TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN GEDUNG SARI ROTI PT. NIPPON INDOSARI CORPINDO CIKARANG - BEKASI

Diajukan Kepada Universitas Islam Indonesia Yogyakarta Untuk Memenuhi
Persyaratan Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu Teknik Sipil



Budi Dwi Saputro
02 511 128

JURUSAN TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA
YOGYAKARTA
DESEMBER 2011

TUGAS AKHIR

ANALISIS KAPASITAS DUKUNG FONDASI TIANG PANCANG PADA PEMBANGUNAN GEDUNG SARI ROTI PT. NIPPON INDOSARI CORPINDO CIKARANG - BEKASI

Diajukan Kepada Univesitas Islam Indonesia Untuk Memenuhi Persyaratan
Memperoleh Derajat Sarjana Strata Satu (S1) Teknik Sipil

Budi Dwi Saputro
02 511 128

Disahkan Oleh:

Pembimbing:

(Dr. Ir. H. Edy Purwanto, CES, DEA)
Tanggal: 8-01-2012

Ketua Jurusan:

(Ir. H. Suharyatmo, MT)
Tanggal: 9/1/2012

PERNYATAAN BEBAS PLAGIATISME

Dengan ini saya menyatakan bahwa dalam tugas akhir ini tidak terdapat karya yang pernah diajukan orang lain untuk memperoleh gelar kesarjanaan di jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia dan sepanjang pengetahuan saya juga tidak terdapat karya atau pendapat yang pernah ditulis atau diterbitkan oleh orang lain, kecuali yang secara tertulis diacu dalam naskah ini dan disebutkan dalam referensi.

Apabila dikemudian hari terbukti bahwa pernyataan ini tidak benar, saya sanggup menerima sanksi apapun sesuai dengan peraturan yang berlaku.

Yogyakarta, Desember 2011

Penyusun

Budi Dwi Saputro

ABSTRAK

Perkembangan struktur bangunan bagian atas yang begitu pesat harus diimbangi pula dengan struktur bangunan bawah atau pondasi yang sesuai. Pondasi tiang pancang digunakan apabila kondisi tanah keras di bawah bangunan yang mampu memikul beban terletak cukup dalam di bawah permukaan tanah. Secara umum pondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban dalam arah vertikal maupun arah horisontal.

Pada pembangunan *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* ini, terdiri dari 2 lantai menggunakan struktur rangka baja. Luas bangunan total kurang lebih 4081,15 m^2, bangunan ini terletak pada kawasan *Industri Jababeka* XVIIB No. U33 Cikarang. Dengan kondisi tanah setempat dimana nilai N-SPT = 35 terletak pada kedalaman 15 m dari muka tanah, tanah tersebut berupa lanau kelempungan terendam air dengan beban yang cukup besar, menggunakan pondasi tiang mini Franki MF-32. Dalam analisis ukuran tiang yang digunakan adalah ▲ 32 x 32 x 32 cm sesuai dengan kondisi riil di lapangan. Pondasi tiang yang dipakai adalah pondasi tiang vertikal dengan jumlah tiang 4 buah dan panjang tiang 15 m.

Dari hasil analisis berdasarkan data SPT bahwa dengan metode *Meyerhoff* (1976) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai Qpg = 430,43 ton sedangkan menggunakan metode *Sosrodarsono* (1988) kapasitas dukung tiang pancang diperoleh nilai Qpg = 145,54 ton. Nilai analisis tiang pancang dengan menggunakan metode *Meyerhoff* (1976) lebih besar dari nilai perhitungan metode *Sosrodarsono* (1988), dan penurunan tiang pancang diperoleh nilai Sg = 0,01396 m

Kata Kunci : Kapasitas Dukung, Pondasi, Tiang Pancang, Uji SPT dan Penurunan.

DAFTAR TABEL

		Halaman
Tabel 3.1	Kriteria jenis perilaku	30
Tabel 3.2	Nilai-nilai n_h untuk tanah kohesif	30
Tabel 3.3	Intensitas gaya geser dinding tiang	38
Tabel 3.4	Faktor keamanan untuk pondasi tiang	40
Tabel 3.5	Nilai Koefisien C_p	49
Tabel 3.6	Modulus Elastisitas berbagai jenis tanah dan bahan tiang pancang	50
Tabel 3.7	Harga Poisson's Ratio	50
Tabel 5.1	Ukuran profil pada balok lantai (lantai 2) dan atap	68
Tabel 5.2	Ukuran profil pada kolom	68
Tabel 5.3	Hasil koefisien gempa dasar	94
Tabel 5.4	Beban gempa arah X	95
Tabel 5.5	Beban gempa arah Y	95
Tabel 5.6	Hasil perhitungan Sap2000 untuk arah X	114
Tabel 5.7	Hasil perhitungan Sap2000 untuk arah Y	114
Tabel 5.8	Gaya geser pada keliling permukaan tiang	134

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Hasil Uji Penyelidikan Tanah
Lampiran 2 *Output* SAP 2000
Lampiran 3 Gambar Struktur Bangunan

DAFTAR NOTASI

fc’ = kuat desak beton (MPa)

P = gaya tekan Aksial (ton)

A = Luas penampang (m^2)

σ_{ijin} = tegangan ijin kolom (ton/m^2)

Mx,My = momen masing – masing di sumbu x dan y (tm)

x,y = jarak dari sumbu x dan y ke tiang (m)

$\sum x^2 , \sum y^2$ = momen di cek dari kelompok tiang

βc = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat yang bekerja atau bidang reaksi

α_s = faktor untuk jenis kolom

b_o = panjang keliling penampang kritis geser dua arah (m)

qu = total berat bangunan dibagi luasan *pile cap* (ton/m^2)

Lm = lengan momen (jarak dari pusat reaksi tiang ke muka kolom) *(*m)

M = momen yang terjadi (ton-m)

S = modulus penampang tiang (m^3)

q_p = Unit daya dukung ujung (ton/m^2)

q_s = Unit tahanan gesek (ton/m^2)

q_{c1} = nilai tekanan Konus pada titik yang terletak 8.D di atas ujung tiang (ton/m^2)

q_{c2} = nilai tekanan konus pada daerah yang terletak (0,70.D s/d 4.D) di bawah ujung tiang (ton/m^2)

A_p = luas penampang tiang (m^2)

A_s = luas selimut tiang (m^2)

SF = angka aman

Qp = kapasitas dukung tiang tahanan ujung (ton)

Qs = kapasitas dukung selimut tiang (ton)

Q_{ult} = kapasitas dukung ultimit pondasi tiang pancang (ton)

Qa = kapasitas dukung ijin tiang (ton)

N_b = nilai N-SPT pada elevasi dasar tiang

N = nilai N-SPT rata-rata sepanjang tiang

D = diameter / sisi tiang (m)

m = jumlah tiang dalam deretan baris

n = jumlah tiang dalam deretan kolom

s = jarak antar as tiang (m)

p = keliling dari penampang tiang (m)

Lg = Panjang Blok (m)

Bg = Lebar Blok (m)

fs = tahanan selimut (ton/m2)

S_s = Penurunan akibat deformasi axial tiang.(m)

S_p = penurunan dari ujung tiang (m)

S_{ps} = penurunan tiang akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang (m)

S_g = Penurunan kelompok tiang (m)

B_g = Lebar kelompok tiang (m)

C_p = Koefisien empiris .

E_s = Modulus elastisitas tanah (ton/m^2)

V_s = *poisson ratio* tanah

I_{ws} = faktor pengaruh

E_p = modulus elastisitas tiang (ton/m^2)

L = panjang tiang (m)

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 LATAR BELAKANG

Di dalam proyek suatu konstruksi, hal yang paling penting salah satunya adalah fondasi dikarenakan berfungsi untuk meneruskan beban struktur di atasnya kelapisan tanah di bawahnya. Ditinjau dari segi pelaksanaan, ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang baik dan sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan meskipun macam fondasi yang sesuai telah dipilih dengan perencanaan yang memadai, serta struktur fondasi yang telah dipilih itu di lengkapi dengan pertimbangan mengenai kondisi tanah fondasi dan batasan – batasan struktur.

Setiap fondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang telah ditentukan, termasuk mendukung beban maksimum yang mungkin terjadi. Jenis fondasi yang sesuai dengan tanah pendukung yang terletak pada kedalaman 10 meter di bawah permukaan tanah adalah fondasi tiang. (Suyono Sosrodarsono dan Kazuto Nakazawa, 1990).

Pada pembangunan *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* ini, terdiri dari 2 lantai menggunakan struktur rangka baja. Luas bangunan total kurang lebih 4081,15 m^2, bangunan ini terletak pada kawasan *Industri Jababeka* XVIIB No. U33 Cikarang. Adapun penyelidikan geoteknik yang dilakukan adalah penyelidikan lapangan (*In Situ Test*) yang terdiri dari *Standart Penetration Test* (SPT) dan Sondir serta uji laboratorium. Dari hasil SPT yang dilakukan pada tiga titik dapat dijelaskan bahwa sistem pelapisan tanah dilokasi tersebut hampir seragam, baik dari jenis tanah maupun kekuatan tanah pada setiap lapisan. Lapisan tanah terdiri dari timbunan berkisar dari 0,0 – 2.50 m merupakan *(lempung kelanauan, sedang, coklat gelap kemerahan campur abu-abu dan coklat kekuningan)*, pada 2,50 m – 6,50 m adalah *(Lempung kelanauan*, *teguh, coklat dan abu-abu)* sedangkan lapisan tanah pada kedalaman 6,50 m – 10.50 m adalah (*lanau kelempungan, sangat teguh, coklat dan abu-abu)* pada kedalaman 10.50 –

15.40 (*Lanau kelempungan, keras, coklat gelap*) kedalaman 15,40 – 19,95 m adalah (*Lanau kelempungan, keras, abu-abu gelap)*. Lapisan sangat padat pada kedalaman 15,50 m. Pada saat penyelidikan di lapangan muka air tanah terdapat pada kedalaman antara 5,50 – 6,00 m di bawah muka tanah.

Dengan kondisi tanah setempat dimana nilai N-SPT = 40 terletak pada kedalaman – 15,00 m dari muka tanah, tanah tersebut berupa lanau kelempungan terendam air dengan beban yang cukup besar, menggunakan pondasi tiang mini. Dari analisis harga dan pertimbangan pelaksanan di atas maka pada Proyek *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* menggunakan pondasi tiang mini dengan jenis tiang mini *Franki MF-32*. Selain pertimbangan tersebut diatas, pemilihan ini sangat tepat karena karena lokasi relatif jauh dengan pemukiman penduduk sehingga getaran yang ditimbulkan dari proses pemancangan pondasi tidak mengganggu stabilitas bangunan pemukiman warga di sekitar *Pabrik Sari Roti*.

Setelah memperhatikan alasan – alasan tertentu seperti karakteristik tanah, beban struktur atas, lingkungan sekitar proyek maka pada pembangunan Pabrik *Sari Roti* ini digunakan fondasi tiang pancang. Pembuatan fondasi tiang pancang di lakukan dipabrik, kemudian dibawa kelokasi proyek. Fondasi tiang pancang terdiri dari beberapa tiang dalam satu kelompok yang disatukan dengan *pile cap*, karena momen lentur struktur atas dan beban aksial yang akan didukung pondasi cukup besar. *Pile cap* dipakai untuk mendistribusikan beban ke seluruh tiang.

1.2 RUMUSAN MASALAH

Rumusan masalah dalam penelitian tugas akhir ini adalah seberapa besar kapasitas dukung dan berapa besarnya penurunan fondasi tiang pancang mini *Franki MF-32* pada Gedung *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* berdasarkan data N-SPT.

1.3 TUJUAN PENELITIAN

Tujuan penelitian tugas akhir ini adalah untuk mengetahui kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang mini *Franki* MF-32 pada gedung *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo*.

1.4 BATASAN MASALAH

Agar hasil penelitian optimal dan kemudahan dalam perencanaan fondasi tiang pancang ini, maka diberikan batasan – batasan sebagai berikut ini.

