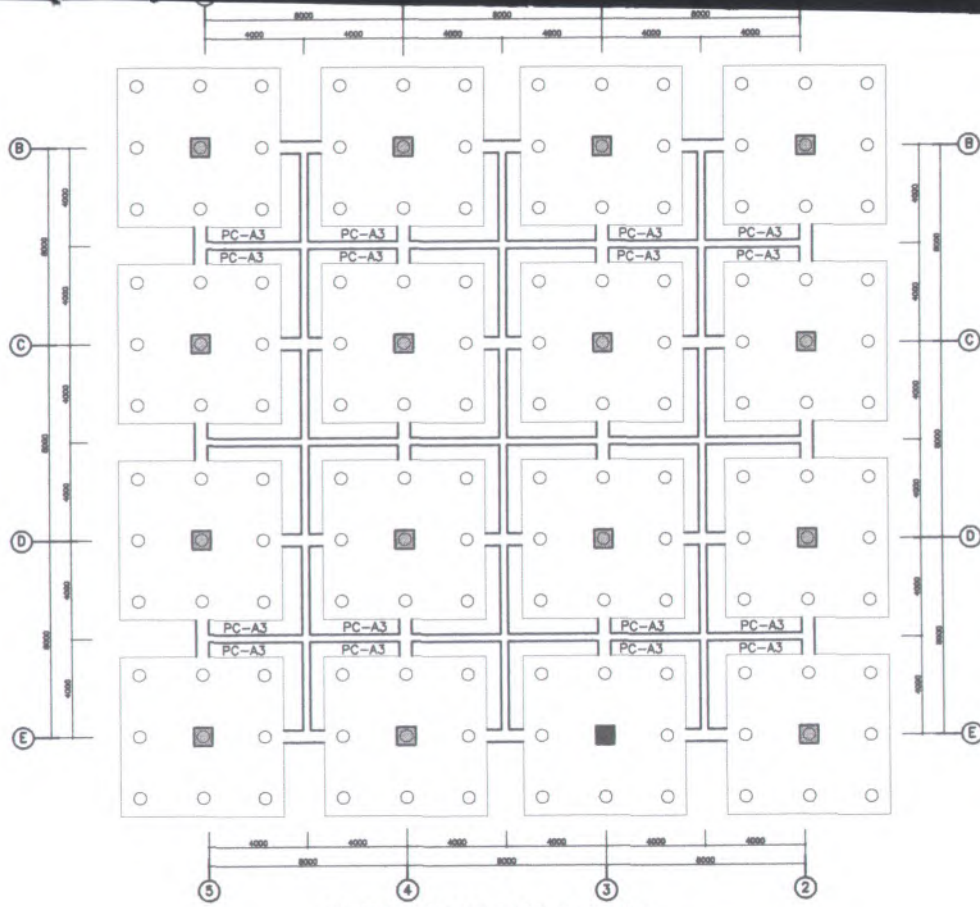
TANGGAL

NO.GAMBAR

JUMLAH LBR

01

06



DENAH PONDASI TIANG PANCANG

1:100



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S SIDHARTA, MSc.PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

