

SKRIPSI

**PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI TIANG FRANKI
PADA GEDUNG HOTEL “SUTAN RAJA” MATARAM**



Disusun Oleh:

BOBBY OCTAVIANUS TAMPUBOLON

11 21 921

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

RECEIVED

THE SECRETARY OF THE ARMY
WASHINGTON, D. C.

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

100-100000

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI TIANG FRANKI PADA
GEDUNG HOTEL “SUTAN RAJA” MATARAM**

*Skripsi Ini Diajukan Guna Memenuhi Salah Satu Syarat
Untuk Menyelesaikan Program Pendidikan S-1
Pada Program Studi Teknik Sipil Institut Teknologi Nasional Malang*

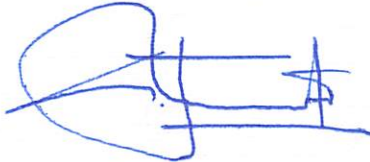
Disusun Oleh:

Bobby Octavianus Tampubolon

11 21 921

Disetujui Oleh:

Pembimbing I



Ir. Eding Iskak Imananto., MT

Pembimbing II



Ir. Munasih., MT

Mengetahui:

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1



Ir. Andrianus Agus Santosa., MT

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

**LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI**

**PERENCANAAN STRUKTUR PONDASI TIANG FRANKI PADA
GEDUNG HOTEL "SUTAN RAJA" MATARAM**

Dipertahankan Dihadapan Dewan Penguji Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)

Pada Hari Kamis, 21 Agustus 2014

*dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat Guna Memperoleh
Gelar Sarjana Teknik Sipil*

Disusun Oleh:

Bobby Octavianus Tampubolon

11 21 921

Disahkan Oleh:

Ketua



Ir. Andrianus Agus Santosa., MT

Sekretaris



Lila Ayu Ratna Winanda., ST, MT

Anggota Penguji

Penguji I



Ir. Bambang Wedyantadji., MT

Penguji II



Ir. Togi H Nainggolan., MS

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2014

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini:

Nama : Bobby Octavianus Tampubolon

NIM : 11 21 921

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul **Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Franki Pada Gedung Hotel “Sutan Raja” Mataram** adalah benar-benar merupakan hasil karya sendiri, bukan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur seluruh karya orang lain, kecuali disebut dari sumber aslinya.

Apabila dikemudian hari terbukti atau dapat dibuktikan tugas akhir ini hasil jiplakan atau mengambil karya tulis dan pemikiran orang lain, saya bersedia menerima sanksi atas perbuatan tersebut.

Malang, September 2014

Yang membuat pernyataan,



Bobby Octavianus Tampubolon

KATA PENGANTAR

Segala kemuliaan dan syukur bagi Tuhan Yang Maha Esa atas penyertaan yang diberikan, sehingga penulis dapat menyelesaikan laporan skripsi dengan judul *Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Franki Pada Gedung Hotel "Sutan Raja" Mataram*, sebagai salah satu persyaratan untuk memperoleh gelar sarjana teknik.

Dalam proses penyelesaian skripsi ini penulis mendapat banyak bantuan dan kerjasama dari berbagai pihak. Melalui kesempatan ini, penulis ingin menyampaikan rasa acramat dan terima kasih kepada semua pihak yang telah memberikan bantuan dan dukungan selama penulisan skripsi ini. Penulis mengucapkan terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Suparno Djiwo., MT selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang atas kebijakannya.
2. Bapak Ir. Kustamar.,MT selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang atas kebijakannya.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa., MT selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang atas kebijakan, masukan dan bantuannya kepada penulis.
4. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto., MT selaku dosen pembimbing yang telah dengan sabar dan tulus meluangkan waktu, pikiran dan tenaga dalam memberikan bimbingan kepada penulis.
5. Ibu Ir. Munasih., MT selaku dosen pembimbing yang telah dengan sabar dan tulus meluangkan waktu, pikiran dan tenaga dalam memberikan bimbingan kepada penulis.
6. Bapak Ir. Togi H Nainggolan., MS dan Bapak Ir. Bambang Wedyantadji., MT selaku dosen penguji yang telah memberikan saran kepada penulis.

Penulis menyadari bahwa tulisan ini masih belum sempurna, oleh sebab itu penulis mengharapkan saran dan kritik dari pembaca demi kesempurnaan tulisan ini.

Malang, Agustus 2014

Penulis

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN	i
LEMBAR PENGESAHAN	ii
LEMBAR PERNYATAAN KEASLIAN	iii
KATA PENGANTAR	iv
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR TABEL	xi
DAFTAR GAMBAR	xiii
ABSTRAK	xvi
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang Masalah	1
1.2. Rumusan Masalah	2
1.3. Batasan Masalah	2
1.4. Tujuan Penelitian	3
1.5. Manfaat Penelitian	3
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	4
2.1. Tanah Sebagai Bahan Pondasi	4
2.1.1. Umum	4
2.1.2. Klasifikasi Tanah	5
2.1.2.1. Fraksi-fraksi Tanah	5
2.1.2.2. Berdasarkan Campuran Butir	7
2.1.2.3. Berdasarkan Sifat Lekatnya	7
2.1.3. Tanah Kohesif Dan Tanah Non-Kohesif	8

2.2.	Tinjauan Umum Pondasi	9
2.2.1.	Pengertian Pondasi	9
2.2.2.	Klasifikasi Pondasi	9
2.2.2.1.	Pondasi Dangkal	9
2.2.2.2.	Pondasi Dalam	10
2.2.3.	Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi	11
2.3.	Pondasi Tiang	11
2.3.1.	Pengertian Pondasi Tiang	11
2.3.2.	Mekanisme Pemikulan Beban Pada Pondasi Tiang	12
2.3.3.	Daya Dukung Pondasi Tiang	15
2.3.3.1.	Daya Dukung Tiang Tunggal	15
2.3.3.2.	Efisiensi Kelompok Tiang	20
2.3.4.	Penurunan Pondasi Tiang Pada Tanah Pasir	25
2.3.4.1.	Penurunan Pondasi Tiang Tunggal	26
2.3.4.2.	Penurunan Kelompok Tiang Pada Tanah Pasir	28
2.3.5.	Tiang Mendukung Beban Lateral	30
2.3.5.1.	Tiang Ujung Jepit dan Tiang Ujung Bebas	30
2.3.5.2.	Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Panjang	31
2.3.5.3.	Metode Brinch Hansen	34
2.3.5.4.	Metode Broms	36
2.3.6.	Prosedur Perencanaan Pondasi Tiang	36
2.3.6.1.	Menentukan Profil dan Karakteristik Tanah	36
2.3.6.2.	Penentuan Kedalaman Pondasi	37
2.3.6.3.	Penentuan Jenis dan Dimensi Pondasi Tiang	37
2.3.6.4.	Perencanaan Pondasi Tiang	38
2.3.6.5.	Penentuan Konfigurasi Tiang	38
2.3.6.6.	Pengaruh Konstruksi Pada Bangunan Di Sekitar Proyek	38
2.4.	Pondasi Tiang Franki	38

BAB III ANALISA PEMBEBANAN	46
3.1. Data Perencanaan	46
3.2. Perhitungan Beban Pelat	47
3.2.1. Perhitungan Pelat Atap	47
3.2.2. Perhitungan Pelat Lantai	48
3.2.3. Perataan Beban Pelat	50
3.3. Perhitungan Portal Melintang	56
3.3.1. Balok Melintang Lantai 1, 2, 3, 4, 5	56
3.3.2. Balok Melintang Lantai 6	62
3.3.3. Balok Melintang Atap	68
3.4. Perhitungan Portal Memanjang	73
3.4.1. Balok Memanjang Lantai 1, 2, 3, 4, 5	73
3.4.2. Balok Memanjang Lantai 6	76
3.4.3. Balok Memanjang Atap	78
3.5. Perhitungan Beban Gempa	80
3.5.1. Berat Bangunan Total (WT)	80
3.5.2. Waktu Getar Gempa	88
BAB IV PERENCANAAN PONDASI	92
6.1. Data Perencanaan	92
1. Data Teknis	92
2. Data Hasil Analisis Program SANSPRO	92
6.2. Perhitungan Daya Dukung Aksial	93
1. Kondisi Pembebanan 1 (Beban Ringan)	93
A. Data Perencanaan	93
B. Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal	94
C. Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok	98
D. Beban Total Yang Diterima Oleh Pondasi	101
2. Kondisi Pembebanan 2 (Beban Sedang)	102
A. Data Perencanaan	102

B.	Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal	104
3.	Kondisi Pembebanan 3 (Beban Berat)	109
A.	Data Perencanaan	109
B.	Daya Dukung Aksial Tiang Tunggal	110
C.	Daya Dukung Aksial Tiang Kelompok	115
D.	Beban Total Yang Diterima Oleh Pondasi	118
6.3.	Perhitungan Penurunan Pondasi	119
1.	Kondisi Pembebanan 1 (Beban Ringan)	119
A.	Tiang Tunggal (Metode Empiris)	119
B.	Tiang Kelompok (Metode Vesic 1977)	120
2.	Kondisi Pembebanan 2 (Beban Sedang)	120
Tiang Tunggal (Metode Empiris)	120	
3.	Kondisi Pembebanan 3 (Beban Berat)	120
A.	Tiang Tunggal (Metode Empiris)	120
B.	Tiang Kelompok (Metode Vesic 1977)	121
6.4.	Perhitungan Penulangan	121
1.	Kondisi Pembebanan 1 (Beban Ringan)	121
A.	Perhitungan Momen	122
B.	Penulangan <i>Pile Cap</i>	124
C.	Peninjauan Geser	127
D.	Penulangan Tiang Franki	129
2.	Kondisi Pembebanan 2 (Beban Sedang)	135
A.	Penulangan <i>Pile Cap</i>	136
B.	Peninjauan Geser	138
C.	Penulangan Tiang Franki	140
3.	Kondisi Pembebanan 3 (Beban Berat)	146
A.	Perhitungan Momen	147
B.	Penulangan <i>Pile Cap</i>	148
C.	Peninjauan Geser	152
D.	Penulangan Tiang Franki	154

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN159

5.1 Kesimpulan159

5.2 Saran159

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

TABEL 2.1	Hubungan Nilai N dan Kerapatan Relatif Tanah Pasir	5
TABEL 2.2	Golongan Tanah Dilihat Dari Ukuran Butirnya	7
TABEL 2.3	Faktor Keamanan Yang Disarankan (Reese dan O'neill) 1989	17
TABEL 2.4	Nilai Koefisien C_p (Vesic, 1977)	27
TABEL 2.5	Hubungan Antara K_1 dan C_u	32
TABEL 2.6	Kriteria Jenis Perilaku Tiang	33
TABEL 3.1	Nilai Perataan Beban	56
TABEL 3.2	Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Z untuk tiap portal	91
TABEL 4.1	Kondisi Pembebanan Hasil Analisis Program SANSPRO	92
TABEL 4.2	Nilai Hambatan Lekat Pada Setiap Lapisan Tanah	94
TABEL 4.3	Nilai Perlawanan Konus Titik S-01	96
TABEL 4.4	Rekap Tahan Aksial Tiang Franki	98
TABEL 4.5	Nilai Hambatan Lekat Pada Setiap Lapisan Tanah	103
TABEL 4.6	Nilai Perlawanan KONUS Titik S-01	106
TABEL 4.7	Rekap Tahanan Aksial Tiang Franki	108
TABEL 4.8	Nilai Hambatan Lekat Pada Setiap Lapisan Tanah	110

TABEL 4.9. Nilai Perlawanan Konus Titik S-01	113
TABEL 4.10. Rekap Taban Aksial Frang Franki	115
TABEL 4.11. Nilai Mye (Stinglet Wipel).....	123
TABEL 4.12. Nilai Mye (Stinglet/Wipel).....	147

DAFTAR GAMBAR

GAMBAR 2.1.	Pondasi Dangkal	10
GAMBAR 2.2.	Pondasi Dalam	10
GAMBAR 2.3.	Mekanisme Pengalihan Beban Pada Tanah Melalui Pondasi Tiang.....	13
GAMBAR 2.4.	Kurva Hubungan Beban Terhadap Penurunan.....	13
GAMBAR 2.5.	Ilustrasi Distribusi Pemikulan Beban Pada Pondasi Tiang.....	14
GAMBAR 2.6.	Skema <i>End Bearing Pile</i>	17
GAMBAR 2.7.	Skema <i>Friction Pile</i>	18
GAMBAR 2.8.	Skema <i>Combined Pile</i>	18
GAMBAR 2.9.	Skema Jarak Antar Tiang.....	21
GAMBAR 2.10.	Skema Efisiensi Kelompok Tiang.....	22
GAMBAR 2.11.	Skema Pondasi Tiang Kelompok.....	24
GAMBAR 2.12.	Definisi Tiang Ujung Jepit dan Ujung Bebas.....	31
GAMBAR 2.13.	Kondisi Pembebanan Lateral Pada Pondasi Tiang.....	31
GAMBAR 2.14.	Hubungan η_h dan Kerapatan Relatif Tanah Pasir.....	34
GAMBAR 2.15.	Reaksi Tanah, Geser, dan Momen Lentur Pada Metode Brinch Hansen (Sumber: Tomlinson, 1994).....	35

GAMBAR 2.16. (a) Koefisien K_e dan (b) Koefisien K_q (Sumber: Hansen, 1961)	35
GAMBAR 2.17. Perlawanan Tanah dan Momen Lentur Tiang Panjang Dengan Kondisi Kepala Tiang Terjepit	36
GAMBAR 2.18. Proses Pelaksanaan Tiang Franki	44
GAMBAR 2.19. Proses Pelaksanaan Tiang Franki	45
GAMBAR 3.1. Pola Perataan Beban Pelat	50
GAMBAR 3.2. Respon Spektrum Gempa Rencana Wilayah Gempa 4	89
GAMBAR 4.1. Skema Perlawanan Ujung Konus	95
GAMBAR 4.2. Skema Pembebanan <i>Pile Cap</i>	100
GAMBAR 4.3. Skema Pembebanan Pondasi	101
GAMBAR 4.4. Skema Perlawanan Ujung Konus	105
GAMBAR 4.5. Skema Pembebanan Pondasi	108
GAMBAR 4.6. Skema Perlawanan Ujung Konus	112
GAMBAR 4.7. Skema Pembebanan <i>Pile Cap</i>	117
GAMBAR 4.8. Skema Pembebanan Pondasi	118
GAMBAR 4.9. Spesifikasi Penulangan <i>Pile Cap</i>	122
GAMBAR 4.10. Skema Pembebanan <i>Pile Cap</i>	122
GAMBAR 4.11. Skema Momen Arah Y	123
GAMBAR 4.12. Skema Geser Pons	127
GAMBAR 4.13. Penampang Ekuivalen Tiang Pondasi	130

GAMBAR 4.14. Penulangan Tiang Franki Kondisi Pembebanan Teringan	134
GAMBAR 4.15. Spesifikasi Penulangan <i>Pile Cap</i>	135
GAMBAR 4.16. Skema Geser Pons	138
GAMBAR 4.17. Penampang Ekuivalen Tiang Pondasi	141
GAMBAR 4.18. Penulangan Tiang Franki Kondisi Pembebanan Sedang	145
GAMBAR 4.19. Spesifikasi Penulangan <i>Pile Cap</i>	146
GAMBAR 4.20. Skema Pembebanan <i>Pile Cap</i>	147
GAMBAR 4.21. Skema Momen Arah Y	148
GAMBAR 4.22. Skema Geser Pons	152
GAMBAR 4.23. Penampang Ekuivalen Tiang Pondasi	155
GAMBAR 4.24. Penulangan Tiang Franki Kondisi Pembebanan Terberat	158

ABSTRAK

Judul : Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Franki Pada Gedung Hotel "Sutan Raja" Mataram
Nama : Bobby Octavianus Tampubolon
Nim : 11 21 921
Pembimbing I : Ir. Munasih., MT
Pembimbing II : Ir. Eding Iskak Imananto., MT

Kata Kunci : Data sondir, Jumlah Tiang, Daya dukung aksial pondasi.

Proyek gedung hotel Sutan Raja Mataram terdiri dari 6 lantai hotel dan 1 lantai restoran. Jenis tanah dominan tanah pasir dengan tingkat kepadatan yang tinggi. Kedalaman penetrasi konus lebih besar dari 10 m untuk mencapai nilai penetrasi konus terhadap tanah sebesar 250 kg/cm². Beban-beban yang disalurkan struktur atas kepada pondasi bervariasi pada masing-masing kolom. Dalam perencanaan ini hanya direncanakan pondasi pada 3 titik, yaitu titik dengan beban teringan, sedang dan terberat. Diameter pondasi direncanakan 40 cm pada titik dengan beban teringan dan 60 cm pada titik dengan beban sedang dan beban terberat. Pembesaran ujung tiang direncanakan 30% dari diameter awal pada setiap titik.

Pada perencanaan di titik 41 dengan beban aksial 125430 Kg, digunakan tiang kelompok dengan jumlah tiang sebanyak 2 buah tiang dan dihasilkan daya dukung ijin tiang kelompok sebesar 143227,500 Kg. Pada perencanaan di titik 40 dengan beban aksial 174640 Kg, digunakan tiang tunggal dengan kapasitas dukung ijin tiang tunggal sebesar 182242,464 Kg. Pada perencanaan di titik 37 dengan beban aksial 251510 Kg, digunakan tiang kelompok dengan jumlah tiang sebanyak 2 buah tiang dan dihasilkan daya dukung ijin tiang kelompok sebesar 320382,252 Kg.

Dari perencanaan yang dilakukan, didapatkan pondasi tiang franki dengan daya dukung aksial ijin lebih besar dari beban aksial yang terjadi pada masing-masing titik yang direncanakan. Dengan kata lain pondasi tiang franki pada setiap titik yang direncanakan dapat menahan beban gedung hotel "Sutan Raja" Mataram.

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang Masalah

Berkembangnya suatu wilayah dapat dilihat dari pembangunan-pembangunan di dalamnya, termasuk pembangunan dalam bidang konstruksi. Tenaga-tenaga teknik sipil yang berkecimpung dalam perencanaan atau pelaksanaan bangunan perlu mempunyai pengertian yang mendalam mengenai konstruksi. Oleh karena itu, sangat diperlukan pertumbuhan pengetahuan dalam bidang keteknik sipil untuk menciptakan kriteria konstruksi yang handal.

Tanah selalu mempunyai peranan penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi, mengingat hampir semua bangunan dibuat di atas atau di bawah permukaan tanah. Struktur yang berdiri di atas tanah diharapkan mampu untuk menyalurkan beban dengan baik.

Pondasi sebagai salah satu bagian struktural terbawah yang meneruskan beban ke tanah di bawahnya, harus dapat menjamin kestabilan bangunan terhadap beban yang bekerja. Inilah yang menyebabkan pondasi harus mendapat perhatian khusus.

Berdasarkan hasil pengujian lapangan dengan penetrasi sondir pada lokasi perencanaan gedung hotel "Sutan Raja" Mataram, didapatkan jenis tanah adalah tanah berpasir dengan stabilitas yang tinggi dan kedalaman penetrasi konus lebih besar dari 10 m untuk mencapai nilai penetrasi konus terhadap tanah sebesar 250 kg/cm². Itu berarti letak tanah keras berada pada kedalaman lebih besar dari 4 m. Jika dihubungkan dengan syarat penggolongan jenis pondasi, maka pondasi tergolong pondasi dalam.

Pengaruh kondisi tanah secara langsung adalah terhadap kemudahan pelaksanaan pondasi tiang. Pada lapisan tanah pasir, lanau, atau lempung dimana kerikil dan batuan tidak dijumpai, dapat dipertimbangkan penggunaan tiang pancang beton. Akibat adanya lensa pasir, lapisan yang berkerikil atau lapisan

batuan mungkin tidak akan dapat ditembus oleh tiang pancang, sehingga penggunaan tiang dengan cara pengeboran dapat dipertimbangkan.

Pondasi Tiang Franki merupakan salah satu jenis pondasi yang pelaksanaannya dilakukan dengan cara pengeboran. Tiang franki dicor di tempat (*cast in place*), dan dengan pembesaran pada dasar tiang yang membuat jenis pondasi ini sangat ekonomis untuk semua kondisi tanah. Tiang juga dapat dipancang dengan ujung tertutup, sehingga tidak dipengaruhi air tanah.

Dilihat dari proses pelaksanaannya, pondasi ini mengandung kegiatan yang ada pada tiang pancang dan tiang bor. Daya dukung selimut tiangnya yang sama dengan pondasi tiang bor, serta daya dukung ujung tiangnya yang tidak kalah dengan pondasi tiang pancang membuat pondasi tiang franki menjadi perhatian khusus bagi para ahli konstruksi.

Oleh karena spesifikasi pondasi tiang franki memiliki keterkaitan yang erat dengan data-data teknis yang ada dilapangan, maka pondasi tiang franki di pilih sebagai perencanaan struktur pondasi pada pembangunan gedung hotel “Sutan Raja” Mataram 7 lantai.

1.2. Rumusan Masalah

Perumusan masalah dalam perencanaan ini adalah sebagai berikut:

1. Berapa kapasitas dukung pondasi tiang franki yang diperlukan pada setiap titik yang direncanakan, agar dapat menahan beban gedung hotel “Sutan Raja” Mataram?
2. Berapa jumlah tiang yang dibutuhkan pada setiap titik yang direncanakan?
3. Berapa dimensi *pile cap* yang dibutuhkan pada setiap titik yang direncanakan agar dapat menahan gaya geser?

1.3. Batasan Masalah

Mengingat luasnya masalah dalam perencanaan ini, maka penulis membatasi permasalahan yang akan dibahas, yaitu meliputi:

1. Perhitungan beban yang disebabkan oleh struktur bangunan atas dihitung dengan menggunakan program bantu teknik sipil
2. Pondasi menggunakan tiang franki
3. Pengolahan data tanah diperoleh dari laboratorium geoteknik dan geodesi Universitas Mataram.

1.4. Tujuan Penelitian

1. Mengetahui kapasitas dukung pondasi tiang franki yang diperlukan agar dapat menahan beban gedung hotel “Sutan Raja” Mataram.
2. Mengetahui jumlah tiang yang dibutuhkan pada setiap titik yang direncanakan.
3. Mengetahui dimensi *pile cap* yang dibutuhkan agar dapat menahan gaya geser yang terjadi.

1.5. Manfaat Penelitian

1. Memberikan pemahaman tentang perencanaan pondasi tiang franki.
2. Memberikan informasi mengenai perhitungan struktur pondasi tiang franki pada gedung hotel “Sutan Raja” Mataram.
3. Sebagai perbandingan perencanaan tipe pondasi pada gedung hotel “Sutan Raja” Mataram.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1 Tanah Sebagai Bahan Pondasi

2.1.1. Umum

Tanah selalu mempunyai peranan yang penting pada suatu lokasi pekerjaan konstruksi. Tanah adalah pondasi pendukung suatu bangunan, atau bahan konstruksi dari bangunan itu sendiri, atau kadang-kadang sebagai sumber penyebab gaya luar pada bangunan.

Masalah-masalah teknik yang sering dijumpai oleh ahli-ahli teknik sipil harus dipertimbangkan sedalam-dalamnya untuk meramal dan menentukan kemampuan daya dukung tanah beserta kemungkinan dalamnya penurunan yang akan terjadi yang disebabkan oleh gaya yang bekerja.

Bila suatu pondasi dibangun langsung di atas suatu lapisan tanah keras yang terletak di bawah suatu lapisan tanah lunak, maka kita perlu juga memperkirakan dan menentukan agar lereng galian itu cukup stabil. Demikian pula perlu diperkirakan pengaruh dari keadaan air tanah dalam lapisan yang lunak beserta kesulitan-kesulitan yang dapat ditimbulkannya selama pekerjaan berlangsung. Selanjutnya bila suatu pondasi dihubungkan dengan suatu tanah timbunan, maka harus diadakan analisa mengenai tabiat dari tanah yang diakibatkan oleh tekanan beban dinamis dan keadaan pemadatan tanah timbunan itu.

Untuk mengadakan peramalan dan penilaian teknis sedemikian diperlukan pengertian yang mendalam mengenai karakteristik mekanis dari tanah. Pengalaman dan pengetahuan mengenai kondisi tanah yang telah diadakan pembangunan beserta kondisi bangunan itu, adalah berguna untuk mengatasi masalah yang sedang dihadapi.

2.1.2. Klasifikasi Tanah

Istilah tanah yang dimaksud di sini adalah mencakup semua bahan, dari tanah lempung (*clay*) sampai berangkal (batu-batuan yang besar). Jadi semua endapan alam yang bersangkutan dengan teknik sipil, kecuali batuan tetap (*rock*). Batuan tetap ini umumnya stabilitas dan daya dukungnya tinggi, sehingga apabila digali untuk sementara tidak terganggu stabilitasnya. Dengan demikian tidak menimbulkan problema pada pekerjaan teknik sipil kecuali tingkat kekerasannya saja, yang tentunya dapat diatasi dengan alat-alat penggali mesin atau dengan peledakan.

2.1.2.1. Fraksi-fraksi Tanah (jenis tanah berdasarkan butir)

1. Batu kerikil dan pasir (*Sand and Gravel*)

Golongan ini terdiri dari pecahan-pecahan batu dengan berbagai ukuran dan bentuk. Butir-butir batu kerikil kadang-kadang terdiri dari satu macam zat mineral tertentu, misalnya *kwartz* atau *flin*.

Bila ukuran butir-butir terdiri dari satu ukuran saja, dalam hal ini bahan disebut "seragam". Sedang butir-butir yang mencakup macam-macam ukuran, dari ukuran batu besar sampai ukuran pasir halus, dalam hal ini bahan disebut "bergradasi baik".