1. Data yang dipakai adalah data yang berkaitan dengan "Proyek Pembangunan *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo Cikarang – Bekasi (Jawa Barat)*" .
2. Mekanisme tranfer pembebanan pada bangunan atas menggunakan program SAP2000.
3. Fondasi adalah dari beton bertulang K500 dengan tampang segitiga bersisi 32 cm dan panjang tiang 15 m.
4. Tebal *pile cap* yang digunakan adalah 60 cm.
5. Data Geoteknik yang digunakan adalah hasil penyelidikan tanah lokasi proyek Pembangunan *Pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo Cikarang – Bekasi (Jawa Barat)*" .
6. Metode analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang menggunakan metode statis berdasarkan uji N-SPT.
7. Analisis beban yang bekerja pada struktur menggunakan Tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah tinggal dan gedung 1983.
8. Faktor gempa adalah termasuk wilayah gempa 4, jenis tanah lunak maka nilai koefisien gempa dasar (C) = 0,05. Berdasarkan PPKG 1987, bangunan pabrik dengan daktilitas tinggi diperoleh nilai I = 1,0 dan nilai K = 1,0
9. Sambungan antara tiang pancang tidak diperhitungkan.

1.5 MANFAAT PENELITIAN

Dari penelitian tugas akhir ini, penyusun berharap dapat memberikan pemahaman mengenai kapasitas dukung fondasi tiang pancang dan penurunan fondasi tiang pancang pada bangunan bertingkat serta dapat memberikan dasar dalam perencanaan pondasi, pengendalian mutu, evaluasi pondasi tiang dan pemahaman dalam bidang geoteknik.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 TINJAUAN UMUM

Secara umum fondasi tiang merupakan elemen struktur yang berfungsi meneruskan beban pada tanah, baik beban dalam arah vertikal maupun arah horizontal. Pemakaian fondasi tiang pancang pada suatu bangunan, apabila tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya, atau apabila tanah keras yang mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya tetapi letaknya sangat dalam. (Sardjono HS, 1988).

Berdasarkan tipe tiang dapat dibedakan terhadap cara tiang meneruskan beban yang diterimanya ke tanah dasar fondasi. Hal ini tergantung juga pada jenis tanah dasar fondasi yang akan menerima beban yang berkerja, yaitu :

1. bila ujung tiang mencapai tanah keras atau tanah baik dengan kuat dukung tinggi, maka beban yang diterima tiang akan diteruskan ke tanah dasar fondasi melalui ujung tiang. Jenis tiang ini disebut *END/POINT BEARING PILE.*
2. bila tiang pancang pada tanah dengan nilai kuat gesek tinggi (jenis tanah pasir), maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan berdasarkan gesekan antara tiang dan tanah sekeliling tiang. Jenis tiang ini disebut *FRICTION PILE.*
3. bila tiang dipancang pada tanah dasar fondasi yang mempunyai nilai kohesi tinggi, maka beban yang diterima oleh tiang akan ditahan oleh pelekatan antara tanah sekitar dan permukaan tiang. Jenis tiang ini disebut *ADHESIVE PILE.* (K. Basah Suryolelono, 1994)

Pada umumnya di lapangan dijumpai tipe tiang yang merupakan kombinasi dari ke tiga hal tersebut. Keadaan ini disebabkan karena jenis tanah merupakan campuran/kombinasi tanah berbutir kasar, tanah berbutir halus dan

kadang – kadang merupakan tanah yang kompak sehingga cara tiang meneruskan beban ke tanah dasar fondasi merupakan kombinasinya.

2.2 PENELITIAN SEJENIS YANG TELAH DILAKUKAN

Penelitian – penelitian tentang tiang pancang yang pernah dilakukan sebelumnya antara lain adalah sebagai berikut :

Nama dan tahun : **M. Agus Rifan dan Dian Pitasar S (1997)**

Judul : *Analisis Pengaruh Formasi Tiang Pancang Kelompok Beton Cast In Place Pada Tanah Lunak Terhadap Kemampuan Daya Dukung.*

Rumusan masalah : Daya dukung fondasi dan penurunan yang dalam hal ini dihubungkan dengan formasi tiang pancang kelompok.

Tujuan Penelitian : Untuk menganalisis pengaruh formasi tiang pancang kelompok beton cetak ditempat *(Cast In Place)* terhadap daya dukung pada kondisi tanah lunak dan penurunan yang terjadi pada setiap formasi.

Kesimpulan :

1. Semakin besar diameter tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang yang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung. Semakin besar diameter tiang menyebabkan semakin kecil penurunan ujung tiang, hal ini disebabkan oleh kapasitas dukung ujung tiang yang semakin besar.
2. Semakin dalam kedalaman tanah (tiang semakin panjang), maka semakin besar pula kapasitas dukungnya. Semakin panjang tiang juga menyebabkan semakin besar penurunan akibat deformasi axial tiang, hal ini disebabkan kapasitas dukung ujung tiang semakin besar.

3. Formasi tiang berpengaruh terhadap besar kapasitas dukung kelompok tiang, dalam hal ini lebih disebabkan faktor efisiensi kelompok tiang. Semakin lebar formasi tiang maka semakin besar pula penurunan kelompok tiang yang terjadi.

Nama dan tahun : **Badarudin dan Yuska Herbiantoro (1997)**

Judul : *Studi Komparasi Kapasitas Dukung Fondasi Tiang Pancang Dengan Metode T – Z dan Metode Terzaghi.*

Rumusan masalah : Bagaimana kelebihan dan kekurangan dari metode *T – Z* dan metode *Terzaghi* dalam menghitung kapasitas dukung tiang pancang.

Tujuan Penelitian : Untuk memperkenalkan pemakaian metode *T – Z* dan mengatahui kapasitas dukung optimal dalam perencanaan kapasitas dukung fondasi tiang pancang terhadap metode *Terzaghi*.

Kesimpulan : 1. Penentuan angka peralihan tiang (Y_t) pada perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan menggunakan metode *T – Z* Sangat berpengaruh pada angka rasio transfer beban dan akurasi dalam hasil perhitungan.

2. Angka ketelitian yang tinggi dan toleransi kesalahan yang kecil dengan menggunakan metode *T – Z* akan didapat dengan pembagian segmen yang semakin banyak akan tetapi memerlukan waktu yang cukup lama.

3. Pada perhitungan dengan menggunakan metode *Terzaghi*, hasil perhitungan yang didapat berdasarkan jumlah hambatan pelekat lebih besar dari pada hasil perhitungan berdasarkan kohesi (c) dan sudut geser (φ).

2. Dari hasil perhitungan kapasitas dukung fondasi tiang pancang dengan menggunakan metode *T – Z* menghasilkan kapasitas dukung yang optimal dibandingkan dengan metode *Terzaghi*.

Nama dan tahun : **Sri Wijono dan Joko Imam Santoso (1997)**

Judul : *Pengaruh Formasi Kemiringan Tiang Pancang Kelompok Terhadap Kemampuan Daya Dukung Pada Tanah Non Kohesif*.

Rumusan masalah : Bagaimana pengaruh formasi kemiringan tiang pancang kelompok terhadap kemampuan daya dukung pada tanah non kohesif.

Tujuan penelitian :
1. Untuk menganalisis kemampuan daya dukung tiang pancang kelompok dengan formasi kemiringan yang berbeda.
3. Untuk mengetahui pengaruh efisiensi jarak terhadap daya dukung antara tiang tegak dengan tiang miring pada kelompok tiang.
4. Untuk menganalisis besarnya penurunan pada kelompok tiang dengan formasi tiang tegak dan tiang miring.

Kesimpulan :
1. Dari hasil perhitungan daya dukung ultimit kelompok tiang dengan volume beton dan kondisi tanah yang sama maka bentuk tiang segiempat lebih besar dari pada bentuk bulat.
2. Semakin banyak jumlah baris dan kolom dalam kelompok tiang akan semakin kecil efisiensi kelompoknya.
3. Dengan beban total yang sama, penurunan kelompok tiang akan lebih kecil bila jumlah tiang bertambah.

Nama dan tahun : **Arya Wirawan dan Wildan Fachrurrozi (1999)**

Judul : *Studi Kasus Analisis Daya Dukung Fondasi "Mini Pile" Dengan Metode "Coyle Reese" Pada Proyek USM Semarang.*

Rumusan masalah : Bagaimana daya dukung fondasi *Mini Pile* dengan metode *Coyle and Reese*.

Tujuan Penelitian : Untuk menganalisis daya dukung fondasi tunggal *mini pile* dengan metode *coyle and reese* dan daya dukung kelompok tiang serta penurunan yang terjadi pada proyek USM Semarang.

Kesimpulan :

1. Pondasi *mini pile* mempunyai karakteristik yang sama dengan *standard pile*, sehingga dalam prinsip kerja maupun analisis perhitungan identik dengan tiang pancang usuran estándar tersebut.
2. Pada perhitungan daya dukung pondasi *mini pile* dengan metode *coyle reese,* penentuan asumís perpindahan awal ujung tiang (y_p) Sangay berpengaruh untuk mendapatkan nilai daya dukung yang optimal.
3. Penambahan dimensi dan panjang *mini pile* bentuk persegi empat maupun segi tiga pada kelompok tiang tidak selalu menghasilkan daya dukung yang semakin besar, hal ini tergantung dari efisiensi dan jumlah tiang yang digunakan untuk setiap dimensi tiang yang direncanakan.
4. Penurunan kelompok tiang pada tanah pasir yang dihitung berdasarkan metode *Vesic* (1977), dipengaruhi oleh penurunan tiang tunggal (S), diameter (D) dan lebar kelompok tiang (B_g)

Nama dan tahun	: **Eko Priarianto dan Sembodo Wahyu Widodo (2002)**
Judul	: *Analisis Pengaruh Diameter, Panjang dan Formasi Tiang Terhadap Kapasitas Dukung dan Penurunan Fondasi Tiang Pancang*.
Rumusan masalah	: Bagaimana pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang.
Tujuan Penelitian	: Untuk mengetahui pengaruh diameter, panjang dan formasi tiang terhadap kapasitas dukung dan penurunan fondasi tiang pancang.
Kesimpulan	: 1. Semakin besar diameter tiang maka akan semakin besar pula kapasitas dukungnya, hal ini disebabkan oleh perbedaan luas penampang yang berpengaruh terhadap kapasitas dukung ujung. Semakin besar diameter tiang menyebabkan semakin kecil penurunan ujung tiang, hal ini disebabkan oleh kapasitas dukung ujung tiang yang semakin besar. 2. Semakin dalam kedalaman tanah (tiang semakin panjang), maka semakin besar pula kapasitas dukungnya. Semakin panjang tiang juga menyebabkan semakin besar penurunan akibat deformasi axial tiang, hal ini disebabkan kapasitas dukung ujung tiang semakin besar. 3. Formasi tiang berpengaruh terhadap besar kapasitas dukung kelompok tiang, dalam hal ini lebih disebabkan faktor efisiensi kelompok tiang. Semakin lebar formasi tiang maka semakin besar pula penurunan kelompok tiang yang terjadi.

BAB V

ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG

5.1 GAMBARAN UMUM PROYEK

Proyek Gedung Pabrik *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* adalah merupakan salah satu perkembangan pembangunan fisik di daerah Cikarang. Fungsi bangunan Sari Roti ini adalah sebagai tempat pabrik produksi *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo.*

Proyek Gedung Pabrik *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* ini terletak di Kawasan Industri Jababeka XVIIB No. U33 Cikarang, terdiri dari 2 lantai yang atapnya menggunakan rangka atap baja. Luas bangunan total kurang lebih 4081,15 m^2 (lihat Gambar 5.1, 5.2 dan 5.3). Struktur utama menggunakan profil baja, dan struktur bawah menggunakan pondasi tiang pancang.