- S = 50

SKALA	JUDUL GAMBAR

TANGGAL	NO.GAMBAR	JUMLAH LBR
	01	08

01 08



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

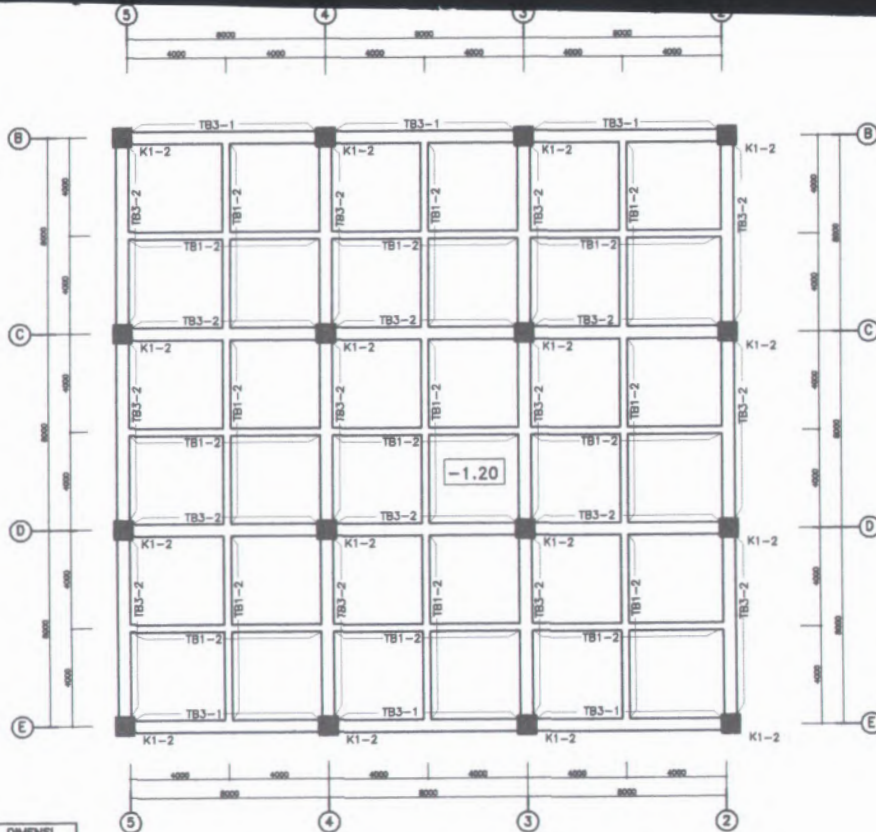
Ir. ANANTA S SIDHARTA, MSc.PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

SKALA	JUDUL GAMBAR	
TANGGAL	NO. GAMBAR	JUMLAH LBR
	02	06



KODE	DIMENSI
TB1	300X500
TB3	500X750
K1	750X750

DENAH TIEBEAM & KOLOM LT. GROUND



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S.SIDHARTA, MSc.Phd

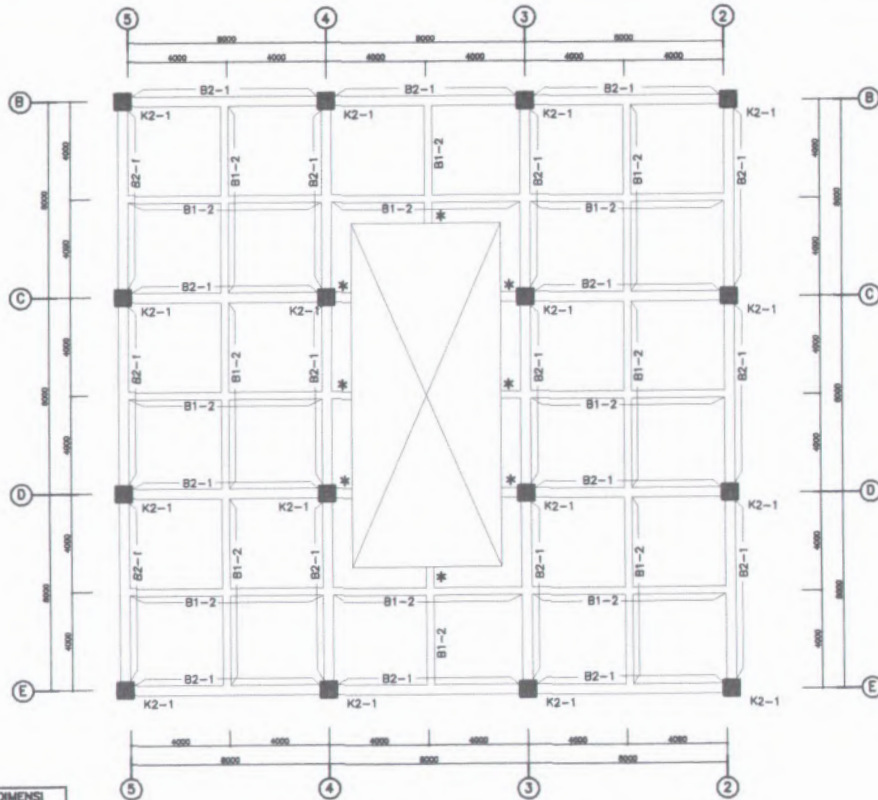
MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

SKALA	JUDUL GAMBAR

TANGGAL	NO.GAMBAR	JUMLAH LBR
	04	06



KODE	DIMENSI
B1	300X500
B2	400X800
K2	700X700

DENAH BALOK & KOLOM LT.2,3,4

NOTE :