Ciri-ciri batu kerikil/pasir dapat dirinci sebagai berikut:

- a. Gesekan tinggi.
- b. Tembus air (tidak kedap air).
- c. Butir-butirnya kasar dan lepas.

Tabel 2.1. Hubungan nilai N dan kerapatan relatif tanah pasir

Nilai N	Kerapatan Relatif
< 4	Sangat tidak padat
4 – 10	Tidak padat
10 – 30	Kepadatan sedang
30 – 50	Padat
> 50	Sangat padat

Sumber: Sosrodarsono, S: "Mekanika Tanah & Teknik Pondasi" (Jakarta: Pradnya Paramita, 2000), 58.

2. Lempung (*Clay*)

Lempung terdiri dari butir-butir yang sangat kecil dan menunjukkan sifat plastisitas dan kohesi. Kohesi menunjukkan sifat bahwa bagian-bagian dari bahan melekat satu sama lain, sedangkan plastisitas adalah sifat yang memungkinkan bentuk bahan itu dapat diubah-ubah tanpa perubahan isi atau tanpa kembali ke bentuk aslinya dan tidak terjadi retakan-retakan atau pecah-pecah.

Ciri-ciri tanah lempung (*Clay*), dapat dirinci sebagai berikut:

- a. Butir-butirnya halus dan lekat.
- b. Rapat air.
- c. Kembang susut besar (kalau basah mengembang sampai menjadi air, kalau kering sampai menjadi keras).
- d. Daya dukungnya sangat dipengaruhi oleh kandungan air di dalamnya. bila kandungan airnya melebihi optimum, akan menurunkan daya dukungnya.

3. Lanau (*Silt*)

Lanau adalah bahan yang merupakan peralihan antara lempung dan pasir halus, kurang plastis dan lebih mudah ditembus air dibandingkan lempung. Dan menunjukkan sifat dilatasi yaitu menunjukkan gejala perubahan isi bila lanau tersebut diubah bentuknya. Lanau juga akan menunjukkan gejala untuk menjadi hidup (*quick*) bila diguncangkan dan digetarkan.

Ciri-ciri lanau (*Silt*), dapat dirinci sebagai berikut:

- a. Butir-butirnya halus dan lepas.
- b. Ada sedikit daya lekat.
- c. Dalam keadaan kering dapat menjadi debu.
- d. Daya dukungnya sangat dipengaruhi oleh kandungan air, dimana umumnya semakin tinggi kadar airnya, daya dukungnya akan menurun.

Golongan-golongan tanah tersebut dilihat dari ukuran butir-butirnya dapat dikelompokkan sebagai berikut:

Tabel 2.2. Golongan tanah dilihat dari ukuran butirnya

Macam Tanah	Batas-batas Ukuran Butir
Berangkal	> 20 cm
Kerakal	8 cm s/d 20 cm
Kerikil	2 mm s/d 8 mm
Pasir kasar	0,6 mm s/d 2 mm
Pasir sedang	0,2 mm s/d 0,6 mm
Pasir halus	0,06 mm s/d 0,2 mm
Lanau	0,002 mm s/d 0,06 mm
Lempung	< 0,002 m

Sumber: Asiyanto: "Metode Konstruksi Untuk Pekerjaan Pondasi" (Jakarta: UI-Press, 2012), 7.

Didalam kenyataannya, bisa saja tanah merupakan campuran dari berbagai jenis, misalnya sebagian pasir dan sebagian sisanya lempung. Maka untuk tanah semacam ini disebut tanah "lempung berpasir".

2.1.2.2. Berdasarkan Campuran Butir

1. Tanah berbutir kasar adalah tanah yang sebagian besar butir-butir tanahnya berupa pasir dan kerikil.
2. Tanah berbutir halus adalah tanah yang sebagian besar butir-butir tanahnya berupa lempung dan lanau.
3. Tanah organik adalah tanah yang cukup banyak mengandung bahan-bahan organik.

2.1.2.3. Berdasarkan Sifat Lekatnya

1. Tanah kohesif adalah tanah yang mempunyai sifat lekatan antara butir-butirnya (tanah lempung = mengandung lempung cukup banyak).
2. Tanah non-kohesif adalah tanah yang tidak mempunyai atau sedikit sekali lekatan antara butir-butirnya (hampir tidak mengandung lempung), seperti pasir.

3. Tanah organik adalah tanah yang sifatnya sangat dipengaruhi oleh bahan-bahan organik (sifat tidak baik).

2.1.3. Tanah Kohesif Dan Tanah Non-Kohesif

Apabila karakteristik fisis yang selalu terdapat pada massa butiran tanah pada pembahasan dan/atau pengeringan yang menyusul butiran tanah bersatu sesamanya sehingga suatu gaya akan diperlukan untuk memisahkannya dalam keadaan kering tersebut, maka tanah tadi disebut kohesif. Apabila butiran-butiran tanah terpisah-pisah sesudah dikeringkan dan hanya apabila berada dalam keadaan basah akibat gaya tarik permukaan di dalam air, maka tanah ini disebut non-kohesif. Tanah kohesif dapat bersifat tidak plastis, plastis, atau berupa cairan kental, tergantung pada nilai kadar air saat itu. Tanah non-kohesif tidak memiliki garis batas antara keadaan plastis dan tidak plastis, karena jenis tanah ini tidak plastis untuk semua nilai kadar air. Tetapi dalam beberapa kondisi tertentu, tanah non-kohesif dengan kadar air yang cukup tinggi dapat bersifat sebagai suatu cairan kental.

Tarikan permukaan memberikan tanah non-kohesif suatu kohesi semu (*apparent cohesion*) yang disebut demikian karena kohesi tersebut akan hilang apabila tanah itu benar-benar kering atau benar-benar jenuh. Dari sudut pandang praktis, tanah non-kohesif dengan kohesi semu ini (lembab sampai basah tapi tidak jenuh) dapat digali secara vertikal untuk kedalaman yang dangkal, atau dibor di mana lubangnya akan tetap utuh. Tetapi apabila tanah itu mengering atau menjadi jenuh, kohesi semu tadi akan hilang dan pinggir-pinggir galian atau lobang bor tadi akan runtuh.

Tanah non-kohesif merupakan material yang baik untuk mendukung bangunan, karena tanah ini memiliki kapasitas daya dukung yang tinggi dan penurunan kapasitas dukung kecil asalkan tanahnya relatif padat. Penurunan kapasitas dukung terjadi segera karena permukaan tanah diterapkan beban. Penurunan yang besar juga dapat terjadi pada tanah yang tidak padat jika terdapat getaran dengan frekuensi tinggi. Dalam pelaksanaan konstruksi khususnya

struktur bawah, alternatif yang menghasilkan getaran dengan frekuensi tinggi kurang sesuai dengan tanah non-kohehit.

2.2. Tinjauan Umum Pondasi

2.2.1. Pengertian Pondasi

Sebagian orang punya pendapat yang keliru tentang arti pondasi. Mereka berpendapat bahwa pondasi adalah struktur pendukung bagi bangunan di atasnya. Pendapat ini sebenarnya tidak salah seratus persen, tetapi secara konsep pendapat tersebut bisa keliru. Pengembangan dari pendapat tersebut bisa semakin keliru, bahwa untuk memperbesar daya dukung lalu berarti harus memperbesar pondasi.

Pendapat yang benar secara konseptual, bahwa pondasi adalah struktur perantara yang memiliki fungsi meneruskan beban bangunan di atasnya (termasuk berat sendiri), kepada tanah tempat pondasi tersebut berpijak tanpa mengakibatkan terjadinya penurunan bangunan di luar batas toleransinya. Dengan pendapat ini, maka kita sadar bahwa yang sebenarnya mempunyai fungsi pendukung terakhir adalah tanah. Oleh karena itu, berbicara tentang pondasi jelas tidak dapat menghindar untuk berbicara tentang tanah juga.

Dengan demikian, perencanaan pondasi sangat erat kaitannya dengan pengetahuan tentang mekanika tanah. Kemudian karena tanah berfungsi sebagai pendukung, maka pondasi harus terletak pada tanah yang mampu mendukungnya atau yang mempunyai daya dukung yang cukup sesuai dengan beban yang terjadi untuk tiap satuan luas (kg/cm^2).

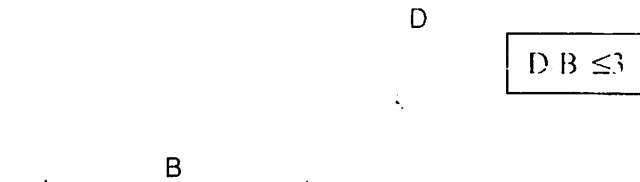
Dalam kenyataannya, tanah terdiri dari suatu lapisan-lapisan dimana pada umumnya semakin dalam lapisan tanah semakin kuat daya dukungnya.

2.2.2. Klasifikasi Pondasi

2.2.2.1. Pondasi Dangkal

Kriteria pondasi dangkal ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dangkal ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya lebih kecil atau sama dengan

nga ($D/B \leq 3$) (Sostrodarsono, S. "Mekanika Tanah & Teknik Pondasi" Jakarta, Pradnya Paramita, 2000, 75).

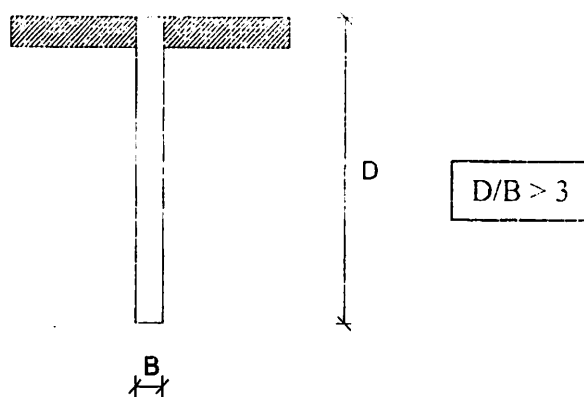


Gambar 2.1. Pondasi Dangkal

Pada umumnya pondasi dangkal terdiri dari pondasi telapak (*spread foundation*). Namun timbul dalam pemikiran untuk mengembangkan kemampuan pondasi dangkal untuk dapat menahan beban yang lebih besar, atau dengan kata lain mengembangkan daya dukung tanah dangkal yang kurang baik. Pondasi itu adalah pondasi cakar ayam dan pondasi sarang laba-laba yang disebut khusus dan telah memperoleh hak paten intelektual.

2.2.2.2. Pondasi Dalam

Kriteria pondasi dalam ditetapkan dengan angka/rasio perbandingan antara lebar pondasi dengan kedalaman pondasi. Dimana untuk pondasi dalam ditetapkan bila kedalaman pondasi dibagi lebarnya pondasi lebih besar dari tiga ($D/B > 3$).



Gambar 2.2. Pondasi Dalam

Beberapa pondasi yang termasuk ke dalam pondasi dalam yaitu pondasi

tiang dan pondasi sumbuaran. (Sosrodarsono, S: "Mekanika Tanah & Teknik Pondasi" Jakarta: Pradnya Paramita, 2000, 75).

2.2.3. Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi

Dalam menentukan tipe pondasi yang sesuai dengan kondisi tanah yang akan dibangun, harus mempertimbangkan beberapa faktor di bawah ini (Sosrodarsono, S: "Mekanika Tanah & Teknik Pondasi" ,Jakarta: Pradnya Paramita, 2000, 74-77).

1. Keadaan tanah pondasi.

Keadaan tanah dimana pondasi tersebut akan dibangun merupakan hal yang utama bagi tanah untuk menopang beban paling penting dan harus diperhatikan dalam pemilihan pondasi, tentunya erat hubungannya dengan daya dukung yang diberikan di atasnya.

2. Batasan – batasan akibat konstruksi di atasnya.

Dalam hal ini berhubungan dengan kondisi beban dan kegunaan atau fungsi bangunan atas.

3. Batasan – batasan dari sekelilingnya.

Kondisi lingkungan disekitar lokasi pembangunan harus diketahui supaya tidak berdampak negatif baik pada saat pelaksanaan pembangunan maupun setelah pelaksanaan pembangunan.

4. Waktu dan biaya pekerjaan.

Dalam pertimbangan pemilihan jenis pondasi tentunya tidak lepas dari segi waktu dan biaya. Apabila pemilihan pondasi cocok dan pelaksanaan sesuai dengan waktu yang ditentukan, maka tidak terjadi pemborosan atau pembengkakan biaya sehingga pembangunan pondasi dapat dikatakan ekonomis.

2.3. Pondasi Tiang

2.3.1. Pengertian Pondasi Tiang

Pondasi tiang adalah suatu konstruksi pondasi yang mampu menahan gaya *orthogonal* ke sumbu tiang dengan jalan menyerap lenturan. Pondasi tiang dibuat

menjadi satu kesatuan yang monolit dengan menyatukan pangkal tiang pancang yang terdapat di bawah konstruksi, dengan tumpuan pondasi.

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan bila lapisan tanah kuat terletak sangat dalam. Pondasi jenis ini juga digunakan untuk mendukung bangunan yang menahan gaya angkat ke atas, terutama pada bangunan-bangunan tingkat tinggi yang dipengaruhi oleh gaya-gaya penggulingan akibat beban angin.

Pondasi tiang digunakan untuk beberapa maksud, antara lain:

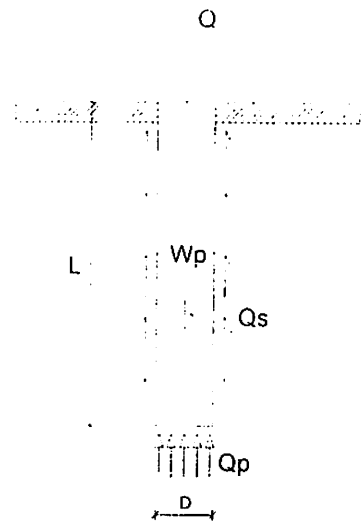
1. Untuk meneruskan beban bangunan yang terletak di atas air atau tanah lunak, ke tanah pendukung yang kuat.
2. Untuk meneruskan beban ke tanah yang relatif lunak sampai kedalaman tertentu, sehingga pondasi bangunan mampu memberikan dukungan yang cukup untuk mendukung beban tersebut oleh gesekan dinding tiang dengan tanah di sekitarnya.
3. Untuk mengangker bangunan yang dipengaruhi gaya angkat ke atas akibat tekanan hidrostatis atau momen penggulingan.
4. Untuk menahan gaya-gaya horizontal dan gaya yang arahnya miring.
5. Untuk memadatkan tanah pasir, sehingga kapasitas dukung tanah tersebut bertambah.
6. Untuk mendukung pondasi bangunan yang permukaan tanahnya mudah tergerus air.

2.3.2. Mekanisme Pemikulan Beban Pada Pondasi Tiang

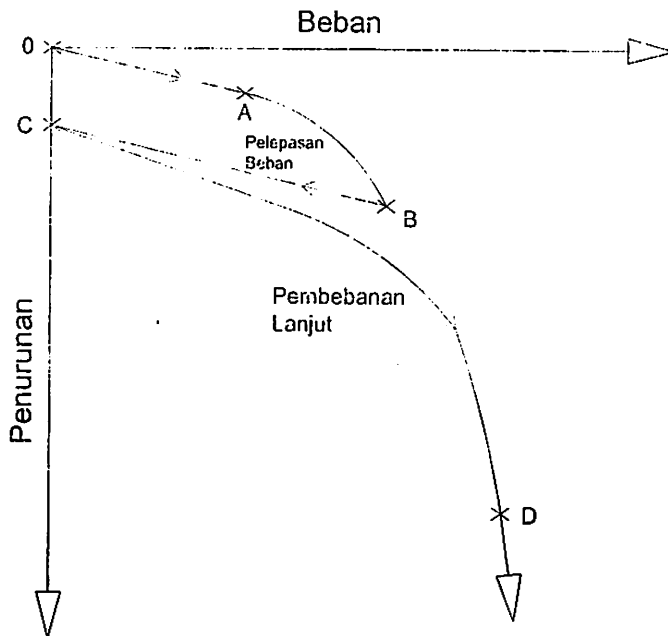
Pondasi tiang mengalihkan beban yang diterima kepada tanah melalui dua mekanisme, yaitu berupa gesekan selimut dan tahanan ujung. Kedua komponen daya dukung tersebut ditunjukkan dalam gambar 2.3. Gesekan selimut diperoleh sebagai akibat adhesi atau perlawanan geseran antara selimut tiang dengan tanah disekelilingnya, sedangkan tahanan ujung timbul karena desakan ujung pondasi terhadap tanah.

Jika suatu pondasi tiang dibebani, akan dihasilkan suatu kurva beban penurunan seperti ditunjukkan oleh gambar 2.4. Pada awalnya sistem tiang tanah berperilaku secara elastis membentuk garis lurus harga titik A, dan jika beban

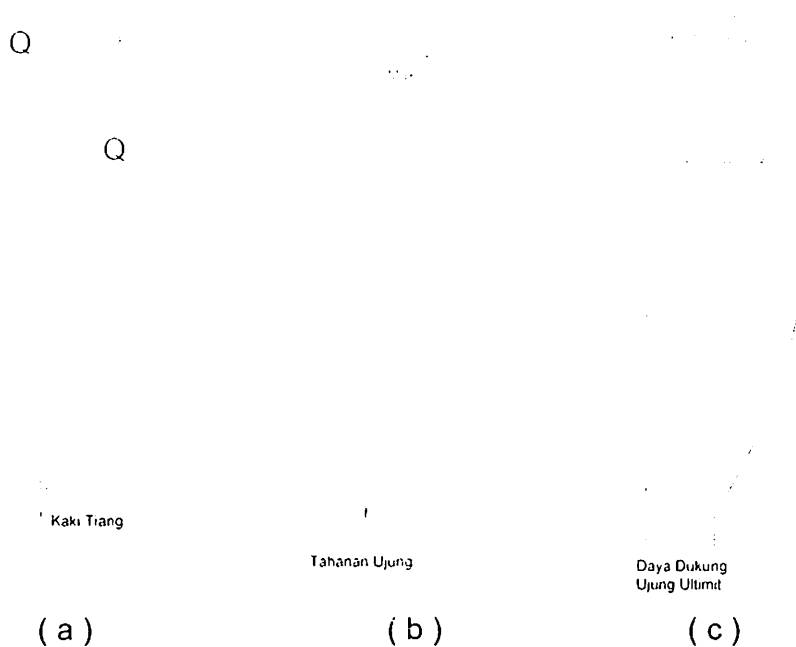
dilepaskan maka kepala tiang akan kembali ke posisi semula. Pada kondisi pembebanan ini seluruh beban masih dipikul oleh tahanan selimut dari tiang. Gambar 2.5 (a) menemukkan distribusi pemikulan beban hingga di titik A



Gambar 2.3. Mekanisme Pengalihan Beban Pada Tanah Melalui Pondasi Tiang.



Gambar 2.4. Kurva Hubungan Beban Terhadap Penurunan.



Gambar 2.5. Ilustrasi Distribusi Pemikulan Beban Pada Pondasi Tiang di (a) titik A, (b) titik B, (c) titik D.

Bila beban ditingkatkan hingga titik B, maka sebagian dari gesekan selimut di bagian atas tiang mencapai gesekan ultimit dan terjadi gelinciran antara tiang dan tanah. Pada saat dimana ujung tiang mulai bergerak, tahanan ujung mulai dimobilisasi. Jika beban dilepaskan lagi maka kepala tiang tidak akan kembali ke posisi semula dititik 0 melainkan ke titik C, menyebabkan suatu penurunan tetap (*permanent set*) sebesar OC .

Pergerakan yang dibutuhkan untuk memobilisasi gesekan ultimit pada selimut tiang umumnya amat kecil ($0,3\% \sim 1,0\%$ dari diameter tiang atau berkisar antara $2,0 \text{ mm}$ hingga $5,0 \text{ mm}$), sedangkan untuk memobilisasi tahanan ujung tiang dibutuhkan gerakan yang lebih besar. Oleh karena itu gesekan selimut ultimit akan tercapai terlebih dahulu. Bilamana ditingkatkan terus, maka tahanan selimut tiang tidak dapat lebih tinggi lagi dan peningkatan beban berikutnya dialihkan kepada tahanan ujung tiang. Ketika mobilisasi tahanan ujung tercapai penuh (Titik D), tiang akan bergerak terus ke bawah tanpa disertai peningkatan beban yang berarti. Kondisi inilah yang disebut daya dukung ultimit tiang.

Distribusi pemikulan beban oleh tanah pada pondasi tiang ketika mencapai titik B dan saat mencapai beban ultimit (titik D) masing-masing ditunjukkan oleh gambar 2.5 (b) dan (c), dimana pada titik D baik tahanan selimut tiang maupun tahanan ujungnya telah mencapai nilai ultimit.

Konsep yang memisahkan gesekan selimut dan tahanan ujung pondasi tiang merupakan dasar perhitungan daya dukung tiang secara statik. Persamaan dasarnya dapat dinyatakan sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p \quad (2.1)^1$$

Dimana: Q_u = Daya dukung ultimit tiang.

Q_p = Daya dukung ujung tiang (ultimit).

Q_s = Daya dukung selimut tiang (ultimit).

W_p = Berat sendiri tiang.

Gambar 2.5 (c) menunjukkan komponen Q_p dan Q_s ultimit pada tahap pembebanan akhir. Dalam perencanaan pondasi tiang, pada umumnya berat sendiri tiang (W_p), tidak diikutsertakan dalam perhitungan karena praktis tidak memberikan kontribusi terhadap pemikulan beban rencana, sehingga daya dukung ultimit pondasi tiang dapat dinyatakan sebagai (*Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang"*, Bandung: GEC, 2005, 8-9):

$$Q_u = Q_p + Q_s \quad (2.2)^2$$

2.3.3. Daya Dukung Pondasi Tiang

2.3.3.1. Daya Dukung Tiang Tunggal

Daya dukung (*bearing capacity*) adalah kemampuan tanah untuk mendukung beban baik dari segi struktur pondasi maupun bangunan di atasnya tanpa terjadi keruntuhan. Apabila beban yang bekerja pada pondasi telah melampaui daya dukung dan tegangan geser batasnya maka akan berakibat

¹ Geotechnical Engineering Center: "*Manual Pondasi Tiang*" (Bandung: GEC, 2005), 9.

² Geotechnical Engineering Center: "*Manual Pondasi Tiang*" (Bandung: GEC, 2005), 9.

keruntuhan pada pondasi. Persamaan daya dukung tiang secara umum dirumuskan sebagai berikut :

$$Q = \frac{1}{n} Q_u = \frac{1}{n} (Q_p + Q_f) \quad (2.3)$$

Dimana : n = Faktor keamanan.

Q = Daya dukung tiang.

Q_u = Daya dukung batas pada tanah pondasi (ton).

Q_p = Daya dukung ujung tiang (ton).

Q_f = Daya dukung friksi (ton).

Reese dan O'neill dalam Sardjono (1991;108), menyarankan pemilihan faktor keamanan (n) untuk perancangan pondasi tiang, harus mempertimbangkan hal– hal berikut :

1. Tipe dan kepentingan dari struktur.
2. Variabilitas tanah (tanah tidak seragam).
3. Ketelitian penyelidikan tanah .
4. Tipe dan jumlah uji tanah yang dilakukan.
5. Ketersediaan data di tempat (uji beban tiang).
6. Pengawasan / kontrol kualitas di lapangan.
7. Kemungkinan beban desain aktual yang terjadi selama beban layanan struktur.

³ Sosrodarsono, S: "*Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*" (Jakarta: Pradnya Paramita, 2000), 99.

Tabel 2.3 Faktor keamanan yang disarankan (Reese dan O'Neill, 1989)

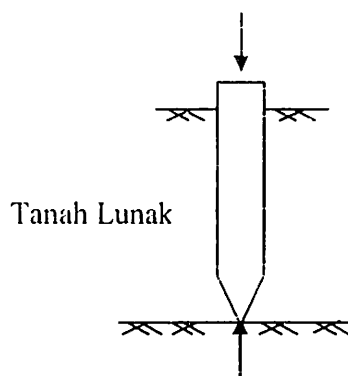
Klasifikasi struktur	Faktor keamanan (SF)			
	Kontrol baik	Kontrol normal	Kontrol jelek	Kontrol sangat jelek
Monumental	2.3	3	3.5	4
Permanen	2	2.5	2.8	3.4
Sementara	1.4	2	2.3	2.8

Sumber: Hardiyatmo, H.C: "Teknik Pondasi II" (Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada, 2001), 108.

Dari cara pemindahan beban yang diterima oleh tiang pondasi, maka daya dukung dapat dibedakan menjadi :

1. *End Bearing Pile* (Tiang dengan daya dukung ujung)

Tiang dengan daya dukung ujung yang tertahan pada ujungnya. Tiang ini meneruskan beban melalui tahanan ujung ke lapisan tanah keras yang mampu memikul beban yang diterima oleh tiang pancang tersebut.

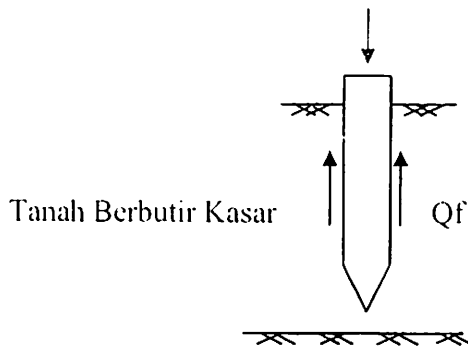


Gambar 2.6. Skema *End Bearing Pile*

2. *Friction Pile* (Tiang dengan daya dukung friksi)

Tiang dengan daya dukung friksi adalah tiang yang daya dukungnya berdasarkan hambatan lekat antara tiang dengan tanah (*lect*). Bila dilihat dari fungsinya dapat dibedakan menjadi :

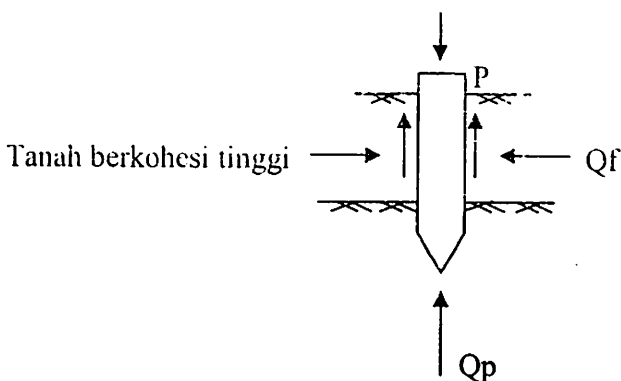
- gesekan (*friction pile*) pada tanah berbutir kasar yang sangat *permeable*.
- Tiang gesekan (*friction pile*) pada tanah berbutir sangat halus dengan permeabilitas sangat rendah.