Gambar 5.1 Tampak Depan (Arsip PT. Nippon Indosari Corpindo)



Gambar 5.2 Tampak Samping (Arsip PT. Nippon Indosari Corpindo)



Gambar 5.3 Tampak Belakang (Arsip PT. Nippon Indosari Corpindo)

5.2 PEMBEBANAN

Pada bab ini menjelaskan mengenai analisis kapasitas dukung fondasi tiang pancang dan perhitungan pembebanan analisis struktur atas yang meliputi beban mati, beban hidup dan beban gempa dengan menggunakan program SAP 2000.

5.2.1 Peraturan Pembebanan

Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983

Peraturan Perencanaan Bangunan Baja Indonesia 1983

3. Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung SNI 03-1726-2002
4. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SK SNI T-15-1991-03
5. Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung SNI 03-2847-2002
6. Tabel Profil kontruksi Baja

Dari pedoman perhitungan pembebanan yang pakai dan buku – buku yang digunakan sebagai acuan, antara lain adalah tersebut di atas .

5.2.2 Konstruksi Bangunan

Dalam bagian konstruksi Pembangunan Pabrik *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* tersebut berisi tentang :

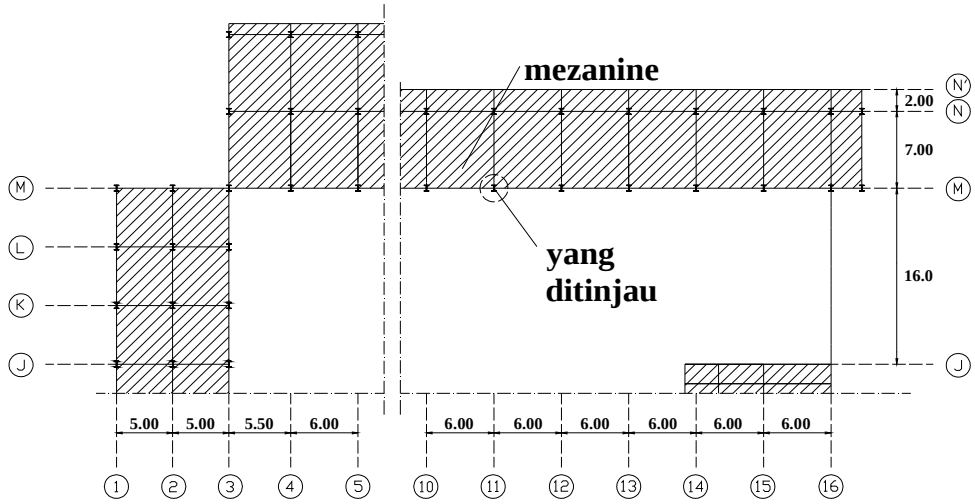
1. Denah Mezzanine (lantai 2) dan Atap pabrik *Sari Roti* (Gambar 5.4 dan 5.5) .
2. Portal yang dikaji arah x (portal M)dan arah y (portal 11) (Gambar 5.6 dan 5.7).

3. Profil yang digunakan pada pembangunan pabrik tersebut (Gambar 5.8 dan 5.9).

Untuk lebih jelasnya dapat dilihat pada gambar-gambar yang ada di halaman selanjutnya :

1. Denah bangunan yang akan dikaji :

a. Gambar denah Mezanine (lantai 2) pada pabrik *Sari Roti.*



Gambar 5.4 Denah Mezanine Pabrik *Sari Roti* PT . Nippon Indosari Corpindo

b. Gambar denah atap pada pabrik *Sari Roti*.

Gambar 5.5 Denah Atap Pabrik *Sari Roti* PT . Nippon Indosari Corpindo

c. Gambar portal baja beserta ukuran profil pada balok dan kolom pabrik Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo.

a.i.1) Portal Arah X (portal M)

Gambar 5.6 Portal Arah X (portal M)

a.i.2)Portal Arah Y (portal 11)

Gambar 5.7 Portal Arah Y (portal 11)

Gambar 5.8 Profil Atap Pabrik *Sari Roti* PT . Nippon Indosari Corpindo

Gambar 5.9 Profil Balok Lantai Mezanine (lantai 2) Pabrik *Sari Roti* PT . Nippon Indosari Corpindo

Ukuran profil pada balok lantai dan atap dapat dilihat pada Tabel 5.1 berikut :

Tabel 5.1 Ukuran Profil Pada Balok Lantai (lantai 2) dan Atap

Nama Balok	**Profil Yang Dipakai**	**Berat (KN/m)**
B1	WF 400 x 200 x 8 x 13	0,66
B2	WF 200 x 100 x 5,5 x 8	0,213
B3	WF 450 x 200 x 9 x 14	0,76
B4	WF 350 x 175 x 7 x 11	0,496
B5	WF 300 x 150 x 6,5 x 9	0,367
P (Purling)	C 150 x 75 x 6,5 x 10	0,186
BC (Breacing)	L 70 x 70 x 7	0,0738

Sumber Berat Profil: Tabel Profil kontuksi Baja

Ukuran profil pada kolom dapat dilihat pada Tabel 5.2 berikut :

Tabel 5.2 Ukuran Profil Pada Kolom

Nama Kolom	**Profil Yang Dipakai**	**Berat (KN/m)**
K1 dan K4	WF 500 x 200 x 10 x 16	0,897
K2 dan K1'	WF 450 x 200 x 9 x 14	0,76
K3	WF 200 x 100 x 5,5 x 8	0,213
K5	WF 400 x 200 x 8 x 13	0,66

(Sumber Berat Profil: Tabel Profil kontuksi Baja)

5.2.3 Analisis Beban

Data umum struktur adalah sebagai berikut :

1. Mutu beton $f'c$ = 37,35 Mpa
2. Tebal pelat lantai 20 cm
3. Koefisien reduksi beban hidup pada pabrik 0,9 (Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983)
4. Beban hidup pada lantai gedung 400 kg/m^2 dan Beban hidup pada atap 100 kg/m^2
5. Tinggi kolom masing-masing pada Struktur bangunan bawah pabrik dapat dilihat pada Gambar 5.6 dan 5.7.
6. Ukuran dan type Profil baja yang digunakan pada bagian struktur balok dan kolom pada bangunan pabrik hanya menggunakan tipe yang ada pada Tabel 5.1 dan 5.2 di atas.

5.2.4 Perhitungan Struktur Rangka Baja

Dalam perhitungan pembebanan, peraturan yang dipakai adalah tata cara perencanaan pembebanan untuk rumah dan gedung tahun 1983. Peraturan – peraturan tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. Beban Atap dan Beban lantai
   a. Beban Atap

Gambar 5.10 Detail struktur atap

1) Beban mati

Atap metal = 0.006 t/m^2 = 0,06 KN/m^2

Plafon = 0,015 t/m^2 = 0,15 KN/m^2

Jumlah = 0,21 KN/m^2

2) Beban hidup

Beban hidup pada Atap = 0,1 t/m^2 = 1KN/m^2

b. Beban Lantai

Gambar 5.11 Detail bagian plat lantai

3) Beban mati

Pasir = 0,05 x 1,8 t/m^3 = 0,09 t/m^2 = 0,9 KN/m^2

Spesi = 0,025 x 1,9 t/m^3 = 0,0475 t/m^2 = 0,475 KN/m^2

Keramik = 0,015 t/m^2 = 0,15 KN/m^2

Plat = 0,2 x 2,5 t/m^3 = 0,5 t/m^2 = 5 KN/m^2 +

Jumlah = 0,6525 t/m^2 = 6,525 KN/m^2

4) Beban hidup

Beban hidup pada lantai = 0,4 t/m^2 = 4 KN/m^2

2. Beban Merata

Beban merata ini penggabungan antara beban trapezoidal, beban dinding dan beban balok itu sendiri. Hal ini dilakukan untuk mempermudah dalam penginputan pembebanan pada program SAP 2000.

Gambar 5.12 Denah Area Pembebanan Atap yang ditinjau

Gambar 5.13 Denah Area Pembebanan Plat Lantai (lantai 2)yang ditinjau

a. Arah X

1) Pelat Lantai

Gambar 5.14 Beban Trapesium Plat Lantai Arah X

- Untuk Lx = 6 m ; Ly = 1,75 m

- $P_1 = (0.5 \times 0{,}875 \times 0{,}875) \times 6{,}525 = 2{,}498$ kN

  $P_2 = (2{,}125 \times 0{,}875) \times 6{,}525 = 12{,}132$ KN

  $R_A = 14{,}63$ KN

- $M_T = (R_A \times 3) - (P_1 \times 2{,}417) - (P_2 \times 2{,}125)$

  $= (14{,}63 \times 3) - (2{,}498 \times 2{,}417) - (12{,}132 \times 2{,}125)$

  $= 12{,}072$ KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $12{,}072 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 6^2$

  $Qeq = 2{,}683$ KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,496 KN/m (B4 = WF 350 x 175 x 7 x 11)

  Q tembok = 0.15 x 2,5 KN/m^3 x 4,2 = 1,575 KN/m

  Qd = 2,071 KN/m

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qd

  =2,683 + 2,071

  $Q_D = 4{,}754$ KN/m

  $Q_L = \frac{4}{6{,}525} \times 2{,}683 = 1{,}645$ KN/m

- Untuk Lx = 5,5 m ; Ly = 1,75 m

  - $P_1 = (0.5 \times 0{,}875 \times 0{,}875) \times 6{,}525 = 2{,}498$ kN

    $P_2 = (0{,}875 \times 1{,}875) \times 6{,}525 = 10{,}705$ KN

    $R_A = 13{,}203$ KN

  - $M_T = (R_A \times 2{,}75) - (P_1 \times 2{,}167) - (P_2 \times 1{,}875)$

    $= (13{,}203 \times 2{,}75) - (2{,}498 \times 2{,}167) - (10{,}705 \times 1{,}875)$

= 10,823 KNm

$M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

$10,823 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 5,5^2$

Qeq = 2,862 KN/m

- Berat sendiri balok

Qb = 0,496 KN/m (B4 = WF 350 x 175 x 7 x 11)

Q tembok = 0.15 x 2,5 KN/m^3 x 4,2 = 1,575 KN/m

Qd = 2,071 KN/m

Total beban terbagi rata :

Qtotal = Qeq + Qd

=2,862 + 2,071

Q_D = 4,933 KN/m

$Ql = \frac{4}{6,525} \times 2,862 = 1,755$ KN/m

- Untuk Lx = 5 m ; Ly = 1,78 m

- P_1 = (0.5 x 0,89 x 0,89) x 6,525 = 2,584 kN

  P_2 = (0,89 x 1,61) x 6,525 = 9,35 KN

  R_A = 11,934 KN

- M_T = (R_A x 2,5) - (P_1 x 2,584) - (P_2 x 0,805)

  = (11,934 x 2,5) - (2,584 x 2,584) - (9,35 x 0,805)

  = 17,381 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $17,381 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 5^2$

Qeq = 5,562 KN/m

- Berat sendiri balok

Qb = 0,496 KN/m (B4 = WF 350 x 175 x 7 x 11)

Q tembok = 0.15 x 2,5 KN/m^3 x 4,2 = 1,575 KN/m

Qd = 2,071 KN/m

Total beban terbagi rata :

Qtotal = Qeq + Qd

=5,562 + 2,071

Q_D = 7,633 KN/m

$Ql = \frac{4}{6,525} \times 5,562 = 3,41$ KN

- Untuk Lx = 2,75 m ; Ly = 1,75 m

- P_1 = (0.5 x 0,875 x 0,875) x 6,525 = 2,498 kN

  P_2 = (0,875 x 0,5) x 6,525 = 2,855 KN

  R_A = 5,353 KN

- M_T = (R_A x 1,375) - (P_1 x 0,792) - (P_2 x 0,25)

  = (5,353 x 1,375) - (2,498 x 0,792) - (2,855 x 0,25)

  = 4,668 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $4,668 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 2,75^2$

  Qeq = 4,938 KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,367 KN/m (B5 = WF 300 x 150 x 6,5 x 9)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