- * ADALAH TYPE BALOK DENGAN DIMENSI/UKURAN SAMA DENGAN BALOK YANG SEDIKIS



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S. SIDHARTA, MSc, PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

CATATAN

SKALA

JUDUL GAMBAR

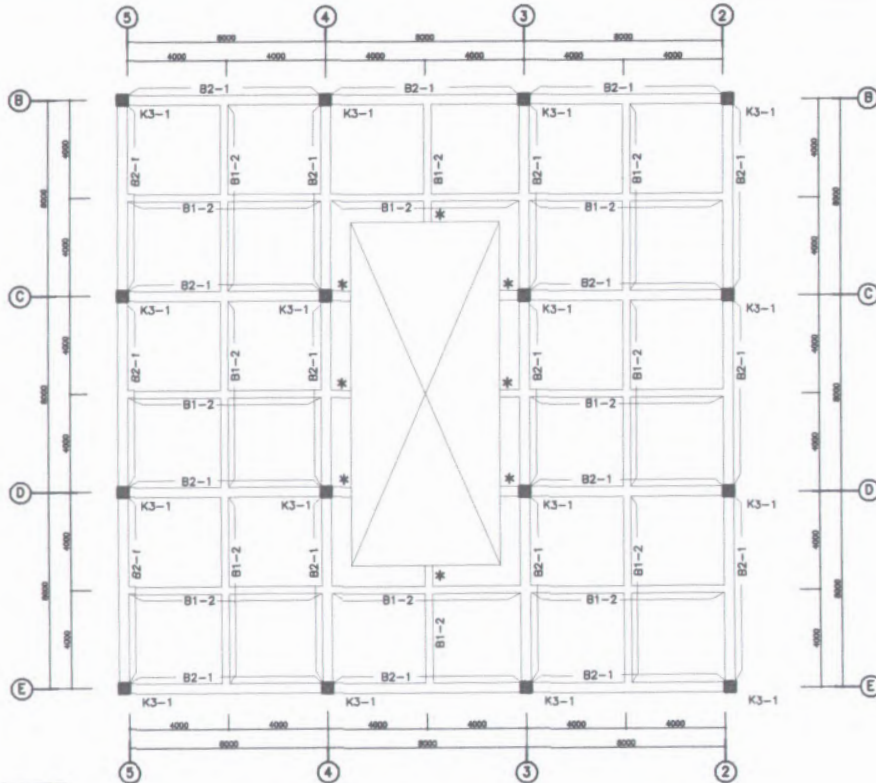
TANGGAL

NO. GAMBAR

JUMLAH LEM

05

06



KODE	DIMENSI
B1	300x500
B2	400x600
K3	800x600

DENAH BALOK & KOLOM LT.5,6,7

NOTE :

- * ADALAH TYPE BALOK DIMANA DIMENSI/UKURAN SAMA DENGAN BALOK YANG SEDANG



INSTITUT TEKNOLOGI
SEPULUH NOPEMBER
SURABAYA

FAKULTAS TEKNIK SIPIL
DAN PERENCANAAN

TUGAS AKHIR
(PS-1380)