Gambar 2.7. Skema *Friction Pile*

3. *Combined Pile* (Tiang pancang kombinasi antara daya dukung ujung dan geser/lekatan)

Kombinasi antara daya dukungnya berdasarkan pada tahanan ujung tiang (*end bearing*) dan adanya hambatan lekatan dari kulit tiang (*skin friction*). Pada dasarnya semua tiang pancang yang dipancang merupakan combined pile karena meskipun direncanakan *end bearing pile* pasti tanah tersebut mempunyai *skin friction*, begitu juga sebaliknya.



Gambar 2.8. Skema *Combined Pile*

Dalam menentukan daya dukung suatu tiang, yang harus diperhatikan adalah kemampuan tiang itu sendiri. Dalam mengukur kemampuan tiang dipakai rumus sebagai berikut:

1. Berdasarkan kekuatan bahan tiang :

$$P_{\text{tiang}} = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}} \quad (2.4)^4$$

Dimana : P_{tiang} = Kekuatan yang diizinkan pada tiang (kg).

σ_{bahan} = Tegangan tekan izin bahan tiang (kg/cm²).

A_{tiang} = Luas penampang tiang (cm²).

2. Berdasarkan rumus Begemann

Schmertmann dan Nottingham menganjurkan perhitungan daya dukung ujung pondasi tiang mengikuti cara Begemann, yaitu dengan meninjau perlawanan ujung sondir hingga jarak 8D di atas ujung tiang dan 0,7D hingga 4D di bawah ujung tiang dengan D adalah diameter atau sisi tiang, sehingga:

$$Q_p = \left(\frac{qc1 + qc2}{2} \right) A_p \quad (2.5)^5$$

Dimana : $qc1$ = nilai qc rata-rata pada 0,7D – 4D di bawah ujung tiang

$qc2$ = nilai qc rata-rata dari ujung tiang hingga 8D di atas ujung tiang

Q_p = Daya dukung ujung ultimit tiang

A_p = Luas proyeksi penampang tiang.

⁴ HS, Sardjono: "Pondasi Tiang Pancang" (Surabaya: Penerbit Sinar Wijaya, 1991), 45.

⁵ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 42.

Untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang bor dan tiang baja H, maka daya dukung selimut hanya diambil separuh dari formula diatas, sehingga menjadi:

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} \cdot l_i \cdot p \quad (2.6)$$

- Dimana :
- Q_s = daya dukung ultimit selimut tiang
 - f_{si} = gesekan selimut tiang per satuan luas pada segmen ke-i
 - l_i = panjang segmen tiang ke-i
 - p = keliling penampang tiang.

2.3.2.2. Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang didefinisikan sebagai berikut :

$$\eta = \frac{\text{DayaDukungKelompokTiang}}{\text{JumlahTiang} \times \text{DayaDukungTiangTunggal}} = \frac{Q_{pg}}{n \times Q_s} \quad (2.8)^7$$

Efisiensi kelompok tiang bergantung pada beberapa faktor diantaranya :

1. Jumlah tiang, panjang, diameter, pengaturan, dan terutama jarak antara as ke as tiang.
2. Modus pengalihan beban (gesekan selimut atau tahanan ujung).
3. Prosedur pelaksanaan Konstruksi (tiang pancang atau tiang bor).
4. Urutan instalasi tiang.
5. Jangka waktu setelah pemancangan.
6. Interaksi antara *pile cap* dengan tanah dipermukaan.

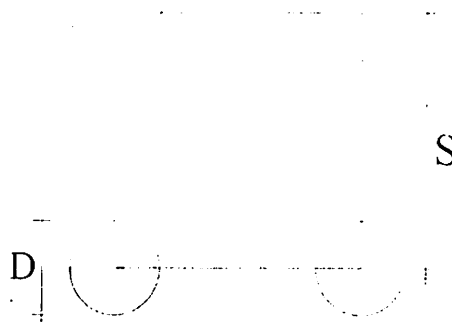
Penentuan daya dukung sebagai tiang kelompok perlu dihitung efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung sebuah tiang yang

⁶ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 55.

⁷ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 76.

berdiri sendiri tidak sama besarnya dengan tiang yang berada dalam suatu kelompok tiang.

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada jarak tiang (S) yang satu dengan yang lainnya. Jika tiang makin rapat maka makin kecil nilai efisiensinya dan begitu juga sebaliknya. Syarat jarak tiang kelompok (HS, Sardjono: "Pondasi Tiang Pancang", Surabaya: Universitas Penerbit Sinar Wijaya, 1991, 51-61):



Gambar 2.9. Skema Jarak Antar Tiang

1. $3D > S > 2.5 D$: jika terlalu dekat kemungkinan tiang yang berdekatan akan terangkat pada saat pemancangan (tetapi pada pondasi yang dicetak ditempat hal ini tidak terjadi)
2. $S < 2.00 \text{ m}$: jika terlalu renggang konstruksi Poer akan mahal
3. $S = \frac{1.57 \times D \times m \times n}{m + n - 2}$: syarat agar efisiensi (η) < 1

Dimana : S = Jarak antar tiang (m).

D = Diameter tiang (m).

m = Jumlah baris tiang arah X.

n = Jumlah tiang per-baris arah Y.

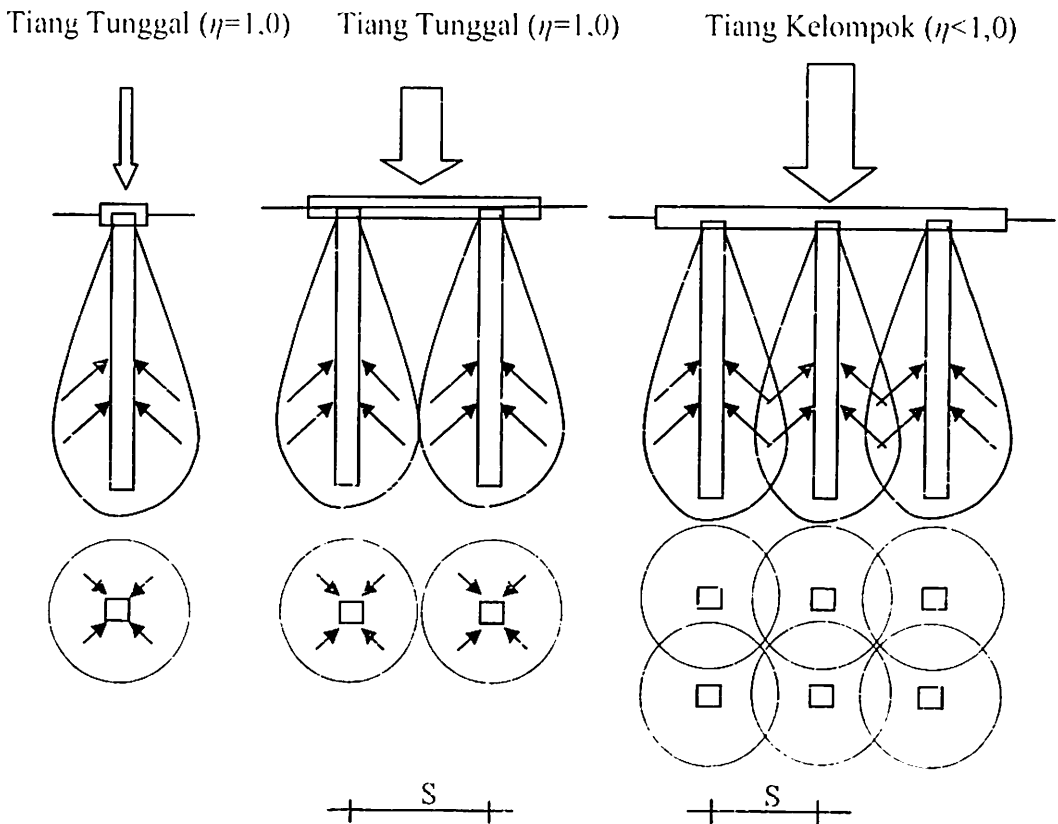
Daya dukung efektif dari satu tiang dalam suatu kelompok akan lebih kecil dari daya dukungnya sendiri. Hal ini disebabkan karena adanya nilai

efisiensi kelompok (η) yang nilainya kurang dari 1,0. Penentuan daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus dibawah ini :

$$Q_{pg} = n \cdot Q \tag{2.9}$$

- Dimana :
- Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang.
 - Q_s = Daya dukung satu tiang.
 - n = Jumlah tiang.

Kontribusi daya dukung tiang pancang yang dihasilkan dari lekatan/friksi kulit tiang dengan tanah disekeliling tiang. (*Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang", Bandung: GEC, 2005, 72-73*)



Gambar 2.10. Skema Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang dengan rumus sederhana:

$$\eta = \frac{2.(m+n-2).s+4.D}{p.m.n} \tag{2.10}^9$$

⁸ HS, Sardjono: "Pondasi Tiang Pancang" (Surabaya: Penerbit Sinar Wijaya, 1991), 59.

- Dimana: m = Jumlah tiang pada deretan baris
 n = Jumlah tiang pada deretan kolom.
 s = Jarak antar tiang.
 D = Diameter tiang.
 P = Keliling dari penampang tiang.

Rumus efisiensi kelompok banyak sekali ragamnya, di bawah ini disajikan beberapa rumus efisiensi yang lazim digunakan dalam hitungan. Apabila hitungan dilakukan dengan lebih dari satu macam rumus, maka angka efisiensi diambil yang terkecil karena akan diperoleh angka keamanan yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

1. Rumus *Converse – Labarre* (AASTHO)

$$\eta = 1 - \frac{\theta}{90} \left[\frac{(n-1)m + (m-1)n}{m.n} \right] \quad (2.11)^{10}$$

Dimana: $\theta = \arctan \frac{D}{S}$

2. Rumus *Los Angeles Group*

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}) \right] \quad (2.12)^{11}$$

3. Rumus *Seiler – Keeney*

$$\eta = \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2 - 7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)} \quad (2.13)^{12}$$

Dimana : m = Jumlah baris arah X

⁹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 73.

¹⁰ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 73.

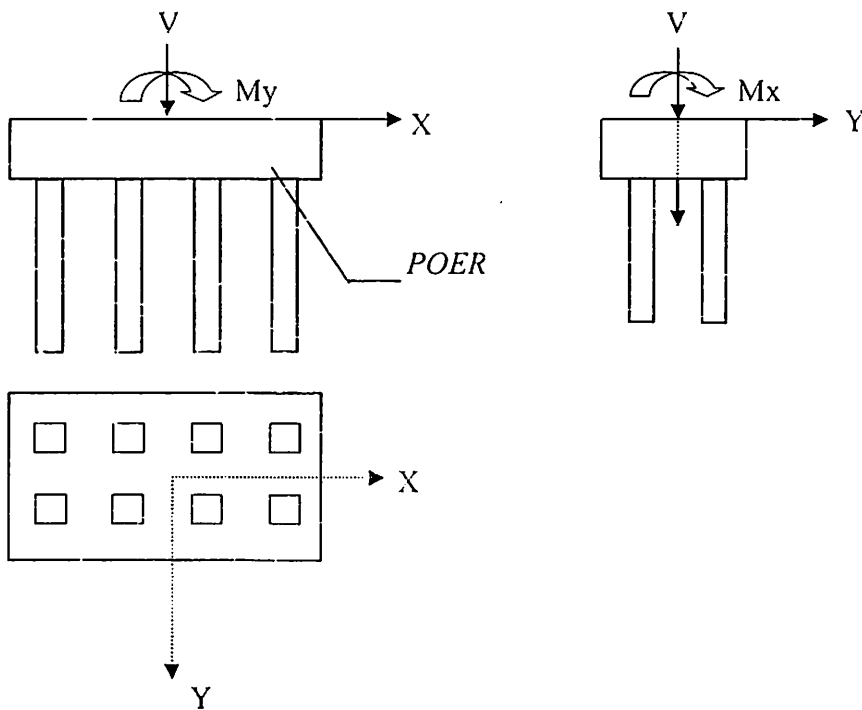
¹¹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 73.

¹² Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 73.

- n Jumlah tiang dalam baris arah Y
- D Diameter tiang
- s Jarak antar tiang

Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua arah. Beban sentris adalah jika garis kerja beban jatuh tepat diperpotongan sumbu simetris (x-x) dan (y-y).

Beban sentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disebarkan titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja, dan beban eksentris dua arah adalah jika garis kerja beban tidak bekerja di (x-x) maupun (y-y). Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua titik. (HS, Sardjono: "Pondasi Tiang Pancang". Yogyakarta: Penerbit Sinar Wijaya, 1991, 55-56)



Gambar 2.11. Skema Pondasi Tiang Kelompok

Dari gambar di atas dapat dirumuskan:

$$P_{\max} = \frac{\sum V}{n} + \frac{M_x X_{\max}}{n \sum X^2} + \frac{M_y Y_{\max}}{n \sum Y^2} \quad (2.14)^{13}$$

Dimana: P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang.

$\sum V$ = Jumlah total beban normal.

M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X.

M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y.

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (*group pile*).

X_{\max} = Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang.

Y_{\max} = Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang.

n_x = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x.

n_y = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y.

$\sum X^2$ = Jumlah kuadrat absis – absis tiang.

$\sum Y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat - ordinat tiang.

Apabila dalam merencanakan pondasi bor kontrol daya dukung tidak memenuhi, maka dalam perencanaan kita dapat menambah daya dukung dengan menyesuaikan kedalaman dan diameter tiang.

2.3.4. Penurunan Pondasi Tiang Pada Tanah Pasir

Perkiraan penurunan (*settlement*) pada pondasi tiang merupakan masalah yang kompleks, karena beberapa hal berikut:

1. Adanya gangguan pada kondisi tegangan tanah saat pemancangan.

¹³ HS, Sardjono: "Pondasi Tiang Pancang" (Surabaya: Penerbit Sinar Wijaya, 1991), 55-56.

2. Ketidakpastian mengenai distribusi dan posisi pengalihan beban (*load transfer*) dari tiang ke tanah

Peralihan (*displacement*) yang diperlukan untuk memobilisasi gesekan selimut adalah kecil (tidak lebih dari 5 mm), tidak tergantung pada jenis tanah, jenis tiang maupun ukuran tiang. Namun Vesic (1977) dan Sharma et al. (1988) menemukan bahwa peralihan ini dapat mencapai 10 mm. Peralihan yang diperlukan untuk memobilisasi perlawanan ujung sebaliknya lebih besar dan tergantung pada jenis tanah, jenis tiang serta ukuran tiang. Karena itu gesekan selimut tiang akan dimobilisasi lebih awal mendahului perlawanan ujung tiang. (Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang", Bandung: GEC, 2005, 79-80):

2.3.4.1. Penurunan Pondasi Tiang Tunggal

Karena penurunan dipengaruhi mekanisme pengalihan beban, maka penyelesaian untuk perhitungan penurunan hanya bersifat pendekatan. Untuk memperkirakan besarnya penurunan elastis atau penurunan seketika pada pondasi tiang tunggal, dapat digunakan dua metode, yaitu metode semi-empiris dan metode empiris.

1. Metode Semi Empiris

Untuk perencanaan, penurunan elastis pondasi tiang tunggal dapat dihitung sebagai berikut:

$$S_e = S_s + S_p + S_{ps} \quad (2.15)^{14}$$

- Dimana:
- S_e = Penurunan elastis total pondasi tiang tunggal.
 - S_s = Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal.
 - S_p = Penurunan dari ujung tiang.
 - S_{ps} = Penurunan akibat beban yang dialihkan sepanjang tiang.

Ketiga komponen ini dihitung secara terpisah dan kemudian dijumlahkan.

$$S_s = \frac{(Q_p + \alpha Q_s) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.16)^{15}$$

¹⁴ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 79.

Dimana	Q_p	Beban yang didukung ujung tiang (ton).
	Q_s	Beban yang didukung selimut tiang (ton).
	l	Panjang tiang (m).
	A_p	= Luas penampang tiang (m^2).
	E_p	Modulus elastisitas tiang (ton m^2).
	α	= Koefisien yang bergantung pada distribusi gesekan selimut sepanjang pondasi tiang.

Vesic (1977) menyarankan nilai $\alpha = 0,5$ untuk distribusi gesekan yang seragam atau parabolic sepanjang tiang. Untuk distribusi berbentuk segitiga (nol di puncak dan maksimum di dasar), nilai $\alpha = 0,67$. Distribusi tegangan seperti ini hanya dapat diperoleh secara empiris dengan memantau gesekan selimut saat uji pembebanan tiang.

$$S_p = \frac{C_p \cdot Q_p}{D \cdot q_p} \quad (2.17)^{16}$$

Dimana:	C_p	= Koefisien empiris (lihat tabel 2.4.).
	Q_p	= Perlawanan ujung di bawah beban kerja atau beban ujung yang diijinkan (ton).
	q_p	= Tahanan ujung tiang (ton/ m^2).

Dalam perkiraan ini telah diasumsikan bahwa ketebalan lapis pendukung di bawah ujung tiang sekurang-kurangnya 10 dikali diameter tiang. Nilai C_p menurut ajaran Vesic diberikan dalam tabel 2.4.

Tabel 2.4. Nilai koefisien C_p (Vesic, 1977)

Jenis Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat hingga lepas)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (teguh hingga lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Lanau (padat hingga lepas)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Sumber: *Geotechnical Engineering Center. "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.*

¹⁵ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 79.

¹⁶ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

Penurunan akibat pengalihan beban sepanjang tiang dapat dihitung dengan formula sebagai berikut.

$$S_{ps} = \frac{Q_{ws}}{p \cdot L} \cdot \frac{L}{E_s} \cdot (1 - \nu_s) \cdot L_{ws} \quad (2.18)^{17}$$

- Dimana:
- $\frac{Q_{ws}}{p \cdot L}$ = Gesekan rata-rata sepanjang tiang.
 - P = Keliling tiang.
 - L = Panjang tiang tertanam.
 - D = Diameter atau sisi tiang.
 - E_s = Modulus elastisitas tanah.
 - ν_s = Angka Poison tanah.
 - L_{ws} = Faktor pengaruh = $2 + 0,35 \cdot \sqrt{L/D}$

2. Metode Empiris

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \cdot L}{A_p \cdot E_p} \quad (2.19)^{18}$$

- Dimana:
- S = Penurunan total di kepala tiang (inchi).
 - D = Diameter atau sisi tiang (inchi).
 - Q = Beban kerja (pon atau lbs).
 - A_p = Luas penampang tiang (inchi²).
 - L = Panjang tiang (inchi).
 - E_p = Modulus elastisitas tiang (pon/inchi² atau psi).

2.3.4.2. Penurunan Kelompok Tiang Pada Tanah Pasir

Penurunan kelompok tiang umumnya lebih besar daripada pondasi tiang tunggal, karena pengaruh tegangan pada daerah yang lebih luas dan lebih dalam.

1. Metode Vesic (1977)

Vesic (1977) memberikan formula sederhana sebagai berikut:

$$S_g = S \cdot \sqrt{\frac{B_g}{D}} \quad (2.20)^{19}$$

¹⁷ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

¹⁸ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

Dimana:	S	Penurunan pondasi tiang tunggal.
	Sg	Penurunan kelompok tiang.
	Bg	Lebar kelompok tiang.
	D	Diameter atau sisi tiang tunggal.

2. Metode Mayerhof (1976)

Mayerhof (1976) memberikan formula empiris yang sederhana untuk memperkirakan penurunan kelompok tiang berdasarkan hasil uji penetrasi standar (SPT) dan hasil uji sondir.

Berdasarkan hasil SPT

$$Sg = 2 \cdot q \cdot \sqrt{\frac{Bg \cdot l}{N}} \quad (2.21a)$$

$$l = \left[1 - \frac{L}{8 \cdot Bg} \right] \geq 0,5 \quad (2.21b)^{20}$$

Dimana:	q	= Tekanan pada dasar pondasi (ton/ft ²).
	Bg	= Lebar kelompok tiang (ft).
	N	= Nilai rata-rata N _{spt} terkoreksi pada kedalaman ≈ Bg di bawah kelompok pondasi tiang.
	L	= Panjang tiang (ft).

Untuk pasir kelanauan, nilai Sg dari persamaan di atas harus dikalikan 2.

Berdasarkan data sondir (qc)

$$Sg = \frac{q \cdot Bg \cdot l}{2 \cdot qc} \quad (2.22)^{21}$$

Formula-formula di atas adalah berdasarkan anggapan bahwa tanah bersifat homogen dalam daerah pengaruh pondasi.

¹⁹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

²⁰ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

²¹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 80.

2.3.5. Tiang Mendukung Beban Lateral

Fondasi tiang sering harus dirancang dengan memperhitungkan beban-beban horisontal atau lateral, seperti: beban angin, tekanan tanah lateral, beban gelombang air, benturan kapal dan lain-lain. Besarnya beban lateral yang harus didukung fondasi tiang bergantung pada rangka bangunan yang mengirimkan gaya lateral tersebut ke kolom bagian bawah. Jika tiang dipasang vertikal dan dirancang untuk mendukung beban horisontal yang cukup besar, maka bagian atas dari tanah pendukung harus mampu menahan gaya tersebut, sehingga tiang-tiang tidak mengalami gerakan lateral yang berlebihan. Karena itu, tiang-tiang perlu dihubungkan dengan gelagar-gelagar horisontal yang berfungsi sebagai penahan gaya lateral. Biasanya, ruang bawah tanah (*basement*) atau balok-balok pengikat digunakan untuk menyebarkan beban horisontal ke seluruh tiang.

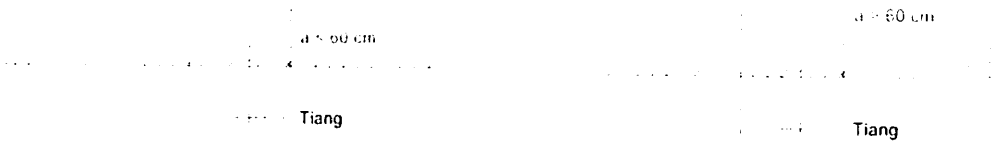
Gaya lateral yang terjadi pada tiang bergantung pada kekakuan atau tipe tiang, macam tanah, penanaman ujung tiang ke dalam pelat penutup kepala tiang, sifat gaya-gaya dan besar defleksi. Jika gaya lateral yang harus didukung tiang sangat besar, maka digunakan tiang miring. (Hardiyatmo, H. C: "Teknik Pondasi II", Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada, 2001, 193)

2.3.5.1. Tiang Ujung Jepit dan Tiang Ujung Bebas

Dalam analisis gaya lateral, tiang-tiang perlu dibedakan menurut model ikatannya dengan pelat penutup tiang. Karena, model ikatan tersebut sangat mempengaruhi kelakuan tiang dalam mendukung beban lateral. Sehubungan dengan hal tersebut, tiang-tiang dibedakan menurut 2 tipe, yaitu:

1. Tiang ujung jepit (*fixed end pile*)
2. Tiang ujung bebas (*free end pile*)

McNulty (1956) mendefinisikan tiang ujung jepit (*fixed end pile*) sebagai tiang yang ujung atasnya terjepit (tertanam) dalam pelat penutup kepala tiang paling sedikit sedalam 60 cm (24 inchi) (Gambar 2.12). Dengan demikian, untuk tiang yang bagian atasnya tidak terjepit atau terjepit ke dalam pelat penutup kepala tiang tetapi kurang dari 60 cm, termasuk tiang ujung bebas (*free end pile*). (Hardiyatmo, H. C: "Teknik Pondasi II", Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada, 2001, 193-194)



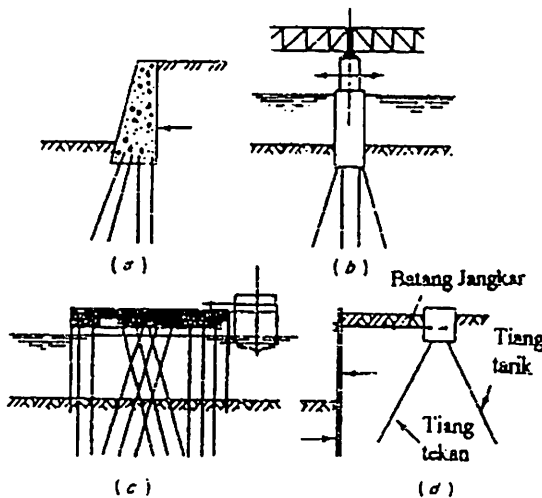
(a) Tiang ujung bebas

(b) Tiang ujung jepit

Gambar 2.12. Definisi Tiang Ujung Jepit dan Ujung Bebas

2.3.5.2. Penentuan Kriteria Tiang Pendek dan Panjang

Dalam perhitungan pondasi tiang yang dibebani lateral, disamping kondisi kepala tiang umumnya tiang dibedakan berdasarkan perilakunya atas pondasi tiang pendek dan pondasi tiang panjang.