=4,938 + 0,367

Q_D = 5,305 KN/m

Ql = $\frac{4}{6,525}$ x 4,938 = 3,027 KN/m

2) Atap

Gambar 5.15 Beban Trapesium Atap Arah X

- Untuk Lx = 6 m ; Ly = 1,25 m

  - P_1 = (0.5 x 0,625 x 0,625) x 0,21 = 0,041 kN

    P_2 = (2,375 x 0,625) x 0,21 = 0,312 KN

    R_A = 0,353 KN
  - M_T = (R_A x 3) - (P_1 x 2,58) - (P_2 x 2,375)

    = (0,353 x 3) - (0,041 x 2,58) - (0,312 x 2,375)

    = 0,212 KNm

    M_T = $\frac{1}{8}$. Qeq . L^2

    0,212 = $\frac{1}{8}$ x Qeq x 6^2

    Qeq = 0,047 KN/m
  - Berat sendiri balok

    Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 3,5 x 8)

    Total beban terbagi rata :

    Qtotal = Qeq + Qb

=0,047 + 0,213

Q_D = 0,26 KN/m

Ql = $\frac{1}{0,21}$ x 0,047 = 0,224 KN/m

- Untuk gabungan Lx = 6 m ; Ly = 1,2 m dan Lx = 6 m ; Ly = 1,25m

Untuk Lx = 6 m ; Ly = 1,2 m

- P_1 = (0.5 x 0,6 x 0,6) x 0,21 = 0,0378 kN

  P_2 = (2,4 x 0,6) x 0,21 = 0,3024 KN

  R_A = 0,3402 KN
- M_T = (R_A x 3) - (P_1 x 2,6) - (P_2 x 2,4)

  = (0,3402 x 3) - (0,0378 x 2,6) - (0,3014 x 2,4)

  = 0,197 KNm

  M_T = $\frac{1}{8}$. Qeq . L^2

  0,197 = $\frac{1}{8}$ x Qeq x 6^2

  Qeq1 = 0,044 KN/m

Gabungan dengan Lx = 6 m ; Ly = 1,25m

Qeq total = 0,044 + 0,047 = 0,091 KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 3,5 x 8)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

  =0,091 + 0,213

  Q_D = 0,304 KN/m

  Ql = $\frac{1}{0,21}$ x 0,091 = 0,433 KN/m

- Untuk gabungan Lx = 5,5 m ; Ly = 1,25 m dan Lx = 5,5 m ; Ly = 1,2 m

Untuk Lx = 5,5 m ; Ly = 1,25 m

- P_1 = (0.5 x 0,625 x 0,625) x 0,21 = 0,041 KN
  P_2 = (0,625 x 2,125) x 0,21 = 0,279 KN
  R_A = 0,32 KN
- M_T = (R_A x 2,75) - (P_1 x 2,33) - (P_2 x 2,125)
  = (0,32 x 2,75) - (0,041 x 2,33) - (0,279 x 2,125)
  = 0,192 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $0,192 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 5,5^2$

  Qeq1 = 0,051 KN/m

Untuk Lx = 5,5 m ; Ly = 1,2 m

- P_1 = (0.5 x 0,6 x 0,6) x 0,21 = 0,0378 KN
  P_2 = (0,6 x 2,15) x 0,21 = 0,2709 KN
  R_A = 0,3087 KN
- M_T = (R_A x 2,75) - (P_1 x 2,35) - (P_2 x 2,125)
  = (0,3087 x 2,75) - (0,0378 x 2,35) - (0,2709 x 2,15)
  = 0,178 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $0,178 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 5,5^2$

  Qeq2 = 0,047 KN/m

Qeq total = 0,051 + 0,047 = 0,098 KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 3,5 x 8)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

  =0,098 + 0,213

  Q_D = 0,311 KN/m

  Ql = $\frac{1}{0,21}$ x 0,098 = 0,467 KN/m

- Untuk Lx = 5 m ; Ly = 1,25 m

  - P_1 = (0.5 x 0,625 x 0,625) x 0,21 = 0,041 KN

    P_2 = (1,875 x 0,625) x 0,21 = 0,246 KN

    R_A = 0,287 KN

  - M_T = (R_A x 2,5) - (P_1 x 2,083) - (P_2 x 1,875)

    = (0,287 x 2,5) - (0,041 x 2,083) - (0,246 x 1,875)

    = 0,171 KNm

    M_T = $\frac{1}{8}$. Qeq . L^2

    0,171 = $\frac{1}{8}$ x Qeq x 5^2

    Qeq = 0,055 KN/m

  - Berat sendiri balok

    Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 3,5 x 8)

    Total beban terbagi rata :

    Qtotal = Qeq + Qb

    =0,055 + 0,213

    Q_D = 0,268 KN/m

$$Ql = \frac{1}{0,21} \times 0,055 = 0,262 \text{ KN/m}$$

Input SAP 2000 beban merata hidup dan mati arah X (portal M) Plat Lantai dapat dilihat pada Gambar 5.14 dan Gambar 5.15 berikut :

Gambar 5.16 Beban merata (Live) arah X

Gambar 5.17 Beban merata (Dead) arah X

b. Arah Y

1) Beban merata pelat lantai

Gambar 5.18 Beban Segitiga Plat Lantai Arah Y

- Untuk Lx = 7 m ; Ly = 1,75 m

  - $P_1 = (0.5 \times 0,875 \times 1,75 \times 2) \times 6,525 = 9,991$ kN

    $P_2 = (0.5 \times 0,875 \times 1,75 \times 2) \times 6,525 = 9,991$ kN

    $R_A = 19,982$ KN
  - $M_T = (R_A \times 3,5) - (P_1 \times 2,625) - (P_2 \times 0,875)$

    $= (19,982 \times 3,5) - (9,991 \times 2,625) - (9,991 \times 0,875)$

= 34,9685 KNm

$M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

$34,969 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 7^2$

Qeq = 5,709 KN/m

- Berat sendiri balok

Qb = 0,76 KN/m (B3 = WF 450 x 200 x 9 x 14)

Q tembok = 0.15 x 2,5 KN/m^3 x 3,5 = 1,3125 KN/m

Qd = 2,0725 KN/m

Total beban terbagi rata :

Qtotal = Qeq + Qd

=5,709 + 2,0725

Q_D = 7,7815 KN/m

$Ql = \frac{4}{6,525} \times 5,709 = 3,5$ KN/m

- Untuk Lx = 2 m ; Ly = 2 m

- P_1 = (0.5 x 1 x 2 x 2) x 6,525 = 13,65 KN

  R_A = 13,65 x 0,5 = 6,825 KN
- M_T = (R_A x 1)

  = (6,825x 1)

  = 6,825 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $6,825 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 2^2$

  Qeq = 13,65 KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,76 KN/m (B3 = WF 450 x 200 x 9 x 14)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

  =13,65 + 0,76

  Q_D = 14,41 KN/m

  Ql = $\frac{4}{6,525}$ x 13,65 = 8,368 KN

2) Beban Titik Pelat Lantai

- Untuk beban titik

  Untuk P_A (Lx = 6 m ; Ly = 1,75 m)

  - P_1 = (0.5 x 0,875 x 0,875) x 6,525 = 2,498 kN

    P_2 = (2,125 x 0,875) x 6,525 = 12,132 KN

    R_A = 14,63 KN

    P_A(Qd) = 4 x Ra

    = 4 x 14,63 =58,52 KN

    P_A(Ql) = $\frac{4}{6,525}$ x 58,52 = 35,87 KN/m

  Untuk P_B (Lx = 6 m ; Ly = 2 m)

  - P_1 = (0.5 x 1 x 1) x 6,525 = 3,2625 KN

    P_2 = (2 x 1) x 6,525 = 13,03 KN

    R_A = 16,3125 KN

    P_B(Qd) = 2 x Ra = 2 x 16,3125 = 32,625 KN

    P_A(Ql) = $\frac{4}{6,525}$ x ,32,625 = 20 KN/m

3) Beban merata atap

- Untuk Lx = 16,3 m ; Ly = 1,25 m

  - P_1 = (0,5 x 0,625 x 1,25 x 2) x 0,21 = 0,164 kN

    R_A = 0,164 x 6,5 = 1,066 KN
  - M_T = (R_A x 8,125) - (P_1 x 7,5) - (P_2 x 6,25) - (P_3 x 5) – (P_4 x 3,75) - (P_5 x 2,5) - (P_6 x 1,25) - (P_7 x 0,625)

    = (1,066 x 8,125) - (0,164 x 7,5) - (0,164 x 6,25) - (0,164 x 5) - (0,164 x 3,75) - (0,164 x 2,5) - (0,164 x 1,25) - (0,164 x 0,625)

    = 4,25375 KNm

    $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

    $4,254 = \frac{1}{8}$ x Qeq x $16,3^2$

    Qeq = 0,128 KN/m
  - Berat sendiri balok

    Qb = 0,66 KN/m (B1 = WF 400 x 200 x 8 x 13)

    Total beban terbagi rata :

    Qtotal = Qeq + Qb

    =0,128 + 0,66

    Q_D = 0,788 KN/m

    Ql = $\frac{1}{0,21}$ x 0,128 = 0,61 KN/m

- Untuk Lx = 7,2 m ; Ly = 1,2 m

  - P_1 = (0,5 x 0,6 x 1,25) x 0,21 = 0,0756 kN

    R_A = 0,0756 x 3 = 0,227 KN

- M_T = (R_A x 3,6) - (P_1 x 3) - (P_2 x 1,8) - (P_3 x 0,6)

  = (0,227x 3,6) - (0,0756 x 3) - (0,0756 x 1,8) -(0,0756 x 0,6)

  = 0,409 KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $0,409 = \frac{1}{8}$ x Qeq x $7,2^2$

  Qeq = 0,063 KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 5,5 x 8)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

  =0,063 + 0,213

  Q_D = 0,276 KN/m

  $Ql = \frac{1}{0,21}$ x 0,063 = 0,3 KN/m

- Untuk Lx = 2,1 m ; Ly = 1,05 m

  - P_1 = (0,5 x 1,05 x 0,525 x 2) x 0,21 = 0,1158 KN

    R_A = 0,1158 KN

- M_T $= (R_A \times 1{,}05)$

  $= (0{,}1158 \times 1.05)$

  $= 0{,}1216$ KNm

  $M_T = \frac{1}{8} . Qeq . L^2$

  $0{,}1216 = \frac{1}{8} \times Qeq \times 2{,}1^2$

  $Qeq = 0{,}2206$ KN/m

- Berat sendiri balok

  Qb = 0,213 KN/m (B2 = WF 200 x 100 x 5,5 x 8)

  Total beban terbagi rata :

  Qtotal = Qeq + Qb

  =0,2206 + 0,213

  Q_D = 0,4336 KN/m

  $Ql = \frac{1}{0{,}21} \times 0{,}2206 = 1{,}0505$ KN/m

4) beban titik atap

Untuk P_C (Lx = 6 m ; Ly = 1,25 m)

- $P_1 = (0.5 \times 0{,}625 \times 1{,}25) \times 0{,}21 = 0{,}082$ kN

  $P_2 = (2{,}375 \times 1{,}25) \times 0{,}21 = 0{,}623$ kN

  $R_A = 0{,}705$ KN

  Beban titik = 2 x 0,705 = 1,41 KN

  $Ql = \frac{1}{0{,}21} \times 1{,}41 = 6{,}714$ KN

- Beban titik pada atap utama

  Qd Beban titik vertikal = sin 11,32 x 1,41 = 0,28 KN

Beban titik horizontal = cos 11,32 x 1,41 = 1,38 KN

Ql Beban titik vertikal = sin 11,32 x 6,714 = 1,32 KN

Beban titik horizontal = cos 11,32 x 6,714 = 6,58 KN

Untuk P_D (Lx = 6 m ; Ly = 1,2 m)

- P_1 = (0.5 x 0,6 x 1,2) x 0,21 = 0,0756 kN

  P_2 = (2,4 x 1,2) x 0,21 = 0,6048 kN

  R_A = 0,6804 KN

  Ql = $\frac{1}{0,21}$ x 0,6804 = 3,24 KN

- Beban titik pada atap mezzanine

  Qd Beban titik vertikal = sin 11,31 x 0,6804 = 0,1334 KN

  Beban titik horizontal = cos 11,31 x 0,6804 = 0,667 KN

  Ql Beban titik vertikal = sin 11,31 x 3,24 = 0,635 KN

  Beban titik horizontal = cos 11,31 x 3,24 = 3,177 KN

Untuk P_E dan P_F (Lx = 6 m ; Ly = 1,05 m)