DOSEN PEMBIMBING

Ir. ANANTA S SIDHARTA, MSc.PhD

MAHASISWA

Rr. DENOK DWI K.
3107 100 552

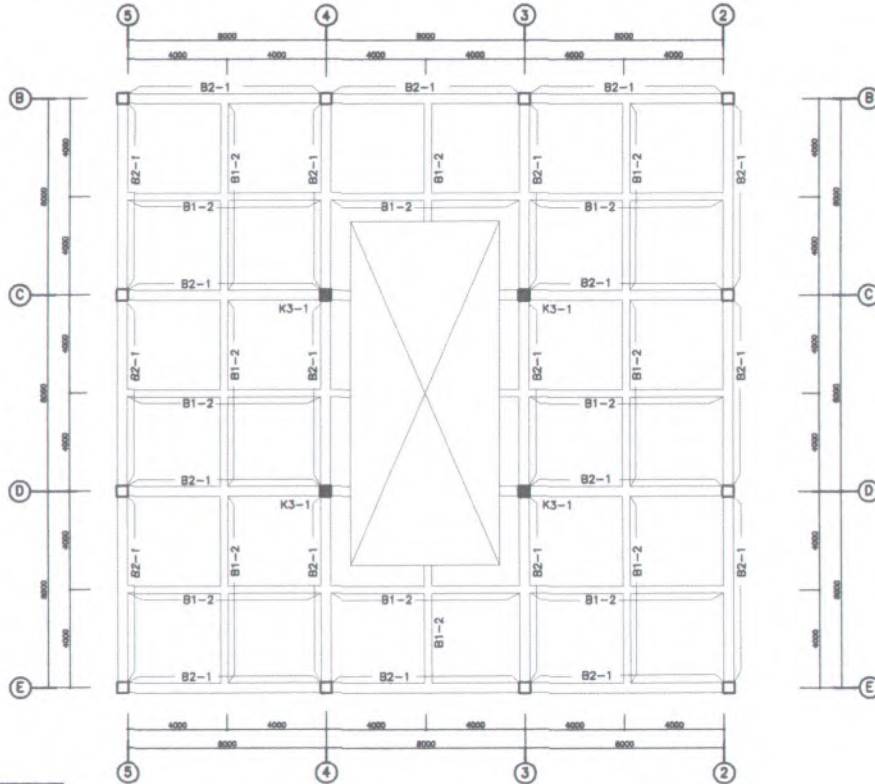
CATATAN

SKALA	JUDUL GAMBAR
-------	--------------

TANGGAL	NO. GAMBAR	JUMLAH LBR
---------	------------	------------

06

06



DENAH BALOK & KOLOM LT. ATAP

KODE	DIMENSI
B1	3000x500
B2	4000x500
K3	6000x600

NOTE :

- * ADALAH TYPE BALOK DIMANA DIMENSI/ARAHAN SAMA DENGAN BALOK YANG SEDANG

LEMBAR KEGIATAN ASISTENSI TUGAS AKHIR
PROGRAM SARJANA LINTAS JALUR JURUSAN TEKNIK SIPIL FTSP-ITS

MA PEMBIMBING : Ir. ANANTA S.S. MSc. PhD.
 MA MAHASISWA : Rr. Denof Dwi K.
 JUDUL TUGAS AKHIR : PERANCANGAN T. PANCANG
 MATA KULIAH : _____

NRP: 3107 100 552

TANGGAL	KEGIATAN		PARAF
	REALISASI	RENCANA MINGGU DEPAN	ASISTEN
1-5-09	Denah & Potongan	Modifikasi denah	
8-5-09	Beban gempa	SAP	
15-5-09	%d beban/reaksi kolom	Cek perhitungan	
19-5-09	%d daya dukung TP	Perpanjang max 100 kg/cm	
22-5-09	Dgn 12 tang	Coba swetas	
29-5-09	%d daya dukung kelompok	Cari beban kolom per kolom	
12-6-09	%d efisiensi lateral	coba Ip Total kelompok, jarak tang 4D, 5D. Brooks dari H	
17-6-09	efisiensi 3,4, 5D	cek $\frac{3}{d} \text{ atau } \frac{d}{5}$ H toggle = $\frac{H_{total}}{n}$ BMS pakai tabel	
23-6-09	%d efisiensi	Ef 5D > 3D - abstrak, kesimpulan	
29-6-09	abstrak & kesimpulan	kesimpulan di sen. per rsm	

BIOGRAFI PENULIS



Penulis dilahirkan di Lamongan, 25 Juli 1985, merupakan anak kedua dari tiga bersaudara. Penulis telah menempuh pendidikan formal yaitu SDN 1 Latukan, SLTPN 1 Karanggeneng, SMUN2 Lamongan. Setelah lulus SMU tahun 2003, penulis diterima di D3-Teknik Sipil ITS program studi Bangunan Gedung. Pada tahun 2007 penulis melanjutkan kuliah di jurusan Teknik Sipil FTSP-ITS untuk mendapatkan gelar Sarjana Teknik, dan terdaftar dengan NRP 3107 100 552. Di jurusan Teknik Sipil ini penulis mengambil bidang studi Struktur dan mengambil Tugas Akhir “Perancangan Tiang Pancang Gedung PT. Trijaya Kartika Yang Telah Dimodifikasi Dengan Perhatian Khusus Efisiensi Lateral Yang Dihitung Menggunakan Metode Elastis”.