Keterangan Gambar

(a). Dinding penahan

(b). Jembatan

(c). Pelabuhan

(d). Turap

Gambar 2.13. Kondisi Pembebanan Lateral Pada Pondasi Tiang

Pada pondasi tiang pendek, sumbu tiang masih tetap lurus pada kondisi terbebani lateral. Kriteria penentuan tiang pendek dan tiang panjang didasarkan pada kekakuan relatif antara pondasi tiang dengan tanah. (Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang", Bandung: GEC, 2005, 63)

Pada tanah lempung yang *over consolidated*, modulus *subgrade* tanah biasanya diasumsi konstan terhadap kedalaman tanah. Dalam hal ini digunakan faktor kekakuan R untuk menentukan tiang pendek atau panjang

$$R = \sqrt[4]{\frac{E_p \cdot I_p}{K_s \cdot B}} \quad (2.23)^{22}$$

- dimana:
- E_p = Modulus elastisitas tiang (ton/m²)
 - I_p = Momen inersia tiang (m⁴)
 - K_s = Modulus *subgrade* tanah dalam arah horisontal (ton/m³)
 - B = Diameter atau sisi tiang (m)

Nilai K_s dapat diambil sebesar $k_1/1,5$, dimana k_1 adalah modulus *subgrade* tanah menurut Terzaghi yang ditentukan dengan percobaan pembebanan pelat bujursangkar dengan sisi berukuran 1 kaki (1 ft) di lapangan. Nilai k_1 berhubungan dengan kuat geser tak terdrainase dari tanah lempung seperti diberikan pada tabel 2.5.

Tabel 2.5. Hubungan antara k_1 dan C_u

Konsistensi	Kuat geser tak terdrainase, C_u (Kg/cm ²)	Rentang k_1 (Kg/cm ³)
Teguh	1,0 – 2,0	1,8 – 3,6
Sangat teguh	2,0 – 4,0	3,6 – 7,2
Keras	> 4,0	> 7,2

Sumber: *Geotechnical Engineering Center*. "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64

Sedangkan pada tanah lempung yang terkonsolidasi normal dan tanah berbutir kasar, nilai modulus *subgrade* umumnya meningkat terhadap kedalaman, sehingga digunakan kriteria lain, yaitu :

²² *Geotechnical Engineering Center*: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64.

$$E = \frac{1}{V} \frac{1}{\eta} \dots \text{(dalam satuan panjang)} \quad (2.24)^{23}$$

dimana η adalah konstantan modulus *subgrade* tanah. Nilai η_h mempunyai hubungan dengan modulus *subgrade* horisontal sebagai berikut:

$$K = \frac{\eta_h \cdot x}{B} \quad (2.25)^{24}$$

dimana x adalah kedalaman yang ditinjau. Nilai η_h tipikal untuk tanah pasir diberikan oleh Terzaghi dan Reese seperti ditunjukkan pada gambar 2.14. Untuk tanah lempung lunak yang terkonsolidasi normal, nilai $\eta_h = 350\sim 700 \text{ KN/m}^3$ sedangkan untuk tanah lanau organik lunak, $\eta_h = 150 \text{ KN/m}^3$. Untuk tanah kohesif, nilai K_s dapat diperkirakan dengan persamaan berikut:

$$K = 67 \cdot \frac{Su}{B} \quad (2.26)^{25}$$

dimana S_u adalah kuat geser tak terdrainase dari tanah kohesif.

Kriteria tiang pendek atau panjang ditentukan berdasarkan nilai R atau T yang telah dihitung seperti ditunjukkan pada tabel 2.6.

Tabel 2.6. Kriteria jenis perilaku tiang

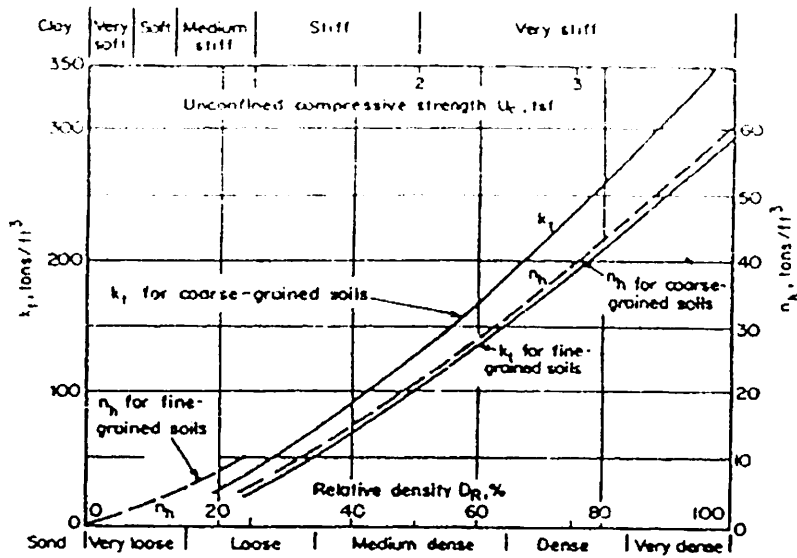
Jenis perilaku tiang	Kriteria	
	Pendek (kaku)	$L \leq 2.T$
Panjang (elastis)	$L \geq 4.T$	$L \geq 3,5 \cdot a$

Sumber: Sumber: *Geotechnical Engineering Center*. "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC,2005), 64

²³ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64.

²⁴ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64.

²⁵ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64.



Gambar 2.14. Hubungan n_h dan kepadatan relatif tanah pasir

2.3.5.3. Metode Brinch Hansen

Metode ini berdasarkan teori tekanan tanah pasif dan memiliki keuntungan karena dapat diterapkan baik pada tanah homogen, tanah dengan c dan ϕ sekaligus serta pada tanah berlapis, tetapi hanya berlaku untuk tiang pendek dan dalam solusinya membutuhkan cara coba-coba untuk mendapatkan titik rotasi dari tiang.

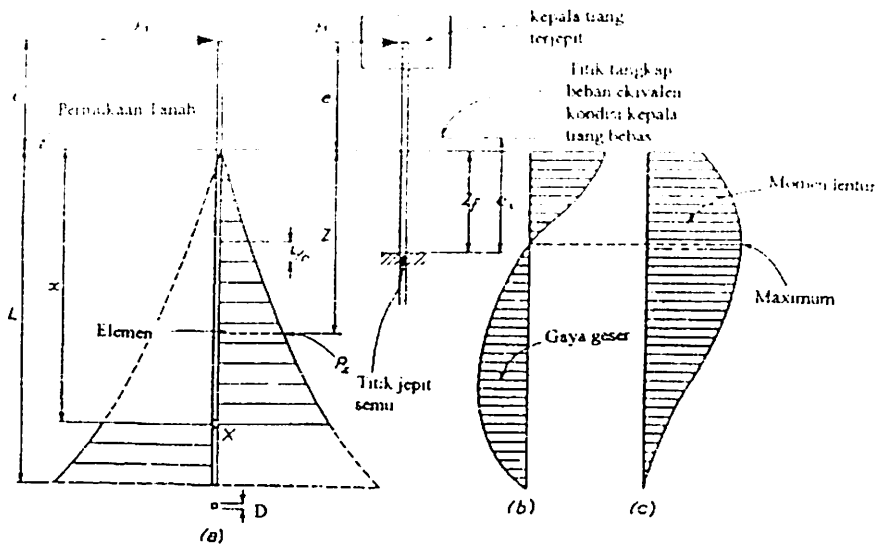
Tahanan ultimit pada suatu kedalaman (P_{xu}) dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$P_{su} = \sigma_v^1 \cdot K_q + c \cdot K_c \quad (2.27)^{26}$$

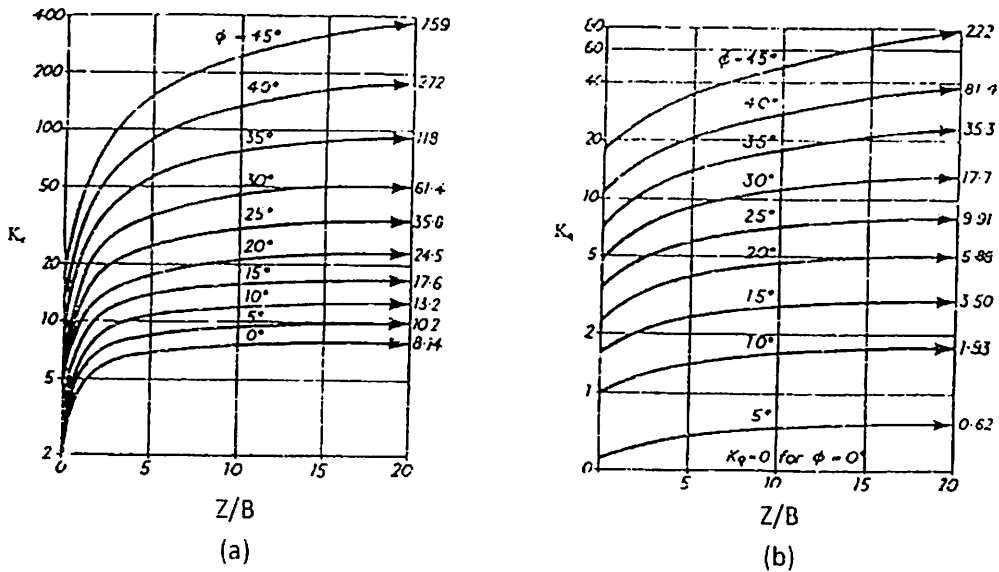
dimana K_c dan K_q merupakan fungsi dari nilai ϕ dan Z/B yang ditunjukkan dalam gambar 2.16, dengan Z adalah kedalaman titik yang ditinjau.

Metode Brinch Hansen juga berlaku untuk analisis jangka pendek dengan menggunakan nilai-nilai kohesi tak terdrainase, C_u dengan nilai $\phi_u=0^\circ$, serta untuk analisis jangka panjang dengan menggunakan parameter c' dan ϕ' .

²⁶ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 64.

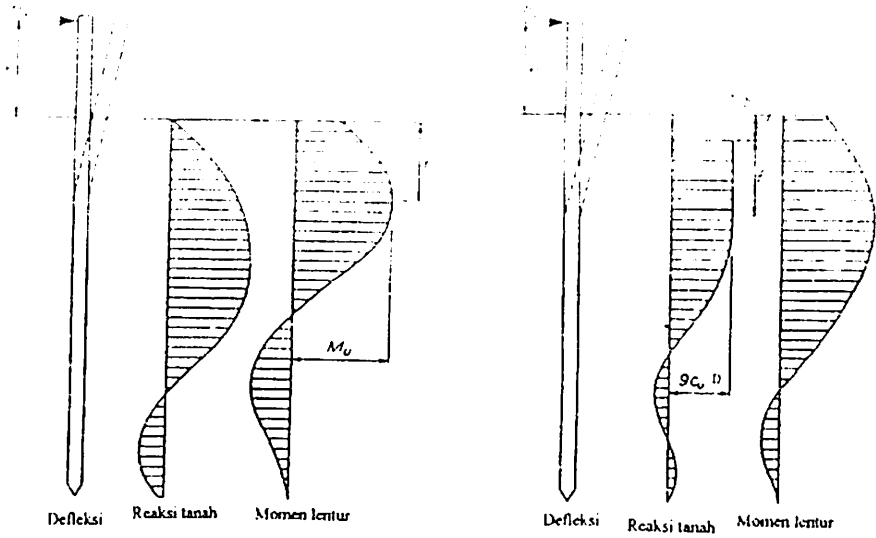


Gambar 2.15. Reaksi tanah, geser, dan momen lentur pada metode Brinch Hansen (Sumber: Tomlinson, 1994)



Gambar 2.16 (a) Koefisien Kc dan (b) Koefisien Kq (Sumber: Hansen, 1961)

2.3.5.4. Metode Broms



Gambar 2.17. Perlawanan tanah dan momen lentur tiang panjang dengan kondisi kepala tiang terjepit pada (a) tanah non-koheusif dan (b) tanah koheusif (Sumber: Broms, 1964)

Momen maksimum dan gaya lateral ultimit untuk tanah non-koheusif dapat dihitung dengan menggunakan persamaan:

$$H_u = \frac{2 \times M_u}{(e + 0,67 \times X_o)} \tag{2.28}^{27}$$

$$X_o = 0,82 \left(\frac{H_u}{\gamma \times B \times K_p} \right)^{0,5} \tag{2.29}^{28}$$

$$M_{maks} = H_u \times (e + 0,67 \times X_o) \tag{2.30}^{29}$$

2.3.6. Prosedur Perencanaan Pondasi Tiang

2.3.6.1. Menentukan Profil dan Karakteristik Teknis Tanah

Penentuan stratifikasi atau pelapisan tanah, penggambaran profil kadar air dan batas-batas Atterberg, menentukan kuat geser tak terdrainase (*Undrained*) dari uji triaksial UU atau uji geser baling (*vane shear test*), dan menggambar hasil uji lapangan (*in-situ test*). Muka air tanah juga perlu diketahui.

²⁷ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 69.
²⁸ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 69.
²⁹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 69.

Pada lapisan tanah lempung yang jenuh air dan kompresibel, perlu dilakukan uji konsolidasi jika diperlukan informasi penurunan jangka panjang dan evaluasi gaya hisap pada tiang, sedangkan pada tanah yang ekspansif perlu digambarkan profil potensi pengembangan (*swelling*). Untuk evaluasi perilaku tiang terhadap beban lateral, *modulus of subgrade reaction* perlu ditentukan.

Bila terdapat beberapa pemboran dan uji sondir, gambarkan penampang potongan melalui titik-titik uji tersebut. Penggambaran penampang melintang melalui beberapa titik bor akan lebih memudahkan untuk mengevaluasi kondisi tanah dalam arah potongan tersebut. Dalam hal tertentu bilamana uji laboratorium tidak dilakukan, profil tanah dari uji sondir atau nilai *Nspt* dapat ditampilkan.

2.3.6.2. Penentuan Kedalaman Pondasi

Tentukan lapisan pendukung yang cukup baik dan dapat memikul beban berdasarkan profil tanah di lapangan. Bila terdapat lapisan yang kompresibel di bawahnya, pondasi dapat diperdalam atau perkiraan penurunan perlu dilakukan. Bila lapisan tanah keras tidak didapatkan hingga kedalaman tertentu, tiang dapat direncanakan sebagai tiang gesekan.

2.3.6.3. Penentuan Jenis dan Dimensi Pondasi Tiang

Tentukan jenis dan dimensi pondasi tiang, baik tiang pancang atau tiang bor atau pondasi khusus berdasarkan pertimbangan beberapa faktor:

1. Daya dukung tanah, baik aksial maupun lateral.
2. Kapasitas penampang struktur tiang terhadap tekan, tarik dan lentur.
3. Ketersediaan peralatan.
4. Pengalaman konstruksi di lokasi proyek.
5. Pertimbangan lingkungan (suara, getaran, jalan akses, dan lain-lain).
6. Ekonomi (biaya).

2.3.6.4. Perencanaan Pondasi Tiang

Prosedur perencanaan pondasi tiang mengikuti cara yang umum, yaitu penentuan daya dukung ujung tiang, daya dukung gesekan selimut dan daya dukung lateral. Peralihan lateral dalam berbagai kombinasi beban umumnya ditentukan untuk mengetahui kemampuan tiang untuk menahan beban lateral.

Masalah yang sangat penting dalam perencanaan adalah menentukan parameter tanah yang tepat. Dalam banyak hal, meskipun metode analisis untuk daya dukung tiang cukup banyak dan dapat memberikan jawaban yang bervariasi, tetapi kesalahan yang terjadi akibat kekeliruan parameter tanah adalah lebih fatal (Peck, 1988).

2.3.6.5. Penentuan Konfigurasi Tiang

Berdasarkan beban yang bekerja, pengelompokan atau konfigurasi tiang dapat ditentukan. Pada beban yang relatif kecil kemungkinan beban dapat dipikul oleh tiang tunggal, sedangkan pada beban aksial atau beban momen yang besar, kelompok tiang dapat direncanakan untuk disatukan dalam sebuah *pile cap*. Dalam perencanaan juga perlu diperhatikan efisiensi dari kelompok tiang. Penurunan pondasi tiang baik secara individual maupun dalam kelompok kemudian dapat dihitung.

2.3.6.6. Pengaruh Konstruksi pada Bangunan di Sekitar Proyek

Pengaruh penggalian untuk *pile cap* maupun besmen terhadap kestabilan lereng di sekitar proyek maupun pengaruh vibrasi akibat pemancangan harus ikut diperhitungkan. Perubahan muka air tanah akibat adanya pemompaan air atau *dewatering* juga perlu diantisipasi pengaruhnya terhadap bangunan di sekitar proyek.

2.4. Pondasi Tiang Franki

Patent tiang Franki telah dikembangkan oleh *Franki Group*, yaitu sebuah perusahaan kontraktor pondasi yang paling luas di dunia. Di Indonesia, tiang franki dilaksanakan oleh *The Franki Pile Indonesia* sejak didirikan pada tahun

1973. Tiang franki dicor di tempat (*cast in place*), dan dengan pembesian pada dasar tiang yang membuat jenis pondasi ini sangat ekonomis untuk semua kondisi tanah. Dilihat dari proses pelaksanaan, pondasi ini mengandung gabungan kegiatan yang ada pada tiang pancang dan tiang bor. Yaitu cara menurunkan casingnya melalui penumbukan (tidak langsung) di dalam tanah sehingga getaran dan suara dapat dikurangi, kemudian tiang franki dicor di tempat tanpa (*cast in place*) tanpa ada pekerjaan galian, sehingga tidak diperlukan pekerjaan pembuangan tanah. Hal-hal yang perlu diperhatikan pada pelaksanaan tiang franki ini adalah:

1. Untuk pengeboran titik tiang harus ditetapkan sedemikian agar gerakan/manuver peralatan bor tidak terganggu oleh tiang bor yang telah selesai (umumnya gerakan mundur).
2. Selama proses pengeboran akan dihasilkan (pada umumnya) lumpur hasil pengeboran. Oleh karena itu, lumpur tersebut harus dapat dialirkan ke tempat tertentu agar lokasi tetap bersih dan tidak menghambat jalannya pekerjaan (termasuk lumpur *bentonite*).
3. Sistem pengecorannya menggunakan sistem tremi, untuk menghindari terjadinya segregasi.

Ada tiga macam metode dasar untuk pondasi tiang franki, yaitu. (Asiyanto: "Metode Konstruksi Untuk Pekerjaan Pondasi", Jakarta: UI-Press, 2012, 57-61):

1. *Dry Method*

Pada metode ini, urutan pelaksanaan pekerjaan adalah sebagai berikut:

- a. Pertama-tama dibuat lubang dengan cara mengebor tanah dengan alat bor sedalam yang diinginkan.
- b. Dasar dari lubang diisi beton secukupnya untuk dudukan besi penulangan. Pengecorannya dapat dilakukan dengan cara jatuh bebas pada ketinggian yang dibatasi.
- c. Penulangan besi diturunkan ke dalam lubang.
- d. Seluruh lubang diisi dengan beton, sampai dengan elevasi yang ditetapkan.

Cara ini dilakukan pada kondisi tanah yang kohesif, dan dengan muka air tanah (MAT) di bawah dasar lubang atau tanah memiliki permeabilitas yang rendah, sehingga air tanah tidak menyulitkan pelaksanaan. Oleh karena itu, cara ini disebut dengan metode kering (*dry method*).

2. *Casing Method*

Metode ini digunakan bila kondisi tanah mudah terjadi deformasi ke arah lubang galian, sehingga dapat menutup sebagian dari lubang. Cara ini juga digunakan bila menginginkan untuk menahan aliran air tanah ke dalam lubang, tetapi ujung *casing* harus dapat mencapai tanah yang kedap.

Untuk memelihara kondisi lubang bor, maka ketika memasukkan *casing* disertai dengan pengisian lumpur (*slurry*) ke dalam lubang bor. Setelah *casing* duduk pada tempatnya, maka *slurry* di pompa ke luar dari lubang bor. Tergantung kebutuhan proyek, di bawah dasar *casing* digali lagi dengan diameter yang lebih kecil dari diameter dalam *casing*, kurang lebih antara 25 mm sampai 50 mm. Ada dua alternatif tentang *casing* yaitu *casing* ditinggal atau *casing* dicabut kembali selama proses pengecoran beton.

Bila dipilih alternatif *casing* ditinggal, maka diperlukan pekerjaan *grouting* yang dimasukkan dengan tekanan untuk dapat mengganti *slurry* yang ada di antara *casing* bagian luar dengan tanah.

3. *Slurry Method*

Metode ini dapat diaplikasikan pada semua situasi penggunaan *casing*. *Slurry* disini juga difungsikan untuk menahan air tanah yang dapat masuk ke dalam lubang. Perlu dicatat dalam metode ini, bahwa kecukupan *slurry* yang ditandai dengan elevasi *slurry* (harus ditambah bila kurang) atau dengan menambah densitinya agar dapat memperoleh kekuatan untuk menahan runtuhnya tanah ke dalam lubang bor.

Material bentonite umum digunakan dengan cara dicampur dengan air sehingga merupakan cairan lumpur (*slurry bentonite*). Diperlukan percobaan pencampuran bentonite untuk memperoleh jumlah persentase yang optimum.

Biasanya antara 4 persen sampai dengan 6 persen dari berat sudah mencukupi. Bentonite dan air harus dicampur dengan benar agar tidak terlalu kental.

Secara umum dengan metode *slurry* ini diharapkan agar slurry tidak terlalu lama dalam lubang, karena akan dapat membentuk dinding yang tipis yang sulit untuk dihilangkan diganti dengan beton selama pengecoran beton. Selama proses pengecoran pipa tremi harus selalu terbenar dalam beton, sehingga harus diperhatikan antara kecepatan pengecoran beton dengan kecepatan menarik pipa tremi.

Mutu beton yang biasa digunakan adalah antara 28 MPa sampai dengan 35 MPa, tergantung diameter lubang bor. Sedangkan *slump* beton digunakan antara 12,50 cm sampai dengan 15 cm. Ada yang menyarankan slump bisa sampai dengan 25 cm, tetapi hal ini harus dicek apakah dengan *slump* tinggi itu dapat mencapai mutu beton yang dikehendaki. Berikut ini beberapa keuntungan menggunakan pondasi tiang franki:

1. Panjang tiang dapat disesuaikan dengan kondisi tanah.
2. Pembesaran ujung tiang menambah kapasitas dukung tanah.
3. Penulangan tidak dipengaruhi oleh masalah pengangkutan atau tegangan yang timbul akibat pemancangan.
4. Tiang dapat dipancang dengan ujung yang tertutup, sehingga tidak dipengaruhi air tanah.
5. Gangguan suara dan getaran dapat direduksi dengan cara tertentu.

Pengaruh pemasangan tiang bor dalam tanah *granuler* (pasir)

Pada waktu pengeboran, dibutuhkan tabung luar (*casing*) sebagai pelindung terhadap longsoran dinding galian dan larutan tertentu kadang-kadang juga digunakan dengan maksud yang sama untuk melindungi dinding galian tersebut. Gangguan kepadatan tanah terjadi saat tabung pelindung di tarik ke atas pada proses pengecoran. Karena itu dalam hitungan kapasitas tiang bor di dalam tanah pasir, Tomlinson (1975) menyarankan untuk menggunakan sudut gesek dalam (ϕ) ultimit dari contoh terganggu, kecuali jika tiang diletakkan pada kerikil padat dimana dinding lubang yang bergelombang tidak terjadi. Jika pemadatan

yang seksama dapat diberikan pada beton yang berada di dasar tiang, maka gangguan kepadatan tanah dapat dieliminasi, sehingga sudut gesek dalam (ϕ) pada kondisi padat dapat digunakan.

Daya dukung untuk pondasi tiang franki mengikuti rumus umum yang diperoleh dari penjumlahan tahanan ujung tiang dan tahanan selimut tiang. Hanya saja untuk tahanan ujung tiang dikalikan 130%, karena terdapat pembesaran pada ujung tiang sekitar 30% dari diameter selimut tiang.

$$Q_u = (130\% \cdot Q_p) + Q_s \quad (2.31)$$

Dalam manual ini metode untuk memprediksi besarnya daya dukung selimut dilakukan dengan menggunakan metode Reese dan Wright serta metode Kulhawy, sedangkan daya dukung ujung tiang masih sebuah asumsi dari persentase pembesaran pada ujung tiang dan dapat disesuaikan, yaitu :

1. Daya dukung *ultimate* pada ujung pondasi tiang franki dinyatakan sebagai berikut :

$$Q_p = 130\% \frac{(q_{c1} + q_{c2})}{2} \cdot A_p \quad (2.32)$$

Dimana :

q_{c1} = Nilai q_c rata-rata pada 0,7D -- 4D di bawah ujung tiang

q_{c2} = nilai q_c rata-rata dari ujung tiang hingga 8D di atas ujung tiang (8D = 8 x 0,65 = 5,20 m)

A_p = Luas penampang tiang (cm²)

130% = Faktor pembesaran ujung tiang.

2. Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat ditulis dalam bentuk :

$$Q_s = f_s \cdot L \cdot p \quad (2.33)$$

Dimana : Q_u = daya dukung *ultimate* tiang (ton)

f_s = gesekan selimut tiang (ton/m²)

L = panjang tiang (m)

P = Keliling penampang tiang (m)

faktor aman gesekan tanah dasar pondasi (f_s), diambil minimum 1,5. Bowles (1997). Bila tiang franki pada tanah berlapis, maka formula tersebut dapat dimodifikasi menjadi :

$$Q_s = \sum_{i=1}^n f_{si} \times l_i \times p \quad (2.34)^{31}$$

Dimana : Q_s = Daya dukung ultimit selimut tiang (ton)

f = Gesekan selimut tiang per satuan luas pada segmen ke-i (ton/m).

l = Panjang segmen tiang ke-i (m).

p = Keliling penampang tiang (m).