- P_1 = (0.5 x 0,525 x 0,525) x 0,21 = 0,0289 kN

  P_2 = (2,475 x 0,525) x 0,21 = 0,2729kN

  R_A = 0,3018 KN

$$Ql = \frac{1}{0,21} \times 0,3018 = 1,4371 \text{ KN}$$

Di pinggir (P_E) :

Pa(DL) = R_A x 2 = 0,3018 x 2 = 0,6036 KN

(LL) = Ql x 2 = 1,4371 x 2 = 2,8742 KN

Qd Beban titik vertikal = sin 13,77 x 0,6036 = 0,1437 KN

Beban titik horizontal = cos 13,77 x 0,6036 = 0,586 KN

Ql Beban titik vertikal = sin 13,77 x 2,8742 = 0,684 KN

Beban titik horizontal = cos 13,77 x 2,8742 = 2,792 KN

Di tengah (P_F) :

Pa(DL) = R_A x 4 = 0,3018 x 4 = 1,2072 KN

(LL) = Ql x 4 = 1,4371 x 4 = 5,748 KN

Qd Beban titik vertikal = sin 13,77 x 1,2072 = 0,287 KN

Beban titik horizontal = cos 13,77 x 1,2072 = 1,173 KN

Ql Beban titik vertikal = sin 13,77 x 5,748 = 1,368 KN

Beban titik horizontal = cos 13,77 x 5,748 = 5,583 KN

Input SAP 2000 beban merata dan titik hidup dan mati arah Y (portal 11) dapat dilihat pada Gambar 5.19 dan Gambar 5.20 berikut :

Gambar 5.19 Beban titik dan ,merata (Live) arah Y

Gambar 5.20 Beban titik dan merata (Dead) arah Y

3. **Beban Bangunan Total (Wt)**

a. **Beban Arah X**

1) **Beban Lantai**

a) **Beban mati (DL) :**

- Pelat 20 cm = {(3,5 x 80,25) + (10 x 16)} x 0,2 x 2,5 =220,438 ton = 2204,38 KN
- Balok = {(80.25 x 3 x 0,0496) + (3,5 x 12 x 0,076) + (16 x 0,0213) + (16 x 3 x 0,066) + (10 x 10 x 0,0367)} = 22,213 ton = 222,13 KN
- Kolom = {(3,875 x 14 x 0,0897) + (3,875 x 2 x 0,076) + (3,42 x 3 x 0,0496) + (1,875 x 9 x 0,066) + (1,548 x 3 x 0,0496)} = 7,308 ton = 73,08 KN
- Dinding = {(3,875 x 87,5 x 0,15 x 0,25) + (3,785 x 19,5 x 3 x 0,15 x 0,25)} =21,216 ton = 212,16 KN
- Breacing = (2,2 + 2,45) x 2 x 0,00738 + (2,25 + 2,55) x 2 x 0,00738 + (2,35 + 2,6) x 12 x 0,00738 = 0,578 ton = 5,78 KN
- Keramik = 440,75 x 0,015 = 6,613 ton = 66,13 KN
- Spesi = 440,75 x 0,025 x 1,9 = 20,942 ton = 209,42 KN
- Pasir = 440,75 x 0,05 x 1,8 =39,679 ton = 396,79 KN

Jumlah beban mati = 339,084 ton = 3390,84 KN

b) **Beban Hidup (LL) :**

- {(16,3 x 40) + (3,6 x 47.5)} x 0.04 x 0,9 = 29,628 ton = 296,28 KN

2) **Beban Atap**

a) **Beban mati (DL) :**

- Plafon = 3,5 x 53,5 x 0,015 = 2,809 ton = 28,09 KN
- Balok = 87,5 x 0,0213 = 1,864 ton = 18,64 KN
- Kolom = (2,1 x 14 x 0,0897) + {(5,655 +4,595 +3,525) x 0,0496 x 2} = 4,323 ton = 43,23 KN
- Rafter = (16,3 x 16 x 0,066) + (3,6 x 14 x 0,0213) = 18,286 ton = 182,86 KN
- Atap Metal = 19,9 x 87,5 x 0.006 = 10,448 ton = 104,48 KN

- Dinding = [(2,1 x 87,5) + (19,5 x 5,2 x 2) + {(5,3+2,2) x 0,5 x 19,5)}]x 0,15 x 2,5 = 17,384 ton = 173,84 KN
- Breacing = {(2,45 x 2)+(2,55 x 2)+(2,6 x 12)} x 0,00738 = 0,304 ton = 3,04 KN
- Purling = 87,5 x 10 x 0,0186 = 16,275 ton = 162,75 KN

Jumlah beban mati = 71,692 ton = 716,92 KN

b) **Beban hidup (LL) :**

- {(3,6 x 77,5) + (16 x 10)} x 0,01 x 0,9 = 3,981 ton = 39,81 KN

b. Pembebanan Arah Y

3) Beban Lantai

a) Beban Mati (DL)

- Plat = 9 x 6 x 0,2 x 2,5 = 27 ton = 270 KN
- Kolom = (2 x 0,0213) + (3,67 x 0,076) + (3,875 x 0,0897) + (1,775 x 0,0897) = 0,8581 ton = 8,581 kN
- Balok = (9 x 0,076) + (6 x 2 x 0,0496) + (6 x 0,0213) = 1,407 ton = 14,07 KN
- Atap Lorong = 2,1 x 0,0213 = 0,0447 ton = 0,447 KN
- Plafon = 6 x 2 x 0,015 = 0,18 ton = 1,8 KN
- Tembok = {(6 x 2) + (3,67 x 6) + (3,875 x 6) + (1,4 x 3) + (1,775 x 6)} x 0,15 x 0,25 = 2,7045 ton = 27,045 KN
- Spesi = 6 x 9 x0,025 x 1,9 = 2,565 ton = 25,65 KN
- Keramik = 6 x 9 x 0,015 = 0,18 ton = 1,8 KN
- Atap Metal lorong = 2,1 x 6 x 0,006 = 0,0756 ton = 0,756 KN
- Pasir = 6 x 9 x 0,05 x 1,8 = 4,86 ton = 48,6 KN

Jumlah beban mati = 40,505 ton = 405,05 KN

b) Beban Hidup (LL)

- 6 x 9 x 0,04 x 0,9 = 1,944 ton = 19,44 KN

4) Beban Atap

a) Beban Mati (DL)

- Rafter = (33,6 x 0,066) + (7,3 x 0,0213) = 2,371 ton = 23,71 KN
- Kolom = (1,42 x 0,076) + (2,1 x 0,0897) + (1,4 x 0.0213) = 0,326 ton = 3,26 KN
- Atap Metal = 40,8 x 6 x 0,006 = 1,469 ton = 14,69 KN
- Purlin = 35 x 6 x 0,0186 = 3,906 ton = 39,06 KN
- Plafon = 7 x 6 x 0,015 = 0,63 ton =6,3 KN
- Tembok = {(6 x 2,1) + (1,42 x 6) + (1,4 x 3)} x 0,15 x 2,5 = 0,9495 ton = 9,495 KN
- Balok = 6 x 3 x 0,076 = 1,368 ton = 13,68 KN

Jumlah beban mati = 11,019 ton = 110,19 KN

b) Beban Hidup (LL)

- 6 x 39,8 x 0,01 x 0,9 = 2,149 ton = 21,49 KN

- Beban Total (Wt) Arah X

Beban Lantai

Beban Mati (DL) = 3390,842 KN

Beban Hidup (LL) = 296,28 KN

Beban Atap

Beban Mati (DL) = 716,923 KN

Beban Hidup (LL) = 39,51 KN

Jumlah = 4443,55 KN

- Beban Total (Wt) Arah X

Beban Lantai

Beban Mati (DL) = 405,05 KN

Beban Hidup (LL) = 19,44 KN

Beban Atap

Beban Mati (DL) = 110,19 KN

Beban Hidup (LL) = 21,492 KN

Jumlah = 556,18 KN

4. Beban gempa

c.i.1.a. Waktu getar bangunan (T)

$T_x = 0{,}06 \cdot H^{3/4} = 0{,}06 \cdot 7{,}75^{3/4} = 0{,}28$ detik

$T_y = 0{,}06 \cdot H^{3/4} = 0{,}06 \cdot 6{,}35^{3/4} = 0{,}24$ detik

c.i.1.b. Koefisien gempa dasar (C)

Nilai koefisien gempa dasar diperoleh dari gambar pada peraturan bangunan tahan gempa PPTGUG 1987. Untuk tanah lunak maka diperoleh nilai C sebagai berikut :

Gambar 5.21 Grafik Wilayah Gempa (PPTGUG,1987)

Tabel 5.3 Hasil Koefisien Gempa Dasar

Arah	T (detik)	C
X	0,28	3,0499
Y	0,24	3,5415

Sumber: PPTGUG (1987)

c.i.1.c. Faktor keutamaan (I)

Berdasarkan pedoman perencanaan ketahanan gempa untuk rumah 1987 (PPKG 1987), maka bangunan pabrik yang menggunakan struktur rangka baja dengan daktilitas penuh diperoleh nilai I = 1,0 dan nilai R = 0,85.

c.i.1.d. Gaya geser horizontal total akibat gempa (V)

V_x = C . I /R . Wt = 3,05. 1 / 0,85 . 4443,55 = 1594,42 KN

V_y = C . I /R . Wt = 3,542 . 1 / 0,85 . 556,18 = 231,73 KN

Hasil perhitungan beban gempa setiap lantai dapat dilihat pada Tabel 5.4 dan Tabel 5.5 berikut :

Tabel 5.4 Beban Gempa Arah X

Lantai	hi (m)	Wi (KN)	Wi x hi (KNm)	Fi (KN)	
Atap	7,75	756,432985	5862,355634	**493,206**	
1	3,55	3687,121835	13089,28251	**1101,215**	
			Σ =	18951,63815	**1594,421**

Tabel 5.5 Beban Gempa Arah Y

Lantai	hi (m)	Wi (KN)	Wi x hi (KNm)	Fi (KN)	
Atap	6,35	131,6857	836,204195	**82,698**	
1	3,55	424,48975	1506,938613	**149,031**	
			Σ =	2343,142808	**231,729**

Input beban gempa arah X (portal M) dan arah Y (portal 11) dapat dilihat pada Gambar 5.22 dan Gambar 5.23 berikut :

Gambar 5.22 Beban gempa arah X

Gambar 5.23 Beban Gempa Arah Y

Gambar 5.24 Wilayah Gempa

5. Beban Angin:

Tekanan tiup = 25 kg/m^2

Tinggi atap = 7,75 m

Sudut Atap = 11,32°

Kecepatan angin = 60 km/jam

a. Perhitungan Beban angin tekan

a.i.1. Bagian Rangka Atap

- Koefisien tiup = +0,02α – 0,4 = 0,1736
- q = 0,1736 x 25 x 1 = 4,34 kg/m
- W1 = 4.36 x 16.3 = 71,068 kg
- W1-x = 71,068 x sin 11.32 = 13,95 kg = 0,01395 ton
- W1-y = 71,068 x cos 11,32 = 69,69 kg = 0,06969 ton

a.i.2. Bagian Rangka Samping

- Koefisien tiup = +0,9
- q = 0,9 x 25 x 1= 22,5 kg/m
- W2-x = 22,5 x 7,75 = 174,375 kg
  = 0,1744 ton

b. Perhitungan beban angin hisap

1) Bagian rangka Atap

- Koefesien tiup = -0,4
- q = 0,4 x 25 x 1 = 10 kg/m
- W3 = 10 x 16,3 = 163 kg
- W3-x = 163 x sin 11,32 = 31,99 kg = 0,03199 ton
- W3-y = 163 x cos 11,32 = 159,83 kg = 0,15983 ton

a.i.2.a.i.2. Bagian rangka samping

- Koefisien tiup = -0,4
- q = 0,4 x 25 x 1 = 10 kg/m

- W4-x = 10 x 7,75 = 77,5 kg

  = 0.0775 ton

Input beban angin arah Y(portal M) dapat dilihat pada Gambar 5.22 berikut :