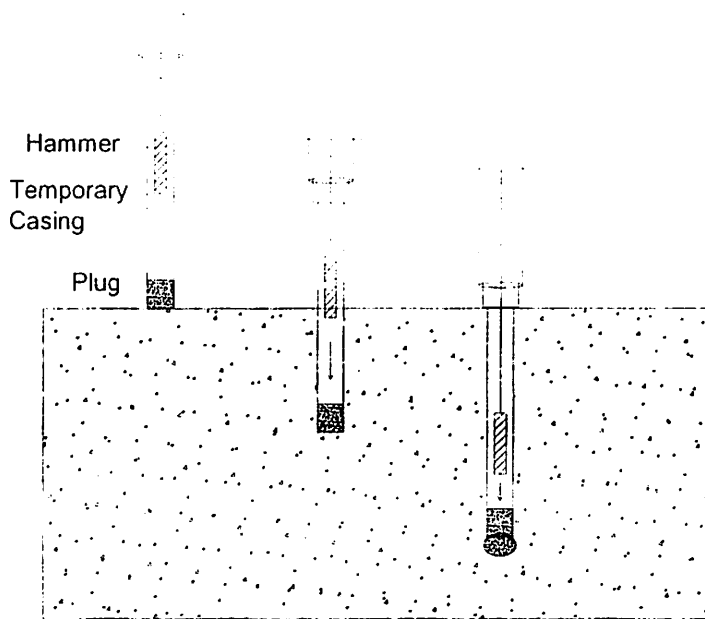
Urutan pelaksanaan tiang franki, dapat diuraikan sebagai berikut:

1. *Temporary casing* ditancapkan pada posisi tiang yang dikehendaki, kemudian *casing* diisi dengan adukan beton kering secukupnya, yang akan berfungsi sebagai *plug*.

³⁰ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 53.

³¹ Geotechnical Engineering Center: "Manual Pondasi Tiang" (Bandung: GEC, 2005), 55.

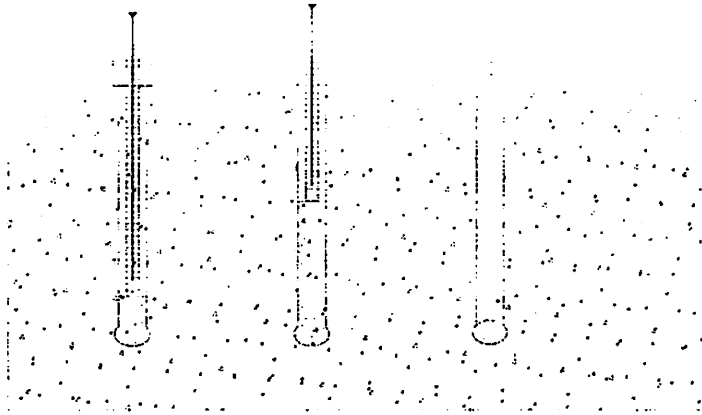
2. *Plug* ditumbuk dengan *tree drop hammer*, sehingga *plug* turun dan disertai dengan turunnya *casing* (dasar *casing* penutup). Selama *casing* turun, tidak ada air tanah yang masuk karena adanya *plug* yang menyumbat.
3. Setelah mencapai kedalaman yang dipersyaratkan, *casing* ditahan dan *plug* ditumbuk sampai tutup yang ada terbuka dan sebagian material *plug* keluar dari *casing* membentuk benjolan sebagai dasar tiang.



Gambar 2.18. Proses pelaksanaan tiang franki

4. Proses penumbukan *plug* terjadi didasar *casing*, di dalam tanah sehingga hanya menimbulkan getaran dan suara yang relatif kecil. Setelah kedalaman diyakini benar, kemudian dimasukkan penulangan tiang dan diikuti dengan pemasangan pipa tremi untuk keperluan pengecoran beton tiang. Bila dikehendaki tiang franki, dapat dibuat beberapa pembesaran (benjolan), sehingga dapat berfungsi sebagai tension.
5. Proses pengecoran beton dilakukan dengan sistem pipa tremi. Pengecoran dilakukan sambil menarik *casing*. Kecepatan menarik *casing* dan kecepatan pengecoran harus diseimbangkan.

6. Tiang franki selesai dan siap untuk dihubungkan dengan *pile cap*.



Gambar 2.19. Proses pelaksanaan tiang franki

BAB III

ANALISA PEMBEBANAN

3.1 Data Perencanaan

1. Struktur Atas

- A. Nama gedung : Hotel Sutan Raja Mataram
- B. Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Kota Mataram,
Nusa Tenggara Barat
- C. Fungsi bangunan : Hotel
- D. Jenis struktur : Beton bertulang
- E. Zona gempa : Empat (IV)
- F. Jumlah lantai : 7 lantai
- G. Tinggi gedung : 24 meter
- H. Bentang memanjang : 16,60 meter
- I. Bentang melintang : 36,00 meter
- J. Pedoman perencanaan
 - a. Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1971
 - b. SNI-03-2847-2002
 - c. SNI-03-1726-2003
- K. Analisa struktur : Sans Pro (3 dimensi)
- L. Mutu bahan
 - a. Beton ($f'c$) : 30 MPa
 - b. Baja (f_y)
 - a) Tulangan ulir : 390 Mpa
 - b) Tulangan polos : 240 MPa
- M. Dimensi elemen struktur
 - a. Pelat
 - a) Pelat lantai : 12 cm
 - b) Pelat atap : 10 cm

- d. Balok : 30/50 cm
- e. Kolom : 50/50 cm

2. Struktur Bawah

- A. Jenis pondasi tiang : Pondasi tiang franki
- B. Pembesaran ujung tiang : 20% - 60% dari diameter tiang
- C. Kedalaman pondasi : 10 meter dari permukaan tanah
- D. Kondisi tanah : Tanah Keras
- E. Mutu bahan
 - a. Beton ($f'c$) : 35 MPa
 - b. Baja (f_y)
 - a) Tulangan ulir : 390 MPa
 - b) Tulangan polos : 240 MPa

3.2. Perhitungan Beban Pelat

3.2.1. Perhitungan Pelat Atap

1. Data Perencanaan

- A. Tebal pelat atap = 0,10 m
- B. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- C. Berat semen asbes (eternit) = 11 Kg/m²
- D. Berat penggantung langit-langit (dari kayu) = 7 Kg/m²
- E. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen = 21 Kg/m²
- F. Tebal spesi = 3 cm
- G. Berat utilitas = 35 Kg/m²
- H. Beban hidup atap = 100 Kg/m²

2. Pembebanan

A. Beban Mati

a. Berat sendiri pelat atap = $0,10 \times 2400 = 240 \text{ Kg/m}^2$

b. Berat penggantung	=	7	=	7 Kg/m ²
c. Berat eternit	=	11	=	11 Kg/m ²
d. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen	=	63	=	63 Kg/m ²
e. Berat utilitas	=	35	=	35 Kg/m ²
				+
		qd	=	356 Kg/m ²

B. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup atap (ql)} = 100 = 100 \text{ Kg/m}^2$$

3.2.2. Perhitungan Pelat Lantai

1. Data Perencanaan

A. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
B. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
C. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen	=	21 Kg/m ²
D. Tebal spesi	=	3 cm
E. Berat semen asbes (eternit)	=	11 Kg/m ²
F. Berat penutup lantai dari ubin semen Portland (per cm tebal)	=	24 Kg/m ²
G. Tebal penutup lantai	=	1 cm
H. Berat penggantung langit-langit (dari kayu)	=	7 Kg/m ²
I. Berat utilitas	=	35 Kg/m ²
J. Beban hidup lantai (hotel)	=	250 Kg/m ²

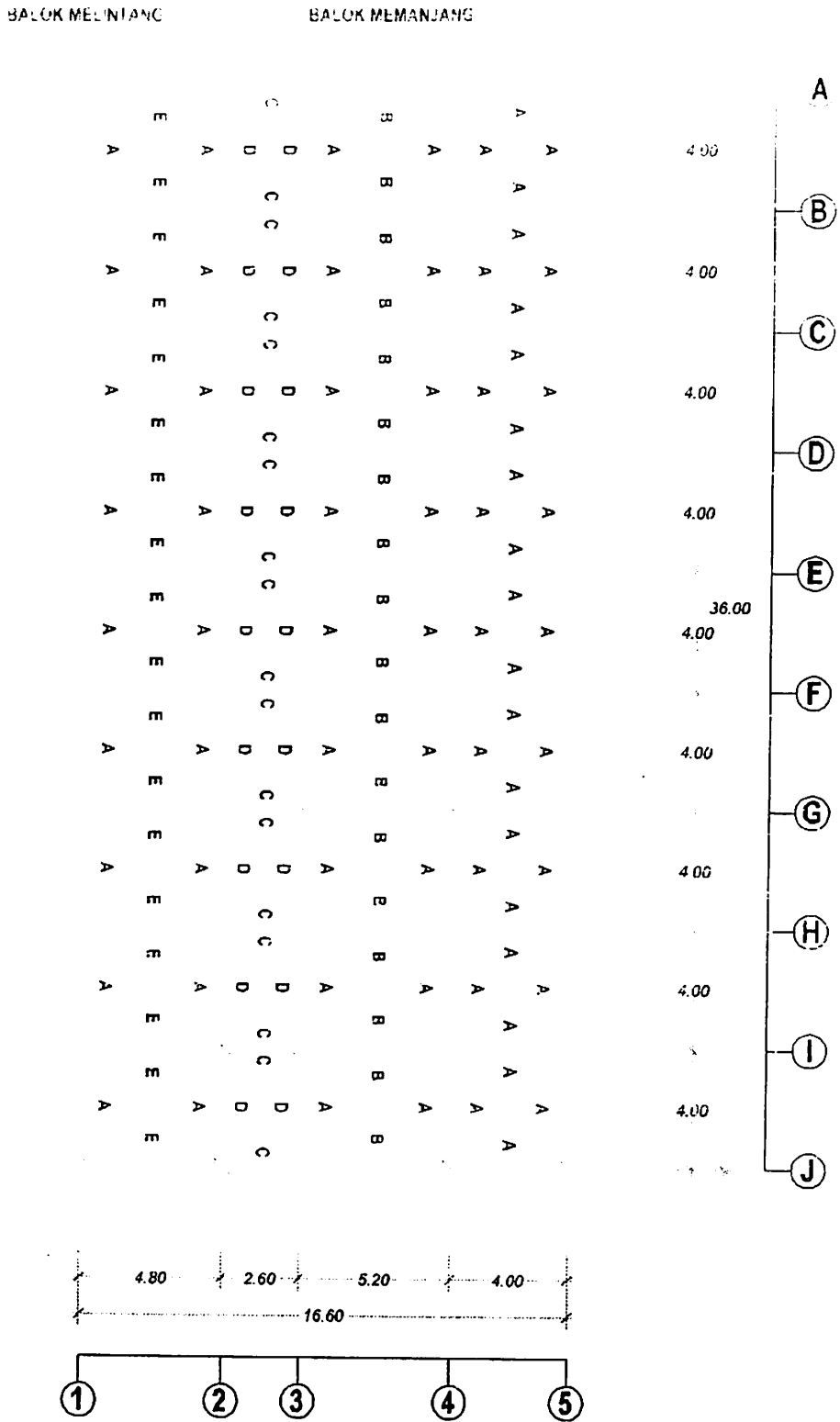
2. Pembebanan

A. Beban Mati

a. Berat sendiri pelat lantai	=	0,12 x 2400	=	288 Kg/m ²
b. Berat penutup lantai (1 cm)	=	1 x 24	=	24 Kg/m ²
c. Berat spesi (3 cm)	=	3 x 21	=	63 Kg/m ²
d. Berat penggantung	=	7	=	7 Kg/m ²
e. Berat eternit	=	11	=	11 Kg/m ²

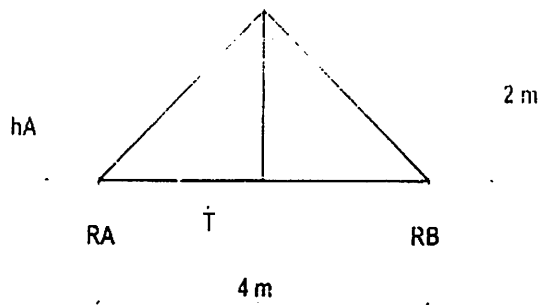
1	Berat utilitas	35	35 Kg/m ²	+
		qd	428 Kg/m ²	
13	Beban L ₁ -hop			
	Berat hidup lantai (ql)	250	250 Kg/m ²	

3.2.3. Perataan Beban Pelat



Gambar 3.1. Pola Perataan Beban Pelat

1. Tipe A



$$RA = RB = T = \frac{\left(\frac{1}{2} \times \text{Alas}\right) \times \text{Tinggi}}{2} = \frac{\left(\frac{1}{2} \times 4\right) \times 2}{2} = 2$$

$$M_{\text{maks 1}} = \left(RA \times \frac{L}{2}\right) - \left(\frac{T \times \frac{L}{2}}{3}\right)$$

$$= \left(2 \times \frac{4}{2}\right) - \left(\frac{2 \times \frac{4}{2}}{3}\right)$$

$$= 2,667$$

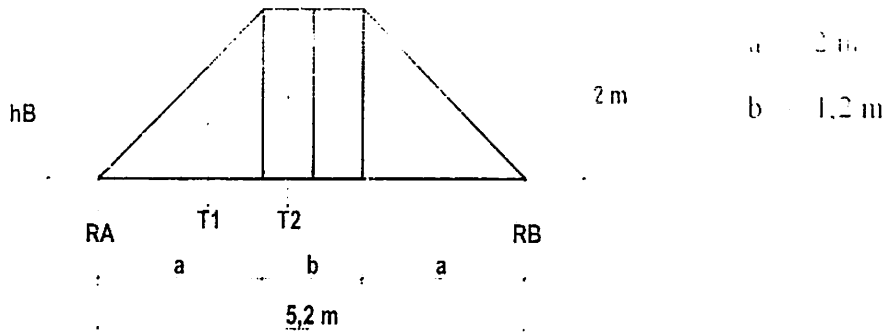
$$M_{\text{maks 2}} = \frac{1}{8} \times hA \times L^2 = \frac{1}{8} \times hA \times 4^2 = 2 hA$$

$$M_{\text{maks 1}} = M_{\text{maks 2}}$$

$$2,667 = 2 hA$$

$$hA = 1,333 \text{ m}$$

2. Tipe B



$$RA = RB = \left(\frac{(5.2+1.2) \cdot 2}{2} \right) \cdot 0.5 = 3.20$$

$$T1 = 1/2 (a \times h) = 1/2 (2 \times 2) = 2 \text{ m}$$

$$T2 = (1/2 b) \times h = (1/2 \times 1.2) \times 2 = 1.2 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{maks 1} &= \left[\left(RA \times \frac{1}{2} \cdot L \right) - \left(T1 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right\} \right) - \left(T2 \times \frac{b}{4} \right) \right] \\ &= \left[\left(3.20 \times \frac{1}{2} \cdot 5.2 \right) - \left(2 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot 2 + \frac{1.2}{2} \right\} \right) - \left(1.2 \times \frac{1.2}{4} \right) \right] \\ &= 5.427 \text{ m} \end{aligned}$$

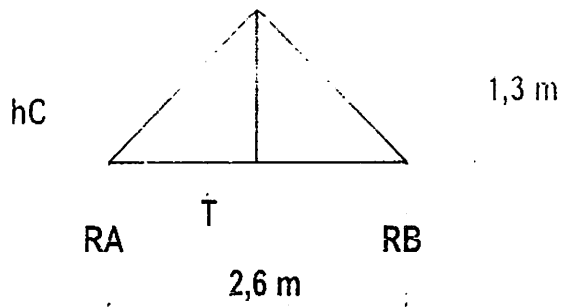
$$M_{maks 2} = \frac{1}{8} \times hB \times L^2 = \frac{1}{8} \times hB \times 5.2^2 = 3.380 \text{ hB}$$

$$M_{maks 1} = M_{maks 2}$$

$$5.427 = 3.380 \text{ hB}$$

$$hB = 1.606 \text{ m}$$

3. Tipe C



$$RA = RB = T = \frac{\left(\frac{1}{2} \times \text{Alas}\right) \times \text{Tinggi}}{2} = \frac{\left(\frac{1}{2} \times 2,6\right) \times 1,3}{2} = 0,845$$

$$M_{\text{maks 1}} = \left(RA \times \frac{L}{2}\right) - \left(\frac{T \times \frac{L}{2}}{3}\right)$$

$$= \left(0,845 \times \frac{2,6}{2}\right) - \left(\frac{0,845 \times \frac{2,6}{2}}{3}\right)$$

$$= 0,733$$

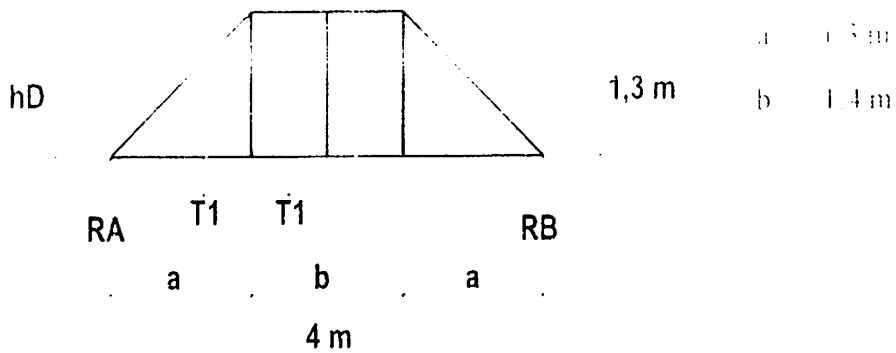
$$M_{\text{maks 2}} = \frac{1}{8} \times hA \times L^2 = \frac{1}{8} \times hA \times 2,6^2 = 0,845 hA$$

$$M_{\text{maks 1}} = M_{\text{maks 2}}$$

$$0,733 = 0,845 hA$$

$$hC = 0,867 \text{ m}$$

4. Tipe D



$$RA = RB = \left(\frac{(4+1,4) \cdot 1,3}{2} \right) \cdot 0,5 = 1,755$$

$$T1 = 1/2 (a \times h) = 1/2 (1,3 \times 1,3) = 0,845 \text{ m}$$

$$T2 = (1/2 b) \times h = (1/2 \times 1,4) \times 1,3 = 0,910 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Mmaks 1} &= \left[\left(RA \times \frac{1}{2} \cdot L \right) - \left(T1 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right\} \right) - \left(T2 \times \frac{b}{4} \right) \right] \\ &= \left[\left(1,755 \times \frac{1}{2} \cdot 4 \right) - \left(0,845 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot 1,3 + \frac{1,4}{2} \right\} \right) - \left(0,910 \times \frac{1,4}{4} \right) \right] \\ &= 2,234 \text{ m} \end{aligned}$$

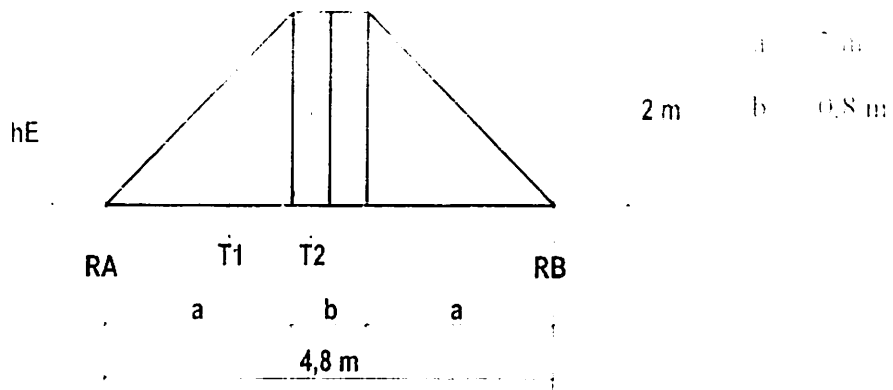
$$\text{Mmaks 2} = \frac{1}{8} \times hB \times L^2 = \frac{1}{8} \times hB \times 4^2 = 2 hB$$

$$\text{Mmaks 1} = \text{Mmaks 2}$$

$$2,234 = 2 hB$$

$$hD = 1,117 \text{ m}$$

5. Tipe E.



$$RA = RB = \left(\frac{(4,8+0,8) \cdot 2}{2} \right) \cdot 0,5 = 2,8$$

$$T1 = 1/2 (a \times h) = 1/2 (2 \times 2) = 2 \text{ m}$$

$$T2 = (1/2 b) \times h = (1/2 \times 0,8) \times 2 = 0,8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} M_{maks 1} &= \left[\left(RA \times \frac{1}{2} \cdot L \right) - \left(T1 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot a + \frac{b}{2} \right\} \right) - \left(T2 \times \frac{b}{4} \right) \right] \\ &= \left[\left(2,8 \times \frac{1}{2} \cdot 4,8 \right) - \left(2 \times \left\{ \frac{1}{3} \cdot 2 + \frac{0,8}{2} \right\} \right) - \left(0,8 \times \frac{0,8}{4} \right) \right] \\ &= 4,427 \end{aligned}$$

$$M_{maks 2} = \frac{1}{8} \times hB \times L^2 = \frac{1}{8} \times hB \times 4,8^2 = 2,88 \text{ hB}$$

$$M_{maks 1} = M_{maks 2}$$

$$4,427 = 2,88 \text{ hB}$$

$$hE = 1,537 \text{ m}$$

Tabel 3.1 Nilai perataan beban

NO	TIPE	a (m)	b (m)	h (m)	L (m)	hn (m)
1	A	-	-	2	4	1.333
2	B	2	1.2	2	5.2	1.606
3	C	-	-	1.3	2.6	0.867
4	D	1.3	1.4	1.3	4	1.117
6	E	2	0.8	2	4.8	1.537

3.3. Perhitungan Portal Melintang

3.3.1. Balok Melintang Lantai 1, 2, 3, 4, 5

1. line A titik 1-2 dan line J titik 1-2

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 4,8 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe E = 1,537 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat lantai = $1,537 \times 428 = 657,8 \text{ Kg/m}$
 - c) Berat dinding = $(3,2 - 0,5) \times 250 = 675,0 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 1606,4 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 1,537 \times 250 = 384,3 \text{ Kg/m}$$

2. *line A titik 2-3 dan line J titik 2-3*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 2,6 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe C = 0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
- b) Berat pelat lantai = $0,867 \times 428 = 371,1 \text{ Kg/m}$
- c) Berat dinding = $(3,2 - 0,5) \times 250 = 675,0 \text{ Kg/m}$

qd = 1319,7 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 0,867 \times 250 = 216,8 \text{ Kg/m}$$

3. *line A titik 3-4 dan line J titik 3-4*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m

d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	3,2 m
f. Panjang bentang	=	5,2 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe B	=	1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$1,606 \times 428$	=	687,4 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(3,2 - 0,5) \times 250$	=	675,0 Kg/m
				+
			qd	=1636,0 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 1,606 \times 250 = 401,5 \text{ Kg/m}$$

4. line A titik 4-5 dan line J titik 4-5

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	3,2 m
f. Panjang bentang	=	4,0 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe A	=	1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= 1,333 \times 428$	$= 570,5 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (3,2 - 0,5) \times 250$	$= 675,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 1519,1 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $1,333 \times 250 = 333,3 \text{ Kg/m}$

5. *line B, C, D, E, F, G, H, I* (titik 1-2)

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 4,8 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe E = 1,537 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,537 + 1,537) \times 428$	$= 1315,7 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (3,2 - 0,5) \times 250$	$= 675,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 2264,3 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,537 + 1,537) \times 250 = 768,5 \text{ Kg/m}$

6. *line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 2-3)*

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	3,2 m
f. Panjang bentang	=	2,6 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe C	=	0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$(0,867 + 0,867) \times 428$	=	742,2 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(3,2 - 0,5) \times 250$	=	675,0 Kg/m
				+ qd = 1690,8 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = (0,867 + 0,867) \times 250 = 433,5 \text{ Kg/m}$$

7. *line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 3-4)*

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	3,2 m
f. Panjang bentang	=	5,2 m

- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe B = 1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat lantai = $(1,606 + 1,606) \times 428 = 1374,7 \text{ Kg/m}$
 - c) Berat dinding = $(3,2 - 0,5) \times 250 = 675,0 \text{ Kg/m}$
- | | |
|--|-----------------------|
| | +
qd = 2323,3 Kg/m |
|--|-----------------------|

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,606 + 1,606) \times 250 = 803,0 \text{ Kg/m}$

8. line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 4-5)

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 4,0 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

b) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
c) Berat pelat lantai	$(1,333 + 1,333) \times 428$	$= 1141,1 \text{ Kg/m}$
d) Berat dinding	$= (3,2 - 0,5) \times 250$	$= 675,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 2089,7 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 250 = 666,5 \text{ Kg/m}$

3.3.2. Balok Melintang Lantai 6

1. *line A* titik 1–2 dan *line J* titik 1-2

A. Data Perencanaan

- | | | |
|--|---|------------------------|
| a. Tebal pelat lantai | = | 0,12 m |
| b. Lebar balok | = | 0,30 m |
| c. Tinggi balok | = | 0,50 m |
| d. Berat jenis beton bertulang | = | 2400 Kg/m ³ |
| e. Tinggi dinding | = | 4,0 m |
| f. Panjang bentang | = | 4,8 m |
| g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) | = | 250 Kg/m ² |
| h. Beban mati pelat lantai (qd) | = | 428 Kg/m ² |
| i. Beban hidup pelat lantai (ql) | = | 250 Kg/m ² |
| j. Hasil perataan beban tipe E | = | 1,537 m |

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= 1,537 \times 428$	$= 657,8 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (4 - 0,5) \times 250$	$= 875,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 1806,4 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 1,537 \times 250 = 384,3 \text{ Kg/m}$$

2. *line A titik 2-3 dan line J titik 2-3*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 4,0 m
- f. Panjang bentang = 2,6 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe C = 0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat lantai = $0,867 \times 428 = 371,1 \text{ Kg/m}$
 - c) Berat dinding = $(4 - 0,5) \times 250 = 875,0 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 1519,7 Kg/m +

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 0,867 \times 250 = 216,8 \text{ Kg/m}$$

3. *line A titik 3-4 dan line J titik 3-4*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m

d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	8,0 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe B	=	1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$1,606 \times 428$	=	687,4 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(4 - 0,5) \times 250$	=	875,0 Kg/m
				+
			qd	= 1836,0 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 1,606 \times 250 = 401,5 \text{ Kg/m}$$

4. line A titik 4-5 dan line J titik 4-5

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	4,0 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe A	=	1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$1,333 \times 428$	$= 570,5 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$(4 - 0,5) \times 250$	$= 875,0 \text{ Kg/m}$
	q_d	$= 1719,1 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = 1,333 \times 250 = 333,3 \text{ Kg/m}$$

5. *line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 1-2)*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 4,0 m
- f. Panjang bentang = 4,8 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe E = 1,537 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,537 + 1,537) \times 428$	$= 1315,7 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (4 - 0,5) \times 250$	$= 875,0 \text{ Kg/m}$
	q_d	$= 2464,3 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = (1,537 + 1,537) \times 250 = 768,5 \text{ Kg/m}$$

6. *line* B, C, D, E, F, G, H, I (titik 2-3)

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	2,6 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe C	=	0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$(0,867 + 0,867) \times 428$	=	742,2 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(4 - 0,5) \times 250$	=	875,0 Kg/m
			<hr/>	
		qd		=1890,8 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = (0,867 + 0,867) \times 250 = 433,5 \text{ Kg/m}$$

7. *line* B, C, D, E, F, G, H, I (titik 3-4)

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	5,2 m

g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe B	1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$(1,606 + 1,606) \times 428$	=	1374,7 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(4 - 0,5) \times 250$	=	875,0 Kg/m
				+
			qd	=2523,3 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = (1,606 + 1,606) \times 250 = 803,0 \text{ Kg/m}$$

8. line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 4-5)

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	4,0 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe A	=	1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times 0,5 \times 2400$	$= 360 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,333 + 1,333) \times 428$	$= 1141,1 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (1 + 0,5) \times 250$	$= 875,0 \text{ Kg/m}$
		+
	qd	$= 2289,7 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 250 = 666,5 \text{ Kg/m}$

3.3.3. Balok Melintang Atap

1. *line A titik 1-2 dan line J titik 1-2*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 4,8 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (serengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe E = 1,537 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400$	$= 288,0 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat atap	$= 1,537 \times 356$	$= 547,2 \text{ Kg/m}$
		+
	qd	$= 835,2 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $1,537 \times 100 = 153,7 \text{ Kg/m}$

2. *line A titik 2-3 dan line J titik 2-3*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 2,6 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe C = 0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	0,3 x (0,5 - 0,10) x 2400	=	288,0 Kg/m
b) Berat pelat atap	=	0,867 x 356	=	308,7 Kg/m
				+
			qd	= 596,7 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = 0,867 x 100 = 86,7 Kg/m

3. *line A titik 3-4 dan line J titik 3-4*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 5,2 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²

- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 1,606 Kg/m
- i. Hasil perataan beban tipe B = 1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
- b) Berat pelat atap = $\frac{1,606 \times 356}{\quad\quad\quad} = 571,7 \text{ Kg/m}$ +
- $qd = 859,7 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $1,606 \times 100 = 160,6 \text{ Kg/m}$

4. line A titik 4–5 dan line J titik 4-5

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 4,0 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
- b) Berat pelat atap = $\frac{1,333 \times 356}{\quad\quad\quad} = 474,6 \text{ Kg/m}$ +
- $qd = 762,6 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $1,333 \times 100 = 133,3 \text{ Kg/m}$

5. *line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 1-2)*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 4,8 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe E = 1,537 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat atap = $(1,537 + 1,537) \times 356 = 1094,3 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 1382,3 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(1,537 + 1,537) \times 100 = 307,4 \text{ Kg/m}$

6. *line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 2-3)*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 2,6 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²

- b. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m
- c. Hasil perataan beban tipe C = 0,867 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat atap = $(0,867 + 0,867) \times 356 = 617,3 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 905,3 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(0,867 + 0,867) \times 100 = 173,4 \text{ Kg/m}$

7. **line B, C, D, E, F, G, H, I (titik 3-4)**

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 5,2 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe B = 1,606 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat atap = $(1,606 + 1,606) \times 356 = 1143,5 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 1431,5 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(1,606 + 1,606) \times 100 = 321,2 \text{ Kg/m}$

8. *line* B, C, D, E, F, G, H, I (titik 4-5)

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 10 cm
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 4,0 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat atap = $(1,333 + 1,333) \times 356 = 949,1 \text{ Kg/m}$

qd = 1237,1 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 100 = 266,6 \text{ Kg/m}$

3.4. Perhitungan Portal Memanjang

3.4.1. Balok Memanjang Lantai 1, 2, 3, 4, 5

1. *line* 1 dan *line* 5

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 36 m

- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat lantai = $1,333 \times 428 = 570,5 \text{ Kg/m}$
 - c) Berat dinding = $(3,2 - 0,5) \times 250 = 675,0 \text{ Kg/m}$
- $$\begin{array}{r} \phantom{a) \text{ Berat sendiri balok}} \\ \phantom{b) \text{ Berat pelat lantai}} \\ \phantom{c) \text{ Berat dinding}} \\ \hline \text{qd} = 1519,1 \text{ Kg/m} \end{array} +$$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $1,333 \times 250 = 333,3 \text{ Kg/m}$

2. line 2 dan line 3

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 36 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m
- k. Hasil perataan beban tipe D = 1,117 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,333 + 1,117) \times 428$	$= 1048,6 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (3,2 - 0,5) \times 250$	$= 675,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 1997,2 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,333 + 1,117) \times 250 = 612,5 \text{ KN/m}$

3. *line 4*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 3,2 m
- f. Panjang bentang = 36 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	$= 273,6 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,333 + 1,333) \times 428$	$= 1141,1 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (3,2 - 0,5) \times 250$	$= 675,0 \text{ Kg/m}$
	qd	$= 2089,7 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 250 = 666,5 \text{ Kg/m}$

3.4.2. Balok Memanjang Lantai 6

1. *line 4 dan line 5*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 4,0 m
- f. Panjang bentang = 36 m
- g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- h. Beban mati pelat lantai (qd) = 428 Kg/m²
- i. Beban hidup pelat lantai (ql) = 250 Kg/m²
- j. Hasil perataan beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400 = 273,6 \text{ Kg/m}$
 - b) Berat pelat lantai = $1,333 \times 428 = 570,5 \text{ Kg/m}$
 - c) Berat dinding = $(4 - 0,5) \times 250 = 875,0 \text{ Kg/m}$
-
- qd = 1719,1 Kg/m

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $1,333 \times 250 = 333,3 \text{ Kg/m}$

2. *line 2 dan line 3*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Tinggi dinding = 4,0 m

f. Panjang bentang	=	36 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe A	=	1,333 m
k. Hasil perataan beban tipe D	=	1,117 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	=	$0,3 \times (0,5 - 0,12) \times 2400$	=	273,6 Kg/m
b) Berat pelat lantai	=	$(1,333 + 1,117) \times 428$	=	1048,6 Kg/m
c) Berat dinding	=	$(4 - 0,5) \times 250$	=	875,0 Kg/m
				+
			qd	=2197,2 Kg/m

b. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup lantai (ql)} = (1,333 + 1,117) \times 250 = 612,5 \text{ Kg/m}$$

3. line 4

A. Data Perencanaan

a. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
b. Lebar balok	=	0,30 m
c. Tinggi balok	=	0,50 m
d. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
e. Tinggi dinding	=	4,0 m
f. Panjang bentang	=	36 m
g. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu)	=	250 Kg/m ²
h. Beban mati pelat lantai (qd)	=	428 Kg/m ²
i. Beban hidup pelat lantai (ql)	=	250 Kg/m ²
j. Hasil perataan beban tipe A	=	1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400$	$= 288,0 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat lantai	$= (1,333 + 1,333) \times 428$	$= 1141,5 \text{ Kg/m}$
c) Berat dinding	$= (4 - 0,5) \times 250$	$= 875,0 \text{ Kg/m}$
		$qd = 2290,1 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup lantai (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 250 = 666,5 \text{ Kg/m}$

3.4.3. Balok Memanjang Atap

1. *line 1 dan line 5*

A. Data Perencanaan

- | | | |
|--|---|------------------------|
| a. Tebal pelat atap | = | 0,10 m |
| b. Lebar balok | = | 0,30 m |
| c. Tinggi balok | = | 0,50 m |
| d. Berat jenis beton bertulang | = | 2400 Kg/m ³ |
| e. Panjang bentang | = | 36 m |
| f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) | = | 250 Kn/m ² |
| g. Beban mati pelat atap (qd) | = | 356 Kg/m ² |
| h. Beban hidup pelat atap (ql) | = | 100 Kg/m ² |
| i. Hasil perataan beban tipe A | = | 1,333 m |

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400$	$= 288,0 \text{ Kg/m}$
b) Berat pelat atap	$= 1,333 \times 356$	$= 474,6 \text{ Kg/m}$
		$qd = 762,6 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $1,333 \times 100 = 133,3 \text{ Kg/m}$

2. *line 2 dan line 3*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 36 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m²
- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil perataan beban tipe A = 1,333
- j. Hasil perataan beban tipe D = 1,117 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

- a) Berat sendiri balok = $0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400 = 288,0 \text{ Kg/m}$
- b) Berat pelat atap = $(1,333 + 1,117) \times 356 = 872,2 \text{ Kg/m}$
 $\text{qd} = 1160,2 \text{ Kg/m}$

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(1,333 + 1,117) \times 100 = 245,0 \text{ Kg/m}$

3. *line 4*

A. Data Perencanaan

- a. Tebal pelat atap = 0,10 m
- b. Lebar balok = 0,30 m
- c. Tinggi balok = 0,50 m
- d. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- e. Panjang bentang = 36 m
- f. Berat dinding pasangan bata merah (setengah batu) = 250 Kg/m³

- g. Beban mati pelat atap (qd) = 356 Kg/m²
- h. Beban hidup pelat atap (ql) = 100 Kg/m²
- i. Hasil rata-rata beban tipe A = 1,333 m

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Berat sendiri balok	$= 0,3 \times (0,5 - 0,10) \times 2400$	$= 288,0 \text{ Kg/m}$	
b) Berat pelat atap	$= (1,333 + 1,333) \times 356$	$= 949,1 \text{ Kg/m}$	
	qd	=1237,1 Kg/m	+

b. Beban Hidup

Beban hidup atap (ql) = $(1,333 + 1,333) \times 100 = 266,6 \text{ Kg/m}$

3.5. Perhitungan Beban Gempa

3.5.1. Berat Bangunan Total (WT)

1. Lantai Atap

A. Data Perencanaan

- a. Bentang memanjang = 36 m
- b. Bentang melintang = 16,6 m
- c. Tebal pelat atap = 0,10 m
- d. Dimensi balok memanjang = 30/50 cm
- e. Dimensi balok melintang = 30/50 cm
- f. Dimensi kolom = 50/50 cm
- g. Tebal spesi = 3 cm
- h. Tinggi kolom lantai 6 = 4 m
- i. Tinggi dinding lantai 6 = 4 m
- j. Panjang dinding = 200 m
- k. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- l. Berat jenis pasangan bata merah = 1700 Kg/m³
- m. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen = 21 Kg/m²

a. Berat semen asbes (eternit)	=	11 Kg/m ²
o. Berat penggantung langit lanier (tdm kawat)	=	Kg/m
p. Berat utilitas	=	35 Kg/m ²
q. Jumlah balok memanjang	=	5 buah
r. Jumlah balok melintang	=	10 buah
s. Jumlah kolom	=	50 buah
t. Beban hidup atap	=	100 Kg/m ²
u. Koefisien reduksi beban hidup hotel	=	0,30

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Pelat atap	=	$16,6 \times 36 \times 0,10 \times 2400$	=	143424 Kg
b) Balok memanjang	=	$36 \times 0,30 \times 0,50$ $\times 2400 \times 5$	=	64800 Kg
c) Balok melintang	=	$16,6 \times 0,30 \times 0,50$ $\times 2400 \times 10$	=	59760 Kg
d) Kolom	=	$(1/2 \times 4) \times 0,50 \times 0,50$ $\times 2400 \times 50$	=	60000 Kg
e) Spesi	=	$16,6 \times 36 \times 21 \times 3$	=	37648,8 Kg
f) eternit	=	$16,6 \times 36 \times 11$	=	6573,6 Kg
g) Penggantung	=	$16,6 \times 36 \times 7$	=	4183,2 Kg
a) Dinding	=	$200 \times 0,15 \times \left(\frac{4-0,5}{2}\right)$ $\times 1700$	=	89250 Kg
h) Utilitas	=	$16,6 \times 36 \times 35$	=	20916 Kg
			<hr/>	
			WDL	= 665055,6 Kg +

b. Beban hidup

Beban hidup atap	=	$16,6 \times 36 \times 100 \times 0,30$	=	17928 Kg
			<hr/>	
			WLL	= 17928 Kg

c. Total beban lantai atap		
$WDE + W11$	$655055,6 + 17928$	$672983,6 \text{ Kg}$

2. Lantai 6

A. Data Perencanaan

a. Bentang memanjang	=	36 m
b. Bentang melintang	=	16,6 m
c. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
d. Dimensi balok memanjang	=	30/50 cm
e. Dimensi balok melintang	=	30/50 cm
f. Dimensi kolom	=	50/50 cm
g. Tebal spesi	=	3 cm
h. Tinggi kolom lantai 6	=	4 m
i. Tinggi kolom lantai 5	=	3,2 m
j. Tinggi dinding lantai 6	=	4 m
k. Tinggi dinding lantai 5	=	3,2 m
l. Tebal penutup lantai	=	1 cm
m. Panjang dinding lantai 6	=	200 m
n. Panjang dinding lantai 5	=	350 m
o. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
p. Berat jenis pasangan bata merah	=	1700 Kg/m ³
q. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen	=	21 Kg/m ²
r. Berat penutup lantai dari ubin semen Portland (per cm tebal)	=	24 Kg/m ²
s. Berat semen asbes (eternit)	=	11 Kg/m ²
t. Berat penggantung langit langit (dari kayu)	=	7 Kg/m ²
u. Berat utilitas	=	35 Kg/m ²
v. Jumlah balok memanjang	=	5 buah

w. Jumlah balok miring	=	10 buah
x. Jumlah kolom	=	50 buah
y. Beban hidup atap	=	100 Kg/m ²
z. Koefisien reduksi beban hidup restoran	=	0,50

B. Pembebanan

a. Beban mati

b) Pelat lantai = $16,6 \times 36 \times 0,12 \times 2400 = 172108,8 \text{ Kg}$

c) Balok memanjang = $36 \times 0,30 \times 0,50 \times 2400 \times 5 = 64800 \text{ Kg}$

d) Balok melintang = $16,6 \times 0,30 \times 0,50 \times 2400 \times 10 = 59760 \text{ Kg}$

e) Kolom = $\{(1/2 \times 4) + (1/2 \times 3,2)\} \times 0,50 \times 0,50 \times 2400 \times 50 = 108000 \text{ Kg}$

f) Spesi = $16,6 \times 36 \times 21 \times 3 = 37648,8 \text{ Kg}$

g) eternit = $16,6 \times 36 \times 11 = 6573,6 \text{ Kg}$

h) Penggantung = $16,6 \times 36 \times 7 = 4183,2 \text{ Kg}$

i) Penutup lantai = $16,6 \times 36 \times 24 = 14342,4 \text{ Kg}$

j) Dinding = $\{200 \times 0,15 \times (\frac{4-0,5}{2}) \times 1700\} + \{350 \times 0,15 \times (\frac{3,2-0,5}{2}) \times 1700\} = 209737,5 \text{ Kg}$

k) Utilitas = $16,6 \times 36 \times 35 = 20916 \text{ Kg}$

WDL = 698070,3 Kg +

b. Beban hidup

Beban hidup lantai = $16,6 \times 36 \times 250 \times 0,5 = 74700 \text{ Kg}$

WLL = 74700 Kg

c. Total beban lantai 6

WDL + WLL = $698070,3 + 74700 = 772770,3 \text{ Kg}$

3. Lantai 5

A. Data Perencanaan

a. Bentang memanjang	=	30 m
b. Bentang melintang	=	16,6 m
c. Tebal pelat lantai	=	0,12 m
d. Dimensi balok memanjang	=	30/50 cm
e. Dimensi balok melintang	=	30/50 cm
f. Dimensi kolom	=	50/50 cm
g. Tebal spesi	=	3 cm
h. Tinggi kolom lantai 5	=	3,2 m
i. Tinggi kolom lantai 4	=	3,2 m
j. Tinggi dinding lantai 5	=	3,2 m
k. Tinggi dinding lantai 4	=	3,2 m
l. Tebal penutup lantai	=	1 cm
m. Panjang dinding lantai 5	=	350 m
n. Panjang dinding lantai 4	=	350 m
o. Berat jenis beton bertulang	=	2400 Kg/m ³
p. Berat jenis pasangan bata merah	=	1700 Kg/m ³
q. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen	=	21 Kg/m ²
r. Berat penutup lantai dari ubin semen Portland (per cm tebal)	=	24 Kg/m ²
s. Berat semen asbes (eternit)	=	11 Kg/m ²
t. Berat penggantung langit langit (dari kayu)	=	7 Kg/m ²
u. Berat utilitas	=	35 Kg/m ²
v. Jumlah balok memanjang	=	5 buah
w. Jumlah balok melintang	=	10 buah
x. Jumlah kolom	=	50 buah
y. Beban hidup atap	=	100 Kg/m ²

Koefisien reduksi beban hidup
hotel 0,30

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Pelat lantai = $16,6 \times 36 \times 0,12 \times 2400 = 172108,8 \text{ Kg}$

b) Balok memanjang = $36 \times 0,30 \times 0,50$
 $\times 2400 \times 5 = 64800 \text{ Kg}$

c) Balok melintang = $16,6 \times 0,30 \times 0,50$
 $\times 2400 \times 10 = 59760 \text{ Kg}$

d) Kolom = $\{(1/2 \times 3,2) + (1/2 \times 3,2)\}$
 $\times 0,50 \times 0,50 \times 2400 \times 50 = 96000 \text{ Kg}$

e) Spesi = $16,6 \times 36 \times 21 \times 3 = 37648,8 \text{ Kg}$

f) eternit = $16,6 \times 36 \times 11 = 6573,6 \text{ Kg}$

g) Penggantung = $16,6 \times 36 \times 7 = 4183,2 \text{ Kg}$

h) Penutup lantai = $16,6 \times 36 \times 24 = 14342,4 \text{ Kg}$

i) Dinding = $\{350 \times 0,15 \times (\frac{3,2-0,5}{2})\}$
 $\times 1700\} + \{350 \times 0,15$
 $\times (\frac{3,2-0,5}{2}) \times 1700\} = 240975 \text{ Kg}$

j) Utilitas = $16,6 \times 36 \times 35 = 20916 \text{ Kg}$

WDL = $717307,8 \text{ Kg} +$

b. Beban hidup

Beban hidup lantai = $16,6 \times 36 \times 250 \times 0,3 = 44820 \text{ Kg}$

WLL = 44820 Kg

c. Total beban lantai 5

WDL + WLL = $717307,8 + 44820 = 762127,8 \text{ Kg}$

4. Lantai 4

Total beban lantai 4 sama dengan lantai 5 = $762127,8 \text{ Kg}$

5. Lantai 3

Total beban lantai 3 sama dengan lantai 5 = 762127,8 Kg

6. Lantai 2

Total beban lantai 2 sama dengan lantai 5 = 762127,8 Kg

7. Lantai 1

A. Data Perencanaan

- a. Bentang memanjang = 36 m
- b. Bentang melintang = 16,6 m
- c. Tebal pelat lantai = 0,12 m
- d. Dimensi balok memanjang = 30/50 cm
- e. Dimensi balok melintang = 30/50 cm
- f. Dimensi kolom = 50/50 cm
- g. Tebal spesi = 3 cm
- h. Tinggi kolom lantai 1 = 3,2 m
- i. Tinggi kolom lantai dasar = 4 m
- j. Tinggi dinding lantai 1 = 3,2 m
- k. Tinggi dinding lantai dasar = 4 m
- l. Tebal penutup lantai = 1 cm
- m. Panjang dinding lantai 1 = 350 m
- n. Panjang dinding lantai dasar = 342 m
- o. Berat jenis beton bertulang = 2400 Kg/m³
- p. Berat jenis pasangan bata merah = 1700 Kg/m³
- q. Berat spesi (adukan per cm tebal) dari semen = 21 Kg/m²
- r. Berat penutup lantai dari ubin semen Portland (per cm tebal) = 24 Kg/m²
- s. Berat semen asbes (eternit) = 11 Kg/m²
- t. Berat penggantung langit

tinggi (dari kayu)		Kg/m
u. Berat utilitas		35 Kg/m ²
v. Jumlah balok memanjang		7 buah
w. Jumlah balok melintang		10 buah
x. Jumlah kolom		50 buah
y. Beban hidup atap	=	100 Kg/m ²
z. Koefisien reduksi beban hidup hotel	=	0.30

B. Pembebanan

a. Beban mati

a) Pelat lantai = $16,6 \times 36 \times 0,12 \times 2400 = 172108,8 \text{ Kg}$

b) Balok memanjang = $36 \times 0,30 \times 0,50 \times 2400 \times 5 = 64800 \text{ Kg}$

c) Balok melintang = $16,6 \times 0,30 \times 0,50 \times 2400 \times 10 = 59760 \text{ Kg}$

d) Kolom = $\{(1/2 \times 4) + (1/2 \times 3,2) \times 0,50 \times 0,50 \times 2400 \times 50 = 108000 \text{ Kg}$

e) Spesi = $16,6 \times 36 \times 21 \times 3 = 37648,8 \text{ Kg}$

f) eternit = $16,6 \times 36 \times 11 = 6573,6 \text{ Kg}$

g) Penggantung = $16,6 \times 36 \times 7 = 4183,2 \text{ Kg}$

h) Penutup lantai = $16,6 \times 36 \times 24 = 14342,4 \text{ Kg}$

m) Dinding = $\{350 \times 0,15 \times (\frac{3,2-0,5}{2}) \times 1700\} + \{342 \times 0,15 \times (\frac{4-0,5}{2}) \times 1700\} = 273105 \text{ Kg}$

i) Utilitas = $16,6 \times 36 \times 35 = 20916 \text{ Kg}$

WDL = 761437,8 Kg +

b. Beban hidup

Beban hidup lantai = $16,6 \times 36 \times 250 \times 0,30 = 44820 \text{ Kg}$

WLL = 44820 Kg

c. Total beban lantai :

$$W_{DL} = W_{FF} = 761437,8 + 44820 = 806257,8 \text{ Kg}$$

Maka total berat bangunan (W_T) adalah

$$\begin{aligned} W_T &= W_{T_{\text{atap}}} + W_{T_6} + W_{T_5} + W_{T_4} + W_{T_3} + W_{T_2} + W_{T_1} \\ &= 672983,6 + 772770,3 + 762127,8 + 762127,8 + 762127,8 \\ &\quad + 762127,8 + 806257,8 \\ &= 5300522,9 \text{ Kg} \end{aligned}$$

3.5.2. Waktu Getar Gempa

1. Data Perencanaan

- | | | |
|---|---|-------------|
| A. Wilayah gempa | = | 3 |
| B. Jenis tanah | = | Tanah keras |
| C. Ketinggian gedung (H) | = | 24 m |
| D. Faktor keutamaan gedung (I) | = | 1 |
| E. Spektrum respon gempa rencana (T_c)
untuk tanah keras | = | 0,5 detik |
| F. Koefisien ζ yang membatasi waktu getar
alami struktur bangunan gedung | = | 0,102 |
| G. Percepatan puncak muka tanah (A_G)
untuk tanah keras | = | 0,24 |
| H. Pembilang dalam persamaan hiperbola
faktor respons gempa C (A_r) untuk
tanah keras | = | 0,30 |
| I. Spektrum percepatan maksimum (A_m)
untuk tanah keras | = | 0,60 |
| J. Parameter daktilitas struktur gedung
untuk SRPMK $\mu = 5,2$ dan R | = | 8,5 |