Gambar 5. 25 Beban angin

5.2.5 Analisis pada *SAP 2000*

SAP (Struktural Analysis Program) adalah aplikasi yang digunakan untuk menganalis dan merancang suatu struktur terutama pada bidang teknik sipil. Pada bidang teknik sipil, program SAP 2000 ini sangat membantu dalam menganalisis dan merancang struktur dengan kesukaran tinggi (struktur kompleks atau bertingkat banyak). Dari análisis program dapat diketahui gaya geser (H), gaya aksial (P) dan momen (M). Program SAP 2000 dapat digunakan untuk merancang dua dimensi maupun tiga dimensi (manual SAP 2000).

a. **Input SAP 2000**

Langkah awal dalam pemakaian SAP 2000 adalah pemodelan struktur. Pemodelan struktur ini diusahakan mendekati kondisi struktur yang akan di

análisis atau mewakili perilaku struktur yang sebenarnya. Langkah- langkah dalam análisis SAP 2000 sebagai berikut:

a.i.1.a.i.1. Dari jendela SAP 2000 kanan bawah atur unit dalam satuan KN.m

a.i.1.a.i.2. Untuk permodelan struktur dari jendela SAP 2000 ketik *File - New Model*

a.i.1.a.i.3. Untuk 2 dimensi pilih portal frame

a.i.1.a.i.4. Mengedit jarak bentang dan ketinggian ketik *Define - Coordinat Sistem /Grid* kemudian klik *Modifi/Show System*

a.i.1.a.i.5. Mendefinisikan material, ubah dulu satuan padankanan bawah dalam satuan ton.m. kemudian klik *Define – Material*, pilih jenis material yang digunakan ialah steel (baja), klik *Modifi/Show Material*.

Modulus Elastisitas = 20.000.000 Ton.m

Massa jenis = 7,8 Ton/m3

Poison's Ratio = 0,3

Apabila data sudah selesai kembalikan satuan dalam KN.m

a.i.1.a.i.6. Mendefinisikan penampang, penampang, klik *Define – Frame/Cable Section*, beri nama sesuai nama penampang (Tabel 5.1 dan Tabel 5.2) yang digunakan profil pabrik kemudian klik *Aad New Property* untuk jenis penampangnya

a.i.1.a.i.7. Mendefinisikan tipe beban klik *Define - Load Cases*. Untuk beban mati pada box wall bisa ditulis DL beban hidup ditulis LL, beban gempa ditulis Q dan beban angin ditulis W. Tipe mati dalam self weight multipier diisi 1 sedangkan tipe hidup,gempa dan angin disi 0

a.i.1.a.i.8. Mendefinisikan kombinasi beban, klik *Define - Load Combination - Add new comb*. Pada perencanaan menggunakan 4 kombinasi yaitu :

a.i.1.a.i.8.a. Combo 1 = 1,4 DL

a.i.1.a.i.8.b. Combo 2 = 1,2 DL + 1,6 LL

a.i.1.a.i.8.c. Combo 3 = 0,9 DL + 1,3 W

a.i.1.a.i.8.d. Combo 4 = 0,9 DL + 1E

a.i.1.a.i.9. Mengaplikasikan penamaan pada portal frame, pada SAP 2000 v11 sebelum menggambar frame akan muncul tampilan.

Isi tampilan tersebut sesuai gambar : pilih sesuai nama, misal B1 = Balok 1 (Tabel 5.1 dan Tabel 5.2), kemudian gambar elemen sesuai gambar (Gambar 5.6 dan Gambar 5.7)

a.i.1.a.i.10. Blok semua dukungan, klik *Assign - Joint Restraints* pilih *Fast Restraints* kemudian ok, sehingga semua kondisi perletakan adalah jepit.

a.i.1.a.i.11. Mengaplikasikan beban titik (mati dan hidup) pada balok dan beban titik (gempa) pada joint. Pilih joint yang akan diberi beban titik

Klik *Assign - Joint Load - Force*.

a. Input beban titik lantai hidup dan mati arah X (portal M)

1) Untuk P_A (Lx = 6 m ; Ly = 1,75 m)

P_A(Qd) =58,52 KN

P_A(Ql) =35,87 KN/m

2) Untuk P_B (Lx = 6 m ; Ly = 2 m)

P_B(Qd) = 32,625 KN

P_A(Ql) = 20 KN/m

b. Input beban titik atap hidup dan mati arah Y (portal 11)

1) Untuk P_C (Lx = 6 m ; Ly = 1,25 m)

- Beban titik pada atap utama

Qd vertikal = 0,28 KN

horizontal = 1,38 KN

Ql vertikal = 1,32 KN

horizontal = 6,58 KN

2) Untuk P_D (Lx = 6 m ; Ly = 1,2 m)

- Beban titik pada atap mezzanine

Qd vertikal = 0,1334 KN

horizontal = 0,667 KN

Ql vertikal = 0,635 KN

horizontal = 3,177 KN

3) Untuk P_E dan P_F (Lx = 6 m ; Ly = 1,05 m)

- Di pinggir (P_E) :

Qd vertikal = 0,1437 KN

horizontal = 0,586 KN

Ql vertikal = 0,684 KN

horizontal = 2,792 KN

- Di tengah (P_F) :

Qd vertikal = 0,287 KN

horizontal = 1,173 KN

Ql vertikal = 1,368 KN

horizontal = 5,583 KN

c. Input beban titik gempa arah Y (portal 11)

4) Atap = 82,698 KN

5) Lantai 1 = 149,031

d. Input beban titik gempa arah X (portal M)

- Atap = 493,206 KN
- Lantai 1 = 1101,215 KN

Untuk lebih lengkap mengaplikasikan beban titik dapat dilihat pada Gambar 5.26; 5.27; 5.28 dan 5.29

a.i.1.a.i.12. Mengaplikasikan beban merata (mati dan hidup) pada balok dan beban merata angin pada rangka. Pilih rangka yang akan diberi beban merata,

Klik *Assign - frame/cable Load – Distributed*

a. Input beban merata atap hidup dan mati arah X (portal M)

- Untuk Lx = 6 m ; Ly = 1,25 m=

Q_D = 0,26 KN/m

Ql = 0,224 KN/m

6) Untuk gabungan Lx = 6 m ; Ly = 1,2 m dan Lx = 6 m ; Ly = 1,25m

Q_D = 0,304 KN/m

Ql = 0,433 KN/m

7) Untuk gabungan Lx = 5,5 m ; Ly = 1,25 m dan Lx = 5,5 m ; Ly = 1,2 m

Q_D = 0,311 KN/m

Ql = 0,467 KN/m

8) Untuk Lx = 5 m ; Ly = 1,25 m

Q_D = 0,268 KN/m

Ql = 0,262 KN/m

b. Input beban merata atap hidup dan mati arah Y (portal 11)

9) Untuk Lx = 16,3 m ; Ly = 1,25 m

Q_D = 0,788 KN/m

Ql = 0,61 KN/m

10) Untuk Lx = 7,2 m ; Ly = 1,2 m

Q_D = 0,276 KN/m

Ql = 0,3 KN/m

11) Untuk Lx = 2,1 m ; Ly = 1,05 m

Q_D = 0,4336 KN/m

Ql = 1,0505 KN/m

c. Input beban merata lantai hidup dan mati arah X (portal M)

12) Untuk Lx = 6 m ; Ly = 1,75 m

Q_D = 4,754 KN/m

Q_L = 1,645 KN/m

13) Untuk Lx = 5,5 m ; Ly = 1,75 m

Q_D = 4,933 KN/m

Ql = 1,755 KN/m

14) Untuk Lx = 5 m ; Ly = 1,78 m

Q_D = 7,633 KN/m

Ql = 3,41 KN/m

15) Untuk Lx = 2,75 m ; Ly = 1,75 m

Q_D = 5,305 KN/m

Ql = 3,027 KN/m

d. Input beban merata lantai hidup dan mati arah Y (portal 11)

16) Untuk Lx = 7 m ; Ly = 1,75 m

Q_D = 7,7815 KN/m

Ql = 3,5 KN/m

17) Untuk Lx = 2 m ; Ly = 2 m

Q_D = 14,41 KN/m

Ql = 8,368 KN

e. Input beban merata angin (portal 11)

18) Beban angin tekan

- Bagian Rangka Atap = 4,34 kg/m
- Bagian Rangka Samping = 22,5 kg/m

19) Beban angin tekan

- Bagian Rangka Atap = 10 kg/m
- Bagian Rangka Samping = 10 kg/m

Untuk lebih lengkap mengaplikasikan beban merata dapat dilihat pada Gambar 5.30; 5.31; 5.32; 5.33dan 5.34

a.i.1.a.i.13. Setelah beban-beban yang terjadi dimasukin kemudian di análisis. Klik *Analiyze – Set Analyze Optimis* – pilih gambar XZ

a.i.1.a.i.14. Klik *Analyze – Run Now*

b. **Output SAP 2000**

Setelah penginputan data serta di analisis, hasil output gaya-gaya yang terbesar didapatkan akibat kombinasi beban 2 (*combo 2*). Gaya aksial (P), gaya geser (V2) dan momen(M3) yang bekerja pada tiap-tiap kolom dasar (Station 0) yang dipakai sebagai beban rencana pada analisis pondasi tiang (Tabel 5.6, Tabel 5.7, Gambar 5.35 Gambar 5.36).

Hasil perhitungan SAP 2000 yang lengkap dari aplikasi beban yang bekerja pada struktur bangunan terdapat pada Gambar 5.37, Gambar 5.38, Gambar 5.39, Gambar 5.40, Gambar 5.41, Gambar 5.42,.

Untuk portal arah X

Tabel 5.6 Hasil perhitungan SAP 2000 untuk portal As M

Untuk portal arah Y

Tabel 5.7 Hasil perhitungan SAP 2000 untuk portal As 11

Untuk análisis fondasi tiang mini Frankie MF-32 digunakan gaya-gaya yang bekerja pada tiap-tiap kolom dasar (Station 0) yaitu kolom 38 (As M) pada arah X dan kolom 14 (As 11) pada arah Y:

Gaya aksial (P) = 6,292 + 31,213 = 37,505 Ton (Gambar 5.35 dan Gambar 5.36)

Gaya geser (V2) = 0,303 + 4,461 = 4,764 Ton

Momen (M3) = 0,308 + 1,477 = 1,78 Ton.m

Gambar 5.35 gaya aksial kolom 38 (As M) arah X

Gambar 5.36 gaya aksial kolom 14 (As 11) arah Y

5.3 **DATA PONDASI TIANG PANCANG**

Pada proyek Pembangunan Pabrik *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* Cikarang - Bekasi (Jawa Barat) tanah keras dari data boring log (DB.II) terdapat pada kedalaman 15,00 m tiang pancang yang di pakai adalah tiang pancang beton berbentuk segi tiga sama sisi dengan panjang masing-masing sisi nya 32 cm dengan panjangnya tiang 15 m.

Gambar 5.43 Hasil *Boring Log* DB.II (PT.Indeco Prima,2006)

5.4 ANALISIS PONDASI TIANG PANCANG

Dalam perhitungan pondasi tiang ini, beban aksial (*Pu*) total yang dipakai yaitu dari hasil kombinasi beban mati dan beban hidup (*combo2*) dengan menjumlahkan *combo 2* dari portal arah X dengan *combo 2* dari portal arah Y

Pu total kolom M11 = Pu as M + Pu as 11

= 6,292 + 31,213

= 37,505 Ton

Potongan melintang pondasi tiang pancang pada as M11 ditunjukkan pada Gambar 5.44.

Gambar 5.44 Potongan Melintang Pondasi Tiang Pancang pada as M11

5.4.1 Kriteria Tiang Pancang

Untuk mengetahui kriteria tiang digunakan persamaan 3.2 berikut :

$$R = \sqrt[4]{\frac{Ep \cdot I}{Ks.B}}$$

Dengan :

$I_p = \frac{1}{36}.a.t^3 = \frac{1}{36}.0{,}32.(0{,}28)^3 = 0{,}000195\ m^4$

$E_p = 2.10^6\ kg/cm^2 = 2.10^7\ t/m^2$

$\eta h = 3518\ kn/m^3 = 351{,}8\ t/m^3$

Ks = = = 14803,125

$R = \sqrt[4]{\frac{20000000 \cdot 0{,}000195}{14803{,}125.0{,}32}} = 0{,}95\ m$

L = 15 m ≥ 3,5R = 2,85 m

Berdasarkan nilai T maka tiang pancang dengan L = 15 m tergolong tiang elastis/panjang.

5.4.2 Analisis Distribusi Beban Ketiap Tiang Pancang

Beban yang diterima tiap tiang (Pi) pada portal baja yang di kaji di bagi menjadi tiga kolom yang masing – masing dari ke tiga kolom tersebut memiliki beban aksial yang besar nilai pada kolom yang di kaji tersebut dapat di lihat pada print out aksial SAP 2000 yang ada pada lampiran, untuk menghitung kapasitas distribusi pembebanan pada masing – masing kelompok tiang pancang dapat ditentukan dengan rumus 3.36 berikut ini.

$P_i =$ (3.36)

Dengan: Mx, My = Momen masing – masing di sumbu x dan y

X, y = Jarak dari sumbu x dan y ke tiang

$\sum x^2, \sum y^2$ = Momen inercia dari kelompok tiang

V = Jumlah beban vertikal

Gambar 5.45 Gaya Momen yang Bekerja

1. Analisis Distribusi Beban Pada Tiang Pancang Di Bawah Kolom

   Beban – beban diatas kelompok tiang adalah sebagai berikut :

- Beban aksial kolom (P) = 37,505 ton
- Berat *pile cap* = 1,5 . 1,5 . 0,6 . 2,4 = 3,24 ton
- Berat tanah diatas *pile cap* = 1,9 . 1.5 . 1.5 . 0.5 = 2,12 ton
- Berat tiang = ½ . 0.32 .0,28 . 15 . 4. 2,4 = 6,45 ton

Beban total (V) = 49,315 ton

n = 4

$M_x = p \cdot m_i \cdot y_i = (1/2 \cdot 0{,}32 \cdot 0{,}28 \cdot 15 \cdot 2{,}4) \cdot 2 \cdot 0{,}45 = 1{,}45$ Tm

$M_y = p \cdot n_i \cdot x_i = (1/2 \cdot 0{,}32 \cdot 0{,}28 \cdot 15 \cdot 2{,}4) \cdot 2 \cdot 0{,}45 = 1{,}45$ Tm

$\Sigma x^2 = (0{,}45^2 \cdot 2) \cdot 2 = 0{,}81$

$\Sigma y^2 = (0{,}45^2 \cdot 2) \cdot 2 = 0{,}81$

$$P_i = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x_1}{\sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot y_1}{\sum y^2}$$

$$P_1 = \frac{49{,}315}{4} + \frac{1{,}45x(-0{,}45)}{0{,}81} + \frac{1{,}45x0{,}45}{0{,}81} = 12{,}33 \text{ ton}$$

$$P_2 = \frac{49{,}315}{4} + \frac{1{,}45x0{,}45}{0{,}81} + \frac{1{,}45x0{,}45}{0{,}81} = 13{,}94 \text{ ton}$$

$$P_3 = \frac{49{,}315}{4} + \frac{1{,}45x0{,}45}{0{,}81} + \frac{1{,}45x(-0{,}45)}{0{,}81} = 12{,}33 \text{ ton}$$

$$P_4 = \frac{49{,}315}{4} + \frac{1{,}45x(-0{,}45)}{0{,}81} + \frac{1{,}45x(-0{,}45)}{0{,}81} = 10{,}72 \text{ ton}$$

Diambil yang terbesar P_2 = 13,94 ton

5.4.3 Analisis Kekuatan Tiang Pancang

Data fondasi tiang pancang adalah sebagai berikut ini.

1. Mutu beton untuk tiang pancang K500
2. Panjang tiang pancang adalah 15 m
3. Tiang berbentuk segitiga sama sisi, a = 0,32 m

Kekuatan tiang pancang dihitung dengan menggunakan rumus berikut ini.

$\sigma_{ijin} = 0{,}33 \,.\, f'c$

$\sigma = \omega \,.\, \leq \sigma_{ijin} = 0{,}33 \,.\, f'c$

P = 13,94 (Beban yang diterima satu tiang)

A = . alas . tinggi = . 0,32 . 0,28 = 0,0443 m^2

Untuk menghitung angka kelangsingan di hitung dengan rumus :

$$\lambda = \frac{L.k}{i}$$ untuk k = 1 (jepit – sendi)

$$I = \frac{1}{36}.b.h^3 = \frac{1}{36}.0{,}32.0{,}28^3 = 0{,}000195 \text{ m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{0{,}000195}{0{,}0443}} = 0{,}066 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{L.k}{i} = \frac{15.1}{0{,}066} = 227{,}27 \text{ m}$$

Angka kelangsingan batas (λ g) dihitung berdasarkan persamaan sebagai berikut :

$$\lambda g = \pi.\sqrt{\frac{E}{0{,}7.f^1c}}$$

dengan : E = 2.10^6 kg/ cm^2 : f^1c = 500 kg/cm^2

$$\lambda g = \pi.\sqrt{\frac{2.10^6}{0{,}7.500}} = 237{,}362$$

$$\lambda s = \frac{\lambda}{\lambda g} = \frac{227{,}27}{237{,}362} = 0{,}957$$

$\omega = 2{,}381.\lambda s$

$= 2{,}381.0{,}957 = 2{,}279$

$\sigma_{tjd} = \omega \,.\, = 2{,}279 \,.\, = 717{,}139$ ton/m^2 = 71,714 kg/cm^2

σ_{tjd} = 71,714 kg/cm^2 < σ_{ijin} K-500 = 0,33.500 kg/cm^2 = 165 kg/cm^2(AMAN!!!)

5.4.4 Analisis *Pile Cap*

Data pendukung dalam desain *pile cap* antara lain :

- dimensi kolom 350 x 350 mm,
- f'c = 35 Mpa, fy = 400 MPa,
- tebal *pile cap* (t) = 600 mm,
- dimeter tulangan (D) = 13 mm,
- tebal selimut beton di bawah = 50 mm,
- tebal efektif *pile cap* (d') = 600-50-(13/2) = 543,5 mm,

Beban-beban yang terjadi :

- beban aksial kolom (P_{D6}) = 37,505 ton (Hasil SAP 2000)
- berat *pile cap* (W_{pc}) = 1,5. 1,5 . 0,6 . 2,4 = 3,24 ton
- berat tanah di atas pile cap (W_{tanah}) = 0,5 . (1,5 . 1,5 . 1,9) = 2,1375 ton
- berat tiang (W_{tiang}) = 4 . 15 . ½ . 0,32 . 0,28 . 2,4 = 7,056 ton

Beban total (P_t) = 37,504 + 3,24 + 2,1375 + 7,056

= 50,239 ton

Cek geser satu arah

Bidang geser satu arah terletak pada jarak d' dari muka kolom. Untuk menghitung kuat geser beton (Vc) menggunakan rumus,

$\Phi V_c = \frac{1}{6}.\sqrt{f'c}.b.d'$,untuk beban aksial dan lentur Φ = 0,65

$\Phi V_c = \frac{1}{6}.\sqrt{35}.1500.543,5.$

V_c = 1236688,216 N ≈ 1236,688KN

$$m = \frac{L_{pakai} - b_{kolom} - 2d}{2}$$

$$= \frac{1,5 - 0,31 - 2(0,543)}{2}$$

= 0,052 m

qu $= \frac{Pt}{L^2_{pakai}}$

$= \frac{50,239}{1,5^2}$

= 22,3284 T/m^2 = 223,284 KN/ m^2

Vu = qu×m×L_{pakai}

= 223,284 x 0,052 x 1,5

= 17,416 KN

Vc = 1236,688 KN > Vu = 17,416 KN, maka tebal *pile cap* aman terhadap bidang geser satu arah.

Cek geser dua arah

x = b kolom + d' = 310 + 543,5 = 853,5 mm = 0,854 m

y = h kolom + d' = 610 + 543,5 = 1153,5 mm = 1,154 m

b_o = 2(x + y) = 2(0,854 + 1,154) = 4,016 m

$V_c = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{\beta_c}\right)\sqrt{f'c}.b_o.d' = \frac{1}{12}\left(2 + \frac{4}{1}\right)\sqrt{35}.4016 .543,5 = 6456,502$ KN

$V_c = \frac{1}{12}\left(\frac{\alpha_s.d'}{b_o} + 2\right)\sqrt{f'c}.b_o.d' = \frac{1}{12}\left(\frac{30.543,5}{4016} + 2\right)\sqrt{35}.4016.543,5 = 6521,078$ KN

$V_c = \frac{1}{3}\sqrt{f'c}.b_o.d' = \frac{1}{3}\sqrt{35}.4016.543,5 = 4304,335$ KN (menentukan)

Sehingga ΦVc = 0,65. 4304,335 = 2797,818 KN

Vu = qu(L^2 – (x.y))

= 223,284 ($1,5^2$ – (0,854. 1,154))

= 282,339 KN

ΦVc = 2797,818 KN > Vu = 282,339 KN, maka tebal *pile cap* aman terhadap geser dua arah.

Desain lentur

$$L_m = \frac{L_{pakai} - b_{kolom}}{2}$$

$$= \frac{1,5 - 0,31}{2}$$

$$= 0,595 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{2} \times qu \times L_m^2$$

$$= \frac{1}{2} \text{ x } 223,284 \text{ x } 0,595^2$$

$$= 39,524 \text{ KNm}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85.f'c} = \frac{400}{0,85.35} = 13,44538$$

$$R_n = \frac{Mu}{\Phi.b.(d')^2} = \frac{39,524.10^6}{0,65.1500.(543,5)^2} = 0,137$$

$$\rho = \frac{1}{m}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.m.Rn}{fy}}\right) = \frac{1}{13,44538}\left(1 - \sqrt{1 - \frac{2.13,44538.0,137}{400}}\right) = 0.0003433$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{fy} = \frac{1,4}{400} = 0,0035$$

karena $\rho < \rho_{\min}$ maka $\rho_{pakai} = \rho_{\min} = 0,0035$

Luas Tulangan Perlu,As = 0,0035 . 1500 . 543,5 = 2853,375 mm^2

$$A_{D13} = \frac{1}{4} \times \pi \times 13^2$$

$$= 132,665 \text{ mm}^2$$

Dipakai D13, As = 132,665 mm^2

Jarak Tulangan (s) = $\frac{1500 - 2.50}{13} = 107,692$ mm

sehingga Tulangan yang dipakai D13 – 107 mm

5.4.5 Analisis Kapasitas Dukung Tiang Tunggal

Perhitungan kapsitas dukung pondasi tiang tunggal berdasarkan data dari hasil uji penetrasi SPT, dihitung dengan Metode *Meyerhof* (1956) dan *Sosrodarsono* (1988). Perhitungan diambil pondasi yang mendukung kolom H11 dengan beban aksial (PU) = 37,505 T, panjang tiang 15 m, dimensi 32x32x32 cm. Dalam perhitungan analisis pondasi tiang pancang berdasarkan SPT, letak denah analisis terdapat pada titik pengujian SPT nomor 2 (DB-2).