2. Rumus Empiris

$$T_x = T_y = 0,06 \times H^{3/4}$$

$$0,60 \times 24$$

$$0,651 \text{ detik} \quad T_c = 0,5$$

detik, maka nilai T_c adalah

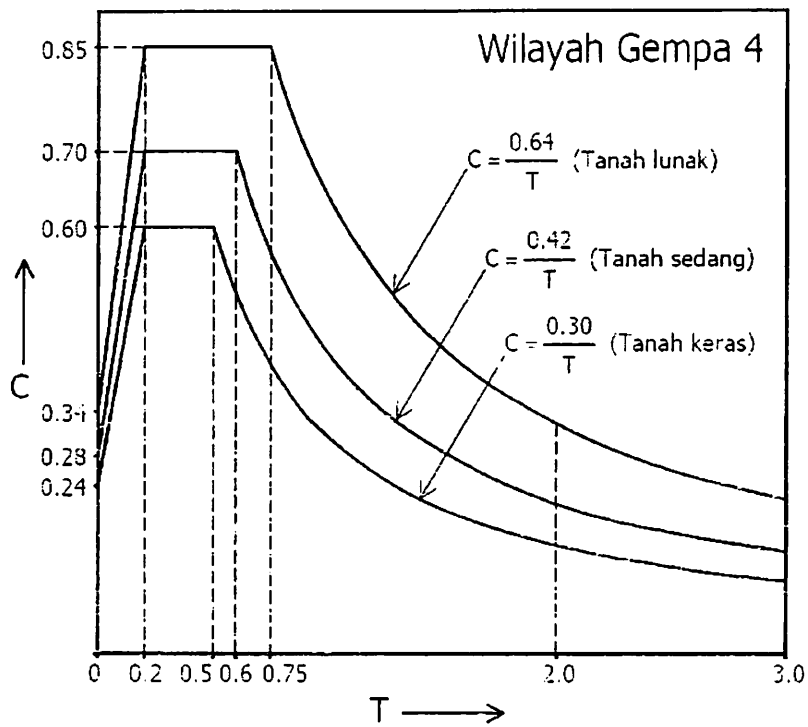
$$A_r = A_m \times T_c$$

$$= 0,60 \times 0,5$$

$$= 0,3$$

$$C = \frac{A_r}{T}$$

$$= \frac{0,30}{0,651} = 0,461$$



Gambar 3.2. Respons spektrum gempa rencana wilayah gempa 4

3. Pembatasan Waktu Getar Alami Fundamental

$$T = \zeta \times n$$

$$= 0,102 \times 7$$

$$= 0,714$$

Dimana: n = Jumlah lantai

4. Gaya Geser *Horizontal* Total Akibat Gempa

$$\begin{aligned}
 V_x &= V_z = \frac{C \times I}{R} \times W_T \\
 &= \frac{0,191 \times 1}{3,5} \times 5300522,9 \\
 &= 287475,419 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

5. Distribusi Gaya Geser *Horizontal* Total Akibat Gempa ke Sepanjang Tinggi Gedung

$$\begin{aligned}
 F_i &= \frac{W_i \times Z_i}{\sum W_i \times Z_i} \times V \\
 \sum W_i \times Z_i &= (W_{T1} \times 4) + (W_{T2} \times 7,2) + (W_{T3} \times 10,4) \\
 &\quad + (W_{T4} \times 13,6) + (W_{T5} \times 16,8) + (W_{T6} \times 20) \\
 &\quad + (W_{T_{Atap}} \times 24) \\
 &= (806257,8 \times 4) + (762127,8 \times 7,2) + (762127,8 \times 10,4) \\
 &\quad + (762127,8 \times 13,6) + (762127,8 \times 16,8) + (772770,3 \times 20) \\
 &\quad + (672983,6 \times 24) \\
 &= 71414178 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 F_{Atap} &= \frac{672983,6 \times 24}{71414178} \times 287475,419 \\
 &= 65017,759 \text{ Kg}
 \end{aligned}$$

$$\frac{1}{5} \times F_{Atap} \times X = \frac{1}{5} \times 65017,759 = 13003,552 \text{ Kg}$$

$$\frac{1}{10} \times F_{Atap} \times Z = \frac{1}{10} \times 65017,759 = 6501,776 \text{ Kg}$$

Tabel 3.2 Distribusi gaya geser dasar horisontal total akibat gempa ke sepanjang tinggi gedung dalam arah X dan Z untuk tiap portal

Tinggi Lantai	Z _i	W _i	W _i x Z _i	V _{x, z}	Fi (X, Z)	Untuk Tiap Portal		Distribusi Beban Gempa	
	(m)	(Kg)	(Kgm)	(Kg)	(Kg)	1/5 x (FiX)	1/10 x (FiZ)	Arah X (30%)	Arah Z (100%)
						(Kg)	(Kg)	(Kg)	(Kg)
8	24	672983.6	16151606.4	287475.4	65017.8	13003.6	6501.8	3901.1	6501.8
7	20	772770.3	15455406.0		62215.2	12443.0	6221.5	3732.9	6221.5
6	16.8	762127.8	12803747.0		51541.1	10308.2	5154.1	3092.5	5154.1
5	13.6	762127.8	10364938.1		41723.7	8344.7	4172.4	2503.4	4172.4
4	10.4	762127.8	7926129.1		31906.4	6381.3	3190.6	1914.4	3190.6
3	7.2	762127.8	5487320.2		22089.0	4417.8	2208.9	1325.3	2208.9
2	4	806257.8	3225031.2		12982.3	2596.5	1298.2	778.9	1298.2
Σ		5300523	71414178.0			287475.4	57495.1	28747.5	17248.5

Keterangan:

Z_i = Tinggi lantai ke-I

W_i = Berat lantai ke-i

V_{x, z} = Gaya geser *horizontal* arah X dan Z

Fi_(x, z) = Gaya geser *horizontal* akibat gempa pada lantai ke-i

30% = Persentase gaya gempa arah X

100% = Persentase gaya gempa arah Z

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

I. Data Teknis

- A. Jenis pondasi tiang : Pondasi tiang franki
- B. Diameter tiang : 40 cm dan 60 cm
- C. Pembesaran ujung tiang: 30% dari diameter tiang
- D. Kedalaman pondasi : 10 meter dari permukaan tanah
- E. Kondisi tanah : Tanah Padat
- F. Mutu bahan
 - a. Beton ($f'c$) : 35 MPa
 - b. Baja (f_y)
 - a) Tulangan ulir : 390 MPa
 - b) Tulangan polos : 240 MPa

2. Data Hasil Analisis Program SANSPRO

Dari hasil analisis program SANSPRO, diambil 3 kondisi pembebanan yang akan digunakan dalam perencanaan pondasi tiang franki. Beban-beban yang diambil yaitu pada kondisi beban terbesar, beban sedang dan beban terkecil. Data-data pembebanan yang digunakan terlihat pada tabel dibawah ini.

Tabel 4.1. Kondisi Pembebanan Hasil Analisis Program
SANSPRO

Node (Simpul)	Kondisi Pembebanan	Fx (Kg)	Fy (Kg)	Fz (Kg)	Mx (Kgcm)	Mz (Kgcm)
41	Ringan	5178.4	125430	5345.6	1393700	1227400
40	Sedang	4287.6	174640	6258.8	1515700	1356800
37	Berat	5792.1	251510	6394.4	1533000	1413500

Sumber: Program bantu SANSPRO

4.2 Perhitungan Daya Dukung Aksial

1. Kondisi Pembebanan 1 (Beban Ringan)

A. Data rencana pada 1

- a. $V = F_v = 125430 \text{ Kg}$
- b. $M_x = 1393700 \text{ Kgcm} = 13937 \text{ Kgm}$
- c. $M_z = 1227400 \text{ Kgcm} = 12274 \text{ Kgm}$
- d. Pembesaran ujung tiang = 30%
- e. Diameter tiang (D) = 40 cm
- f. Diameter ujung tiang (D') = 130% x 40
= 52 cm $\approx 50 \text{ cm}$
- g. Luas tiang (A) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 40^2$
= 1256 cm² = 0,126 m²
- h. Luas ujung tiang (A_r) = $\frac{1}{4} \times \pi \times (D')^2$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 50^2$
= 1962,500 cm² = 0,196 m²
- i. Tinggi pembesaran tiang franki = 50 cm = 0,5 m
- j. Keliling tiang (p) = $\pi \times D$
= 3,14 x 40
= 125,600 cm = 1,256 m
- k. Kedalaman tiang (h) = 10 m
- l. Luas selimut tiang (A_s) = p x h
= 1,256 x 10 = 12,560 m²
- m. Faktor keamanan (SF) = 2,5
- n. Tebal *pile cap* rencana = 0,50 m
- o. Tinggi tanah urug rencana = 1,00 m

Tabel 4. Nilai hambatan lekat pada setiap lapisan tanah

No	Kedalaman (D) m	Jenis Lapisan Tanah	Hambatan Lekat (fs) Kg/cm ²
1	0,0 - 0,6	Lempung	0,4
2	0,6 - 0,8	Lanau berlempung s/d lempung berlanau	0,5
3	0,8 - 2,6	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,5
4	2,6 - 5,0	Pasir s/d pasir berlanau	0,5
5	5,0 - 5,8	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,6
6	5,8 - 8,4	Pasir s/d pasir berlanau	0,7
7	8,4 - 9,0	Lempung	0,8
8	9,0 - 9,4	Lanau berpasir s/d lanau berlempung	0,7
9	9,4 - 10,6	Pasir	0,7

Sumber: Hasil investigasi laporan geoteknik dan geodesi Universitas Mataram.

Nilai hambatan lekat tersebut di atas pada masing-masing nomor adalah merupakan nilai hambatan lekat rata-rata sampai kedalaman dengan jenis tanah yang sama.

Misalnya pada nomor 1, tanah lempung terletak pada kedalaman 0,0 m – 0,6 m dengan rentang pengambilan data sondir adalah 20 cm. berarti terdapat 3 nilai hambatan lekat. kemudian ketiga nilai hambatan lekat ini di rata-ratakan dan di dapat nilai hambatan lekat 0,4. begitu seterusnya pada tiap lapisan tanah lainnya.

Pada perhitungan daya dukung selimut tiang, tiang yang memiliki daya dukung gesek adalah sepanjang 8 m, oleh karena sudah dikurangi dengan tinggi tanah urug, tinggi *pile cap* dan tinggi pembesaran ujung tiang dan daya dukung selimut tiang di mulai pada kedalaman 1,5 m dari permukaan tanah.

B. Daya dukung aksial tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan bahan

$$Q_u = (0,3 \times f'_c \times A_f) - (1,2 \times W_p)$$

$$W_p = (A \times h \times W_c) + (A_f \times h_f \times W_c)$$

$$(0,126 \times 9,8 \times 2400) + (0,196 \times 0,5 \times 2400) \\ = 3108 \text{ Kg}$$

$$Q = (0,3 \times 3800000) + (1 \text{ kg} \times 117) + 3108 \\ = 202070,400 \text{ Kg}$$

$$Q_{ijin} = \frac{Qu}{SF} = \frac{202070,400}{2,5} = 80828,160 \text{ Kg}$$

b. Berdasarkan rumus Begemann

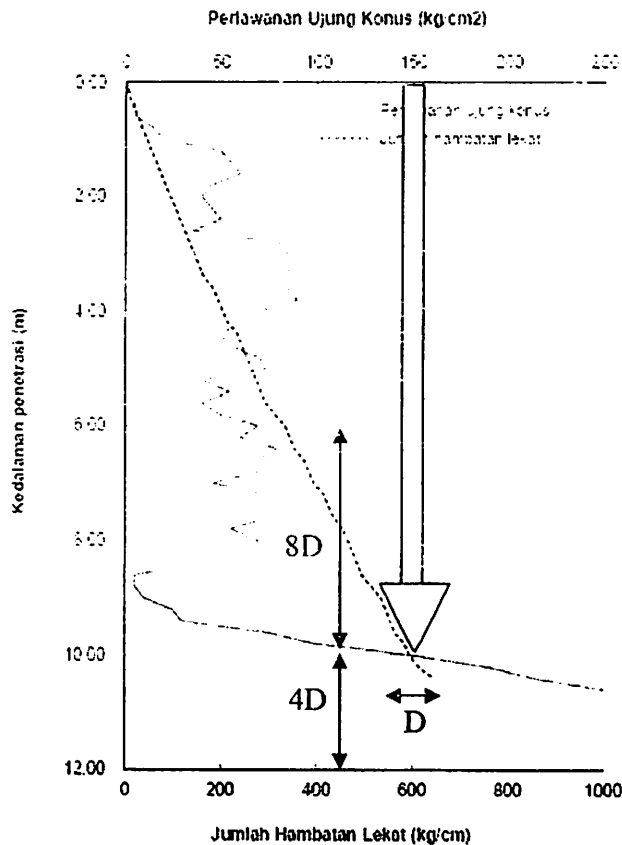
a) Daya dukung ujung tiang (Qp)

Daya dukung aksial tiang dihitung berdasarkan titik sondir 1 (S-01)

$$Q_p = \frac{qc1+qc2}{2} \times A_p$$

qc1 = nilai qc rata-rata pada 0,7D ~ 4D di bawah ujung tiang
(4D = 4 x 0,50 = 2,00 m)

qc2 = nilai qc rata-rata dari ujung tiang hingga 8D di atas ujung tiang
(8D = 8 x 0,50 = 4,00 m)



Gambar 4.1. Skema perlawanan ujung konus

Nilai perlawanan konus (q_c) rata-rata di ambil pada sepanjang SD diatas ujung tiang dan 4D di bawah ujung tiang

Tabel 4.3 Nilai perlawanan konus titik S₀₁

No	Kedalaman (m)	Perlawanan Konus (Kg/cm ²)
1	6	70
2	6.2	60
3	6.4	80
4	6.6	70
5	6.8	70
6	7	45
7	7.2	75
8	7.4	80
9	7.6	75
10	7.8	55
11	8	70
12	8.2	65
13	8.4	40
14	8.6	5
15	8.8	5
16	9	10
17	9.2	25
18	9.4	30
19	9.6	75
20	9.8	100
21	10	150
22	10.2	190
23	10.4	215
24	10.6	250

Sumber: Uji penetrasi konus Laboratorium Geoteknik dan Geodesi Universitas Mataram

$$q_{c1} = \frac{150+190+215+250}{4}$$

$$= 201,250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q_{c2} = \frac{70+60+80+70+70+45+75+80+75+55+70+65+40+5+5+10+25+30+75+100+150}{21}$$

$$= 59,762 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A_f = A_f = 0,196 \text{ m}^2 = 1962,500 \text{ cm}^2$$

$$Q_p = \frac{q \cdot L \cdot B^2}{2} \times A_f$$

$$= \frac{1,256 \cdot 9,5}{2} \times 1962,500$$

$$= 256118,025 \text{ kg}$$

b) Daya dukung selimut tiang (Q_s)

Oleh karena tiang franki terletak pada tanah berlapis, maka digunakan rumus seperti dibawah ini.

$$Q_s = \sum_{i=1}^9 f_{si} \times L_i \times p$$

$$= (f_{s3} \times L_3 \times p) + (f_{s4} \times L_4 \times p) + (f_{s5} \times L_5 \times p) + (f_{s6} \times L_6 \times p) + (f_{s7} \times L_7 \times p) + (f_{s8} \times L_8 \times p) + (f_{s9} \times L_9 \times p)$$

$$= \{5000 \times (2,6-0,8) \times 1,256\} + \{5000 \times (5,0-2,6) \times 1,256\}$$

$$+ \{6000 \times (5,8-5,0) \times 1,256\} + \{7000 \times (8,4-5,8) \times 1,256\} + \{8000 \times (9,0-8,4) \times 1,256\} + \{7000 \times (9,4-9,0) \times 1,256\}$$

$$= 64809,600 \text{ Kg}$$

c) Kombinasi daya dukung ujung tiang dan daya dukung selimut tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$W_p = (A \times h \times W_c) + (A_f \times h_f \times W_c)$$

$$= (0,126 \times 9,5 \times 2400) + (0,196 \times 0,5 \times 2400)$$

$$= 3108 \text{ Kg}$$

$$Q_u = 256118,025 + 64809,600 - 3108$$

$$= 317819,625 \text{ Kg}$$

d) Daya dukung tiang yang diijinkan

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{317819,625}{2,5}$$

$$= 127127,850 \text{ Kg}$$

Tabel 4.4 Rekap tahanan aksial tiang franki

No	Uraian Tahanan Aksial Tiang Franki	Q_{ijin} (Kg)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	80828,160
2	Berdasarkan rumus Begemann	127127,850

Dari kedua rumus daya dukung aksial tiang yang digunakan, dipilih rumus yang menghasilkan nilai Q_{ijin} terkecil, yaitu rumus kekuatan bahan dengan nilai 80828,160 Kg.

Oleh karena nilai $Q_{ijin} < F_y$, maka digunakan lebih dari 1 tiang.

C. Daya dukung aksial tiang kelompok

a. Jumlah tiang

$$\begin{aligned}
 j &= \frac{V}{Q_{ijin} \text{ 1 tiang}} \\
 &= \frac{125430}{80828,160} \\
 &= 1,552 \quad \approx 2 \text{ tiang}
 \end{aligned}$$

Dicoba 2 buah tiang dalam 1 kelompok tiang.

n = Jumlah tiang pada deretan kolom

m = Jumlah tiang pada deretan baris

a) Syarat jarak antar tiang

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m+n-2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,4 \times 2 \times 1}{2+1-2} \\
 &= 1,256 \text{ m}
 \end{aligned}$$

b) Kontrol jarak antar tiang

Dalam buku manual pondasi tiang, disarankan jarak optimal antar tiang sebesar:

$$\begin{aligned}
 S &= 2,5D \text{ s/d } 3,0D \\
 &= (2,5 \times 0,4) \text{ s/d } (3,0 \times 0,4) \\
 &= 1,000 \text{ s/d } 1,200
 \end{aligned}$$

maka, dipakai jarak antar tiang 1,200 m

b) Efisiensi kelompok tiang

a) Rumus Converse-Labarre

$$\eta = 1 - \frac{(m-1)(n-1)(m+n)}{90mn}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,4}{1,2} \\ &= 18,435^\circ \end{aligned}$$

maka,

$$\eta = 1 - \left[\frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 18,435$$

$$\eta = 0,898 < 1 \text{ (OK)}$$

b) Rumus Los Angeles

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}) \right] \\ &= 1 - \frac{0,4}{3,14.1,2.2.1} \left[2.(1-1) + 1.(2-1) + (2-1)(1-1)(\sqrt{2}) \right] \\ &= 0,947 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

c) Rumus Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} \eta &= \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)} \\ &= \left[1 - \frac{36.1,2.(2+1-2)}{(75.1,2^2-7)(2+1-1)} \right] + \frac{0.3}{(2+1)} \\ \eta &= 0,886 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai efisiensi diatas, diambil nilai η terkecil

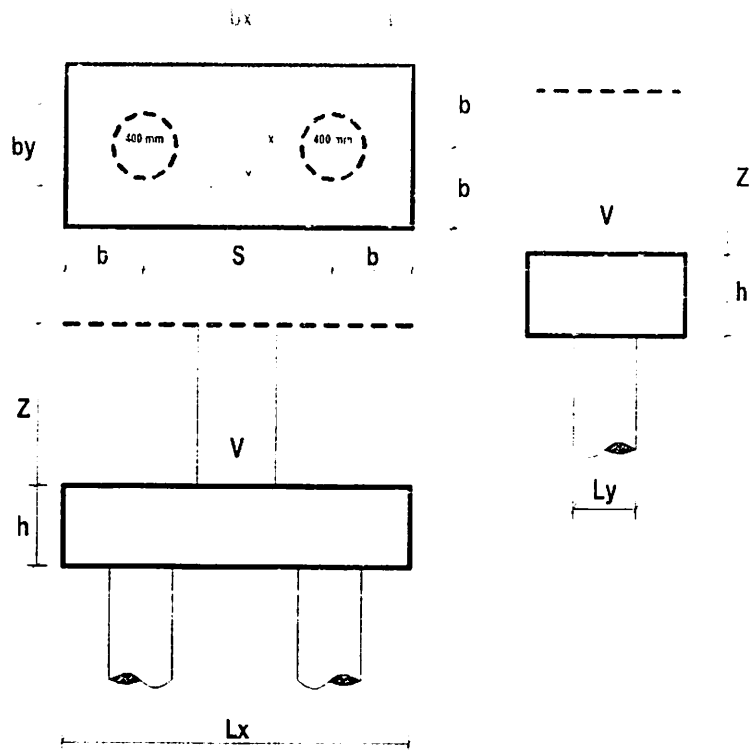
yaitu 0,886 untuk perhitungan selanjutnya.

c. Daya dukung tiang kelompok

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= \eta \times n \times Q_{ijin} \\ &= 0,886 \times 2 \times 80828,160 \end{aligned}$$

143227 200 kg (V) 125430 kg (OK)

d. Perhitungan beban *pile cap*



Gambar 4.2. Skema pembebanan *pile cap*

a) Data pembebanan

- Jarak tiang tepi ke tepi *pile cap* (a) = 0,30 m
- Jarak inti tiang ke tepi *pile cap* (b) = 0,50 m
- Jarak antar tiang (S) = 1,2 m
- Lebar kolom arah X (bX) = 0,50 m
- Lebar kolom arah Y (bY) = 0,50 m
- Tebal *pile cap* (h) = 0,50 m
- Tebal tanah urug (Z) = 1,00 m
- Panjang *pile cap* arah x = 2,20 m
- Panjang *pile cap* arah y = 1,00 m

b) Berat *pile cap*

$$\{(2,2 \times 1,0 \times 0,5) + (0,5 \times 0,5 \times 1,0)\} \times 2400$$

$$= 3240 \text{ Kg}$$

c) Berat tanah urug

$$= (0,25 \times 1,0 \times 0,25 \times 1,0) \times 1000 \times 1,25 = 3140 \text{ Kg}$$

$$= 3140 \text{ Kg}$$

d) $V = 125430 \text{ Kg}$

e) Kontrol

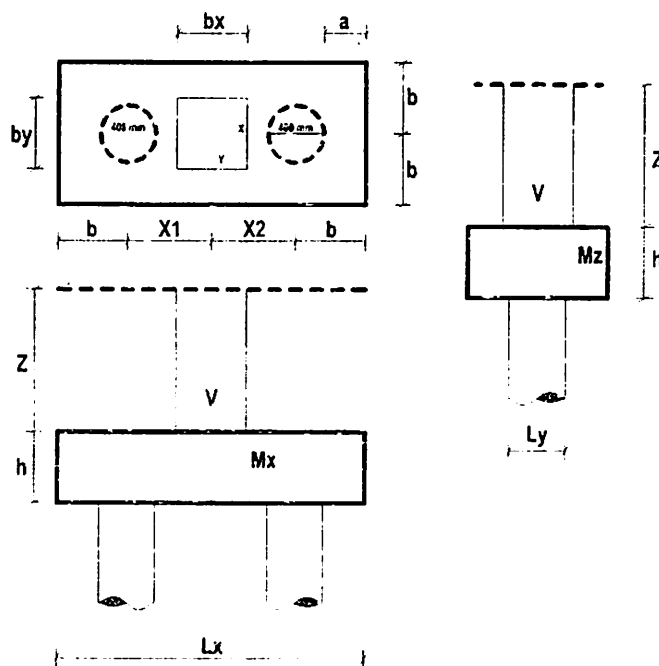
$$\sum V = \text{Berat pile cap} + \text{Berat tanah urug} + V$$

$$= 3240 + 3140 + 125430$$

$$= 131810 \text{ Kg} < (Q_{pg} = 143227,500 \text{ Kg}) \quad (\text{OK})$$

D. Beban total yang diterima oleh pondasi

$$P_{\text{maks}} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\text{maks}}}{n y \cdot \sum X^2}$$



Gambar 4.3. Skema pembebanan pondasi

a. Data pembebanan

a) $\sum V = 131810 \text{ Kg}$

b) $M_x = 1393700 \text{ Kgcm} = 13937 \text{ Kgm}$

c) $M_z = 1227400 \text{ Kgcm} = 12274 \text{ Kgm} = M_y$

d) Jarak antar tiang (S) = 1,2 m

e) Jumlah tiang (j) = n = 2 buah

$$\begin{aligned}
 \text{f) } n &= ny &&= 1 \\
 \text{g) } m &= nx &&= 2 \\
 \text{h) Dimensi } (b \times t) &&&= 50 \times 10 \text{ cm}^2 \\
 \text{i) Diameter tiang} &&&= 10 \text{ cm} \\
 \text{j) } \sum X^2 &&= (-0,600)^2 + (0,600)^2 \\
 &&= 0,720 \text{ m}^2 \\
 \text{k) } \sum Y^2 &&= 0
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan beban tiang maksimum

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maks}} &= \frac{\sum V}{n} \pm \frac{Mz \times X_{\text{maks}}}{ny \cdot \sum X^2} \\
 &= \frac{131810}{2} \pm \frac{12274,0,600}{1,0,720} \\
 &= 76133,333 \text{ Kg} < (Q_{\text{ijin}} = 80828,160 \text{ Kg}) \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Maka, dapat disimpulkan bahwa perencanaan daya dukung aksial tiang pada kondisi beban teringan adalah mampu menahan beban yang ada.

2. Kondisi Pembebanan 2 (Beban Sedang)

A. Data perencanaan

$$\begin{aligned}
 \text{a. } V &= Fy &&= 174640 \text{ Kg} \\
 \text{b. } Mx &= 1515700 \text{ Kgcm} &&= 15157 \text{ Kgm} \\
 \text{c. } Mz &= 1356800 \text{ Kgcm} &&= 13568 \text{ Kgm} \\
 \text{d. Pembesaran ujung tiang} &&&= 30\% \\
 \text{e. Diameter tiang (D)} &&&= 60 \text{ cm} \\
 \text{f. Diameter ujung tiang (D')} &= 130\% \times 50 \\
 &= 78 \text{ cm} \quad \approx 75 \text{ cm} \\
 \text{g. Luas tiang (A)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
 &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 60^2 \\
 &= 2826 \text{ cm}^2 = 0,283 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

- ii. Luas ujung tiang (A_t) $= \frac{1}{4} \times \pi \times (D)^2$
 $= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 75^2$
 $= 4415,625 \text{ cm}^2 = 0,442 \text{ m}^2$
- i. Tinggi pembesaran tiang franki = 75 cm = 0,75 m
- j. Keliling tiang (p) $= \pi \times D$
 $= 3,14 \times 60$
 $= 188,400 \text{ cm} = 1,884 \text{ m}$
- k. Kedalaman tiang (h) $= 10 \text{ m}$
- l. Luas selimut tiang (A_s) $= p \times h$
 $= 1,884 \times 10 = 18,840 \text{ m}^2$
- j. Faktor keamanan (SF) $= 2,5$
- k. Tebal *pile cap* rencana $= 0,70 \text{ m}$
- l. Tinggi tanah urug rencana $= 1,00 \text{ m}$

Tabel 4.5. Nilai hambatan lekat pada setiap lapisan tanah

No	Kedalaman (L) m	Jenis Lapisan Tanah	Hambatan Lekat (f_s) Kg/cm ²
1	0,0 - 0,6	Lempung	0,4
2	0,6 - 0,8	Lanau berlempung s/d lempung berlanau	0,5
3	0,8 - 2,6	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,5
4	2,6 - 5,0	Pasir s/d pasir berlanau	0,5
5	5,0 - 5,8	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,6
6	5,8 - 8,4	Pasir s/d pasir berlanau	0,7
7	8,4 - 9,0	Lempung	0,8
8	9,0 - 9,4	Lanau berpasir s/d lanau berlempung	0,7
9	9,4 - 10,6	Pasir	0,7

Sumber: Hasil investigasi laporan geoteknik dan geodesi Universitas Mataram.