1. Menurut *Meyerhoff* (1956), kapasitas dukung tiang tunggal ditentukan dengan formula N-SPT sesuai dengan langkah-langkah sebagai berikut:

a. Kapasitas dukung ujung tiang (Qp)

Dengan :

- Nilai N pada ujung tiang (Nb) = 35
- Luas penampang dasar tiang (Ap)

= . a. t = .0,32.0,28 = 0,0433 m^2

Qp = 40 . Nb . Ap

= 40 . 35 . 0,0433

= 60,62 ton

b. Kapasitas dukung selimut tiang (Qs)

Kapasitas dukung selimut tiang (Qs) dihitung keseluruhan panjang tiang. Dengan :

- N rata – rata sepanjang tiang

= = 16,875

- Luas selimut tiang (As) = 3 . d . L = 3.0,32.15 = 14,4 m^2

Qs = 0,2 . N . As

= 0,2.16,875.14,4

= 48,6 ton

c. Kapasitas dukung ultimit tiang pancang (Qult)

Kapasitas dukung ultimit tiang (Qult) dihitung berdasarkan persamaan 3. sebagai berikut.

Qult = Qp + Qs - Wp

= 60,62 + 48,6 – 1,6125

= 107,6075 ton

d. Kapasitas dukung izin tiang (Qa)

Kapsitas dukung izin tiang (Qa) dihitung berdasarkan persamaan 3. sebagai berikut.

Qa = = = 43,043 ton

2. Menurut *Sosrodarsono* (1988), kapasitas dukung tiang tunggal ditentukan dengan formula N-SPT sesuai dengan langkah-langkah sebagai berikut:

a.i.1.a.i.14.a. Kapasitas dukung ujung tiang (Qp)

Adapun langkah –langkah perhitungan nilai daya dukung pada ujung tiang adalah sebagai berikut :

Nilai N pada ujung tiang = 35

Nilai N rata-rata pada daerah 4 D = = 28,6

Nilai $N_{rata\text{-}rata}$ = = 31,8

Panjang nilai ekivalensi sampai ke lapisan pendukung (*l*) = 1,2

Dari Gambar 3.20 didapat (tiang pancang biasa)

= 17,5

qD = 17,5 N

= 17,5. 31,8

= 556,5 ton/m^2

Qp = qD.A

= 556,5.0,5.0,32.0,28 = 24,653 ton

a.i.1.a.i.14.b. Kapasitas dukung selimut tiang (Qs)

Perhitungan kapasitas dukung selimut tiang dapat di hitung dengan persamaan berikut ini :

$Qs = U. \sum L_i . f_i$

U = 3. a = 3. 0,32 = 0,96 m

fi = C atau N (≤ 12) dari Tabel 3.

Kemudian secara keseluruhan, perhitungan gaya geser pada keliling permukaan tiang ditampilkan pada Tabel 5.8

Tabel 5.8 Gaya Geser Pada Keliling Permukaan Tiang

Li (m)	Tanah	N rata-rata	fi (t/m²)	Li * fi (t/m)
2,7	lempung kelanauan	8	8	21.6
1,7	lempung kelanauan	11	11	18.7
1,3	lempung kelanauan	13	12	15.6
1,5	lanau kelempungan	13	12	18
1,5	lanau kelempungan	17	12	18
1,3	lanau kelempungan	20	12	15.6
3,2	lanau kelempungan	17	12	38.4
1,5	lanau kelempungan	27	12	18
			∑Li.Fi =	163.9

$Qs = U. \sum L_i . f_i$

= 0,96. 163,9

= 13,344 ton

a.i.1.a.i.14.c. Kapasitas dukung ultimit tiang pancang (Qult)

Perhitungan kapasitas dukung ultimit tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

Qu = Qp + Qs - Wp

= 24,653 + 13,344 – 1,6125

= 36,385 ton

a.i.1.a.i.14.d. Kapasitas dukung izin tiang (Q_{all})

Perhitungan kapasitas dukung ijin tiang dapat dihitung dengan persamaan berikut ini :

Qall =

= = 14,554 ton

5.4.6 **Analisis Kapasitas Dukung Kelompok Tiang**

Beban – beban di atas kelompok tiang :

- Beban aksial kolom (P) = 37,505 ton
- Berat *pile cap* = 1,5 . 1,5 . 0,6 . 2,4 = 3,24 ton
- Berat tanah diatas *pile cap* = 1,9 . 1.5 . 1.5 . 0.5 = 2,12 ton
- Berat tiang = ½ . 0.32 .0,28 . 15 . 4. 2,4 = 6,45 ton

Beban total (V) = 49,315 ton

Kapasitas Dukung Tiang Kelompok Berdasarkan Data SPT

1. menurut teori *Meyerhoff* (1956), kapasitas dukung kelompok tiang ditentukan dengan formula N-spt sesuai dengan langkah-langkah berikut:

Jumlah tiang (n) = = = 0,871 ≤ 4 tiang

Mak jumlah tiang (n) baru = = = 1,146 ≤ 4 tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung dihitung dengan rumus sebagai berikut.

Berdasarkan jumlah total kapasitas kelompok tiang (rumus 3.30 dan 3.31):

Q_{ult} $= m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s - Wp)$

$= 2 \cdot 2 \cdot (60{,}62 + 48{,}6 - 1{,}6125)$

$= 430{,}43$ ton $>$ 49,315 ton

Q_{ult} $= Lg \cdot Bg \cdot qp + \sum [\, 2 (Lg + Bg) DL \cdot fs] - Lg \cdot Bg \cdot Wp$

- Q_p $= 1{,}22.1{,}22.40.Nb = 1{,}22.1{,}22.40.35 = 2083{,}76$ ton
- Qs $= \sum [\, 2 (Lg + Bg) DL \cdot fs] = 2\ (1{,}22+1{,}22)\ 15.\ 0{,}2.16{,}875$

$= 274{,}05$ ton

Q_{ult} $= 2083{,}76 + 274{,}05 - (1{,}22.1{,}22.1{,}6125)$

$= 2355{,}409$ ton

Dari ke dua rumus diatas maka diambil nilai kapasitas dukung lebih kecil, sehingga Qu = 430,43 ton $>$ 49,315 ton (aman)

2. Menurut *Sosrodarsono* (1988), kapasitas dukung kelompok tiang ditentukan dengan formula N-spt sesuai dengan langkah-langkah berikut:

Jumlah tiang (n) = = = 2,577 ≤ 4 tiang

Mak jumlah tiang (n) baru = = = 3,389 ≤ 4 tiang

Kapasitas dukung kelompok tiang pada tanah lempung dihitung dengan rumus sebagai berikut.

Berdasarkan jumlah total kapasitas kelompok tiang (rumus 3.30 dan 3.31):

Q_{ult} $= m \cdot n \cdot (Q_p + Q_s - Wp)$

$= 2 \cdot 2 \cdot (24{,}653 + 13{,}344 - 1{,}6125)$

$= 145{,}54$ ton $>$ 49,315 ton (aman)

Q_{ult} $= Lg \cdot Bg \cdot qp + \sum [\, 2 (Lg + Bg) DL \cdot fs] - Lg \cdot Bg \cdot Wp$

- Q_p = 1,22.1,22. 556,5 = 828,295 ton

- Qs = $\sum$ [2 (Lg + Bg) DL . fs]

  = 2 (1,22+1,22) $\sum$ Li.fi = 2 (1,22+1,22) 183,9 = 799,832 ton

Q_{ult} = 828,295 + 799,832 – (1,22.1,22.1,6125)

= 1625,727 ton

Dari ke dua rumus diatas maka diambil nilai kapasitas dukung lebih kecil, sehingga Qu = 145,54 ton > 49,315 ton (aman)

5.4.7 **Analisis Penurunan Fondasi Tiang**

Analisis penurunan (settlement) pada pondasi tiang pancang dapat di bedakan menjadi dua yaitu penurunan fondasi tiang tunggal dan penurunan pada fondasi tiang kelompok, tetapi pada tanah lempung hanya terdapat penurunan tiang kelompok saja dan efisiensi tiang hanya terdapat pada tanah pasir. Data Laboratorium pada data tanah proyek Gedung Pabrik *Sari Roti PT. Nippon Indosari Corpindo* tidak lengkap, oleh karena itu perhitungan penurunan menggunakan data pendekatan- pendekatan penelitian yang ada.

Untuk analisis penurunan fondasi tiang kelompok pada tanah lempung, pada lapisan tanah terletak 2/3 L kebawah. Distribusi tegangan diasumsikan dengan 1 : 2 dan sifat-sifat mekanika tanah adalah

Lapisan 1 : γb = 17,21 KNm^2, γsat = 12,2 KN/m, Cu = 2,5 t/m^2

ϕ = 38°, Mv = 0,00005 m^2/KN, Eu = 15000 KN/m^2.

Lapisan 2 : γb = 18,12 KNm^2, γsat = 13,1 KN/m, Cu = 2,5 t/m^2

ϕ = 40°, Mv = 0,00005 m^2/KN, Eu = 17000 KN/m^2.

Lapisan 3 : γb = 18,31 KNm^2, γsat = 13,8 KN/m, Cu = 2,5 t/m^2

ϕ = 42°, Mv = 0,00005 m^2/KN, Eu = 20000 KN/m^2.

Dimensi dasar pondasi rakit ekivalen

B = 1,22 m

L = 1,22 m

Tekanan netto pada dasar pondasi :

qp = = 33,133 ton/m^2 = 331,33 KN/m^2

Gambar 5.46 Distribusi Tegangan pada fondasi tiang

4.7.1. Hitungan penurunan segera

a. Lapisan (1) :

H/B = = 2,54 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_1 = 0,52

D/B = = 7,62 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_0 = 0,52

 S_{i1} = = = 0,00729 m

b. Lapisan (2)

- Dianggap Lapisan (1) dan (2) mempunyai Eu = 17000 KN/m^2 dan H = 3,1 + 1,5 = 4,6 m

H/B = = 3,77 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_1 = 0,57

D/B = = 7,62 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_0 = 0,52

S_i = = = 0,00705 m

- Bila Lapisan (1) dianggap didasari oleh lapisan keras dengan Eu = 17000 KN/m^2

H/B = = 2,54 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_1 = 0,52

D/B = = 7,62 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_0 = 0,52

S_i = = = 0,00643 m

 S_{i2} = 0,00705 - 0,00643 = 0,00062 m

c. Lapisan (3)

- Dianggap Lapisan (1), (2) dan (3) mempunyai Eu = 20000 KN/m^2 dan H = 4,6 + 1 = 5,6 m

H/B = = 4,59 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh μ_1 = 0,6

D/B = = 7,62 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh $\mu_0 = 0,52$

S_i = = = 0,00631 m

- Bila Lapisan (1) dan (2) dianggap didasari oleh lapisan keras dengan Eu = 17000 KN/m^2

H/B = = 3,77 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh $\mu_1 = 0,57$

D/B = = 7,62 ; L/B = = 1 ; dari Gambar 3.25 diperoleh $\mu_0 = 0,52$

S_i = = = 0,00599 m

 S_{i3} = 0,00631 - 0,00599 = 0,00032 m

Penurunan Segera total (S_i total)

= 0,00729 + 0,00062 + 0,00032 = 0,00823 m

4.7.2. Hitungan Penurunan konsolidasi

Lapisan 1 : kedalaman 11,95 m, H = 3,1 m, Mv = 0,00005 m^2/KN

Ap = = 26,42 KN/m^2

S_{c1} = Dp.Mv.H = 26,42.3,1.0,00005 = 0,0041 m

Lapisan 2 : kedalaman 14,25 m, H = 1,5 m, Mv = 0,00005 m^2/KN

Ap = = 14,56 KN/m^2

S_{c2} = Dp.Mv.H = 14,56.1,5.0,00005 = 0,0011 m

Lapisan 3 : kedalaman 15,5 m, H = 1 m, Mv = 0,00005 m^2/KN

Ap = = 10,603 KN/m^2

S_{c3} = Dp.Mv.H = 10,603.1.0,00005 = 0,00053 m

 Penurunan Sekunder Total (S_c total)

= 0,0041 + 0,0011 + 0,00053 = 0,00573 m

Jadi, penurunan total kelompok tiang = 0,00823 + 0,00573 = 0,01396 m

LAMPIRAN 1

HASIL UJI PENYELIDIKAN TANAH

LAMPIRAN 2

***OUTPUT* SAP 2000**

LAMPIRAN 3

GAMBAR STRUKTUR BANGUNAN