Nilai hambatan lekat tersebut di atas pada masing-masing nomor adalah merupakan nilai hambatan lekat rata-rata sampai kedalaman dengan jenis tanah yang sama.

Misalnya pada nomor 1, tanah lempung terletak pada kedalaman 0,0 m - 0,6 m dengan rentang pengambilan data sondir adalah 20 cm berarti terdapat 3 nilai hambatan lekat. Kemudian ketiga nilai hambatan lekat ini di rata-ratakan dan di dapat nilai hambatan lekat 0,4 begitu seterusnya pada tiap lapisan tanah lainnya.

Pada perhitungan daya dukung selimut tiang, tiang yang memiliki daya dukung gesek adalah sepanjang 7,95 m, oleh karena sudah dikurangi dengan tinggi tanah urug, tinggi *pile cap* dan tinggi pembesaran ujung tiang dan daya dukung selimut tiang di mulai pada kedalaman 1,3 m dari permukaan tanah.

B. Daya dukung aksial tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan bahan

$$Q_u = (0,3 \times f'c \times A_f) - (1,2 \times W_p)$$

$$\begin{aligned} W_p &= (A \times h \times W_c) + (A_f \times h_f \times W_c) \\ &= (0,283 \times 9,25 \times 2400) + (0,442 \times 0,75 \times 2400) \\ &= 7078,200 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= (0,3 \times 3500000 \times 0,442) - (1,2 \times 7078,200) \\ &= 455606,160 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{455606,160}{2,5} \\ &= 182242,464 \text{ Kg} \end{aligned}$$

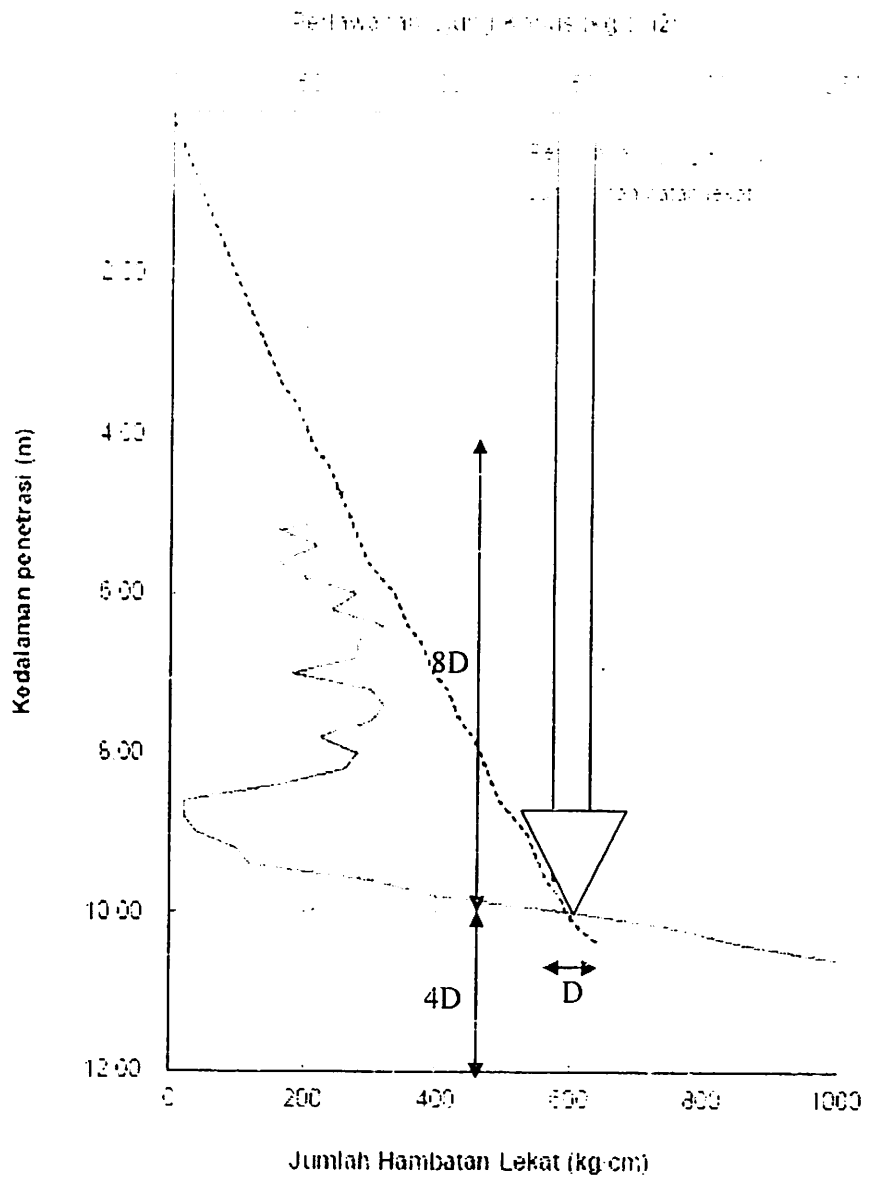
b. Berdasarkan rumus Begemann

a) Daya dukung ujung tiang (Q_p)

$$Q_p = \frac{qc_1 + qc_2}{2} \times A_p$$

$$\begin{aligned} qc_1 &= \text{nilai } qc \text{ rata-rata pada } 0,7D \sim 4D \text{ di bawah ujung tiang} \\ &\quad (4D = 4 \times 0,75 = 3,00 \text{ m}) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} qc_2 &= \text{nilai } qc \text{ rata-rata dari ujung tiang hingga } 8D \text{ di atas ujung} \\ &\quad \text{tiang } (8D = 8 \times 0,75 = 6,00 \text{ m}) \end{aligned}$$



Gambar 4.4. Skema perlawanan ujung konus

Nilai perlawanan konus (q_c) rata-rata di ambil pada sepanjang $8D$ diatas ujung tiang dan $4D$ di bawah ujung tiang.

Tabel 4.6. Nilai perlawanan konus titik S-01

No	Kedalaman (m)	Perlawanan Konus (kg/cm ²)
1	1	10
2	1.2	60
3	1.4	50
4	1.6	55
5	1.8	70
6	2	75
7	2.2	40
8	2.4	55
9	2.6	40
10	2.8	50
11	3	70
12	3.2	60
13	3.4	80
14	3.6	70
15	3.8	70
16	4	45
17	4.2	75
18	4.4	80
19	4.6	75
20	4.8	55
21	5	70
22	5.2	65
23	5.4	40
24	5.6	5
25	5.8	5
26	6	10
27	6.2	25
28	6.4	30
29	6.6	75
30	6.8	100
31	7	150
32	7.2	190
33	7.4	215
34	7.6	250

Sumber: Uji penetrasi konus Laboratorium Geoteknik dan Geodesi Universitas Mataram

$$qc1 = \frac{201.250}{1}$$

$$= 201.250 \text{ Kg}$$

$$qc2 = \frac{172.100 + 73.550 + 91.600 + 40.650 + 102.230 + 50.750 + 100.150}{31}$$

$$= 58.710 \text{ Kg}$$

$$A_p = A_f = 0,442 \text{ m}^2 = 4415,625 \text{ cm}^2$$

$$Q_p = \frac{qc1+qc2}{2} \times A_p$$

$$= \frac{201,250+58,710}{2} \times 4415,625$$

$$= 573942,938 \text{ Kg}$$

b) Daya dukung selimut tiang (Q_s)

Oleh karena tiang franki terletak pada tanah berlapis, maka digunakan rumus seperti dibawah ini.

$$Q_s = \sum_{i=1}^y f_{si} \times L_i \times p$$

$$= (f_{s3} \times L_3 \times p) + (f_{s4} \times L_4 \times p) + (f_{s5} \times L_5 \times p) + (f_{s6} \times L_6 \times p) + (f_{s7} \times L_7 \times p) + (f_{s8} \times L_8 \times p) + (f_{s9} \times L_9 \times p)$$

$$= \{5000 \times (2,6-0,8) \times 1,884\} + \{5000 \times (5,0-2,6) \times 1,884\} + \{6000 \times (5,8-5,0) \times 1,884\} + \{7000 \times (8,4-5,8) \times 1,884\} + \{8000 \times (9,0-8,4) \times 1,884\} + \{7000 \times (9,4-9,0) \times 1,884\}$$

$$= 97214,400 \text{ Kg}$$

c) Kombinasi daya dukung ujung tiang dan daya dukung selimut tiang

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$W_p = (A \times h \times W_c) + (A_f \times h_f \times W_c)$$

$$= (0,283 \times 9,25 \times 2400) + (0,442 \times 0,75 \times 2400)$$

$$= 7078,200 \text{ Kg}$$

$$Q_u = 573942,938 + 97214,400 - 7078,200$$

$$= 664079,138 \text{ Kg}$$

d) Daya dukung tiang yang diijinkan

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{SF}$$

$$= \frac{664079,138}{2,5}$$

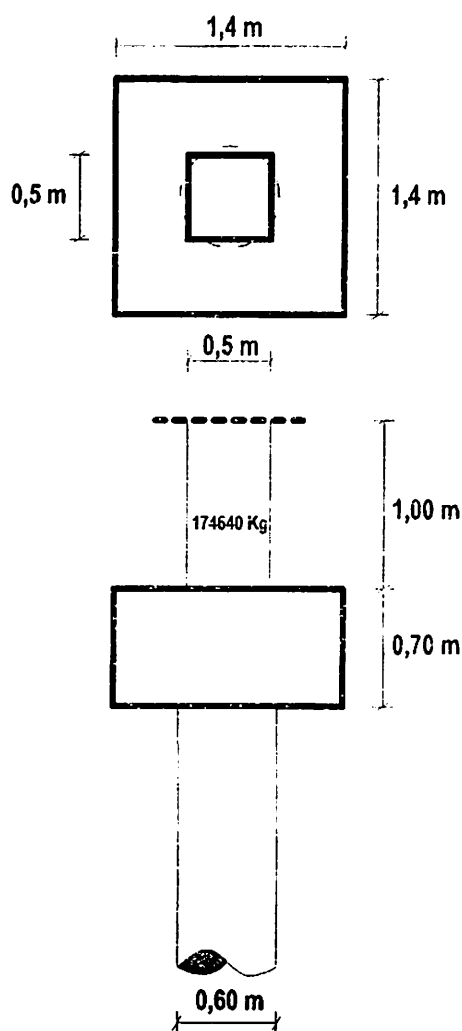
205631,655 Kg

Tabel 4.7 Rekap tahanan aksial tiang franki

No.	Urutan Tahanan Aksial Tiang Franki	Q _{ijin} (Kg)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	182242,464
2	Berdasarkan rumus Begemann	205631,655

Dari kedua rumus daya dukung aksial tiang yang digunakan, dipilih rumus yang menghasilkan nilai Q_{ijin} terkecil, yaitu rumus kekuatan bahan dengan nilai 182242,464 Kg.

Oleh karena nilai $Q_{ijin} > F_y$, maka cukup dipakai tiang tunggal.



Gambar 4.5. Skema pembebanan pondasi

3. Kondisi Pembebanan 3 (Beban Berat)

A. Data perencanaan

- a. $V = 251510 \text{ Kg}$
- b. $M_x = 1533000 \text{ Kgcm} = 15330 \text{ Kgm}$
- c. $M_z = 1413500 \text{ Kgcm} = 14135 \text{ Kgm}$
- d. Pembesaran ujung tiang = 30%
- e. Diameter tiang (D) = 60 cm
- f. Diameter ujung tiang (D') = 130% x 50
= 78 cm $\approx 75 \text{ cm}$
- g. Luas tiang (A) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 60^2$
= 2826 cm² = 0,283 m²
- h. Luas ujung tiang (A_f) = $\frac{1}{4} \times \pi \times (D')^2$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 75^2$
= 4415,625 cm² = 0,442 m²
- i. Tinggi pembesaran tiang franki = 75 cm = 0,75 m
- j. Keliling tiang (p) = $\pi \times D$
= 3,14 x 60
= 188,400 cm = 1,884 m
- k. Kedalaman tiang (h) = 10 m
- l. Luas selimut tiang (A_s) = p x h
= 1,884 x 10 = 18,840 m²
- m. Faktor keamanan (SF) = 2,5
- n. Tebal *pile cap* rencana = 0,70 m
- o. Tinggi tanah urug rencana = 1,00 m

Tabel 1.8 Nilai hambatan lekat pada setiap lapisan tanah

No	Kedalaman (d) m	Jenis Lapisan Tanah	Hambatan Lekat (fs) kg/cm ²
1	0,0 - 0,6	Lempung	0,4
2	0,6 - 0,8	Lanau berlempung s/d lempung berlanau	0,5
3	0,8 - 2,6	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,5
4	2,6 - 5,0	Pasir s/d pasir berlanau	0,5
5	5,0 - 5,8	Pasir berlanau s/d lanau berpasir	0,6
6	5,8 - 8,4	Pasir s/d pasir berlanau	0,7
7	8,4 - 9,0	Lempung	0,8
8	9,0 - 9,4	Lanau berpasir s/d lanau berlempung	0,7
9	9,4 - 10,6	Pasir	0,7

Sumber: Hasil investigasi laporan geoteknik dan geodesi Universitas Mataram.

Nilai hambatan lekat tersebut di atas pada masing-masing nomor adalah merupakan nilai hambatan lekat rata-rata sampai kedalaman dengan jenis tanah yang sama.

Misalnya pada nomor 1, tanah lempung terletak pada kedalaman 0,0 m – 0,6 m dengan rentang pengambilan data sondir adalah 20 cm. berarti terdapat 3 nilai hambatan lekat. kemudian ketiga nilai hambatan lekat ini di rata-ratakan dan di dapat nilai hambatan lekat 0,4. begitu seterusnya pada tiap lapisan tanah lainnya.

Pada perhitungan daya dukung selimut tiang, tiang yang memiliki daya dukung gesek adalah sepanjang 7,93 m, oleh karena sudah dikurangi dengan tinggi tanah urug, tinggi *pile cap* dan tinggi pembesaran ujung tiang dan daya dukung selimut tiang di mulai pada kedalaman 1,5 m dari permukaan tanah.

B. Daya dukung aksial tiang tunggal

a. Berdasarkan kekuatan bahan

$$Q_u = (0,3 \times f'_c \times A_f) - (1,2 \times W_p)$$

$$W_p = (A \times h \times W_c) + (A_f \times h_f \times W_c)$$

$$(0,283 \times 0,25 \times 2400) + (0,442 \times 0,75 \times 2400)$$

$$7078,200 \text{ Kg}$$

$$Q = (0,3 \times 1500000) \times 0,442 = 197,1 \times 7078,200$$

$$155606,160 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} Q_{ijin} &= \frac{Qu}{SF} \\ &= \frac{155606,160}{2,5} \\ &= 182242,464 \text{ Kg} \end{aligned}$$

b. Berdasarkan rumus Begemann

a) Daya dukung ujung tiang (Q_p)

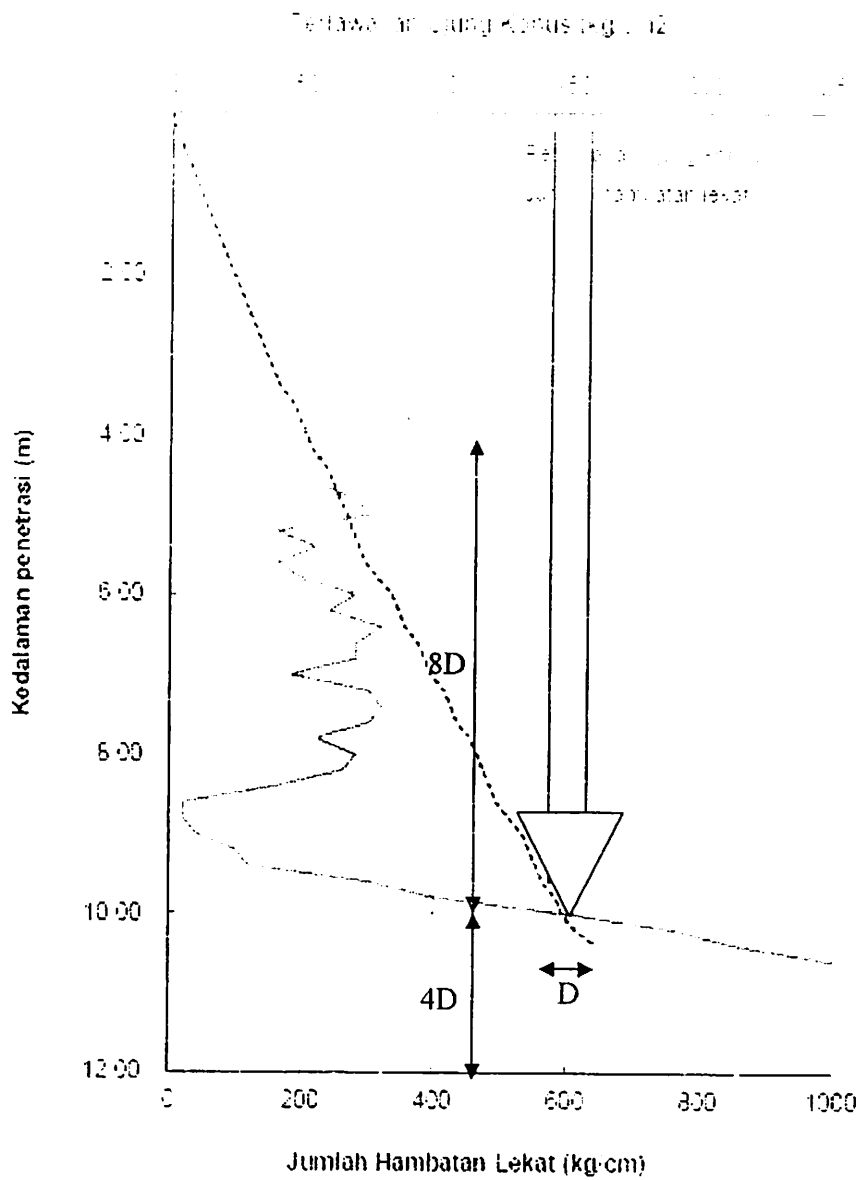
$$Q_p = \frac{qc1+qc2}{2} \times A_p$$

qc1 = nilai qc rata-rata pada 0,7D ~ 4D di bawah ujung tiang

$$(4D = 4 \times 0,75 = 3,00 \text{ m})$$

qc2 = nilai qc rata-rata dari ujung tiang hingga 8D di atas ujung

$$\text{tiang } (8D = 8 \times 0,75 = 6,00 \text{ m})$$



Gambar 4.6. Skema perlawanan ujung konus

Nilai perlawanan konus (q_c) rata-rata di ambil pada sepanjang $8D$ diatas ujung tiang dan $4D$ di bawah ujung tiang.

Tabel 4.9 Nilai perlawanan konus titik S-01

No	Kedalaman (m)	Pertahanan Korus (Kg/cm ²)
1	1	70
2	4.2	60
3	4.4	50
4	4.6	55
5	4.8	70
6	5	75
7	5.2	40
8	5.4	55
9	5.6	40
10	5.8	50
11	6	70
12	6.2	60
13	6.4	80
14	6.6	70
15	6.8	70
16	7	45
17	7.2	75
18	7.4	80
19	7.6	75
20	7.8	55
21	8	70
22	8.2	65
23	8.4	40
24	8.6	5
25	8.8	5
26	9	10
27	9.2	25
28	9.4	30
29	9.6	75
30	9.8	100
31	10	150
32	10.2	190
33	10.4	215
34	10.6	250

Sumber: Uji penetrasi konus Laboratorium Geoteknik dan Geodesi Universitas Mataram

20001,000 Kg

Tabel 4.10 Rekap tabanan aksial tiang franki

No	Urutan Tabanan Aksial Tiang Franki	Qijin (kg)
1	Berdasarkan kekuatan bahan	182242,464
2	Berdasarkan rumus Begemann	265631,655

Dari kedua rumus daya dukung aksial tiang yang digunakan, dipilih rumus yang menghasilkan nilai Q_{ijin} terkecil, yaitu rumus kekuatan bahan dengan nilai 182242,464 Kg.

Oleh karena nilai $Q_{ijin} < F_y$, maka dipakai tiang kelompok.

C. Daya dukung aksial tiang kelompok

a. Jumlah tiang

$$\begin{aligned}j &= \frac{V}{Q_{ijin} \text{ 1 tiang}} \\ &= \frac{251510}{182242,464} \\ &= 1,380 \approx 2 \text{ tiang}\end{aligned}$$

Dicoba 2 buah tiang dalam 1 kelompok tiang.

n = Jumlah tiang pada deretan kolom

m = Jumlah tiang pada deretan baris

a) Syarat jarak antar tiang

$$\begin{aligned}S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n}{m+n-2} \\ &= \frac{1,57 \times 0,6 \times 2 \times 1}{2+1-2} \\ &= 1,884 \text{ m}\end{aligned}$$

b) Kontrol jarak antar tiang

Dalam buku manual pondasi tiang, disarankan jarak optimal antar tiang sebesar:

$$\begin{aligned}S &= 2,5D \text{ s/d } 3,0D \\ &= (2,5 \times 0,6) \text{ s/d } (3,0 \times 0,6) \\ &= 1,500 \text{ s/d } 1,800\end{aligned}$$

maka, dipakai jarak antar tiang 1,500 m

b) Efisiensi kelompok tiang

a) Rumus Converse-Labarre

$$\theta = \arctan \frac{D}{s} = \arctan \frac{0,6}{1,5}$$

$$\begin{aligned} \theta &= \arctan \frac{D}{s} \\ &= \arctan \frac{0,6}{1,5} \\ &= 21,801^\circ \end{aligned}$$

maka,

$$\eta = 1 - \left[\frac{(1-1).2 + (2-1).1}{90.2.1} \right] . 21,801$$

$$\eta = 0,879 < 1 \text{ (OK)}$$

b) Rumus Los Angeles

$$\begin{aligned} \eta &= 1 - \frac{D}{\pi.s.m.n} \left[m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}) \right] \\ &= 1 - \frac{0,6}{3,14.1,5.2.1} \left[2.(1-1) + 1(2-1) + (2-1)(1-1)(\sqrt{2}) \right] \\ &= 0,936 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

c) Rumus Seiler-Keeney

$$\begin{aligned} \eta &= \left[1 - \frac{36.s.(m+n-2)}{(75.s^2-7)(m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{(m+n)} \\ &= \left[1 - \frac{36.1,5.(2+1-2)}{(75.1,5^2-7)(2+1-1)} \right] + \frac{0.3}{(2+1)} \\ \eta &= 0,933 < 1 \text{ (OK)} \end{aligned}$$

Dari ketiga nilai efisiensi diatas, diambil nilai η terkecil

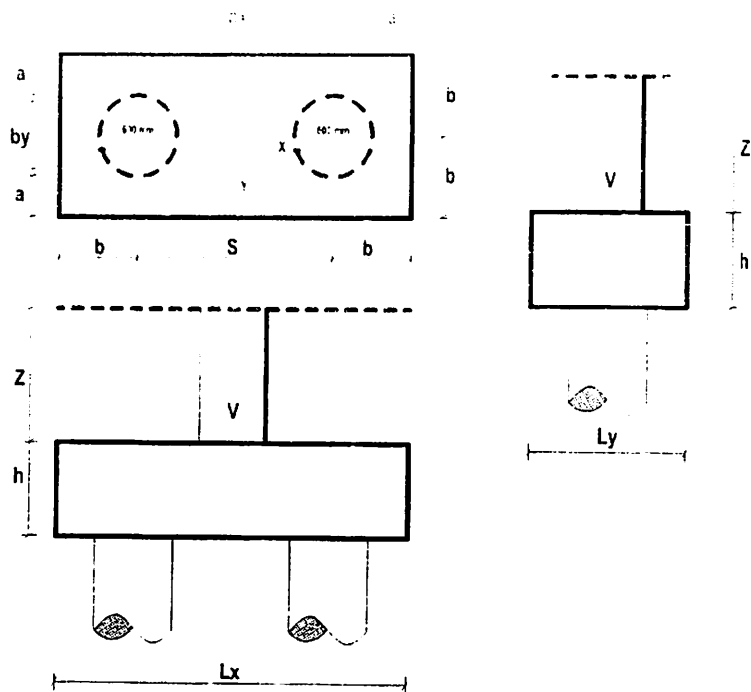
yaitu 0,879 untuk perhitungan selanjutnya.

c. Daya dukung tiang kelompok

$$\begin{aligned} Q_{pg} &= \eta \times n \times Q_{ijin} \\ &= 0,879 \times 2 \times 182242,464 \end{aligned}$$

$$320382,252 \text{ Kg} \quad (V = 251510 \text{ Kg}) \quad (\text{OK})$$

d) Perhitungan beban *pile cap*



Gambar 4.7. Skema pembebanan *pile cap*

a) Data pembebanan

- Jarak tiang tepi ke tepi *pile cap* (a) = 0,30 m
- Jarak inti tiang ke tepi *pile cap* (b) = 0,60 m
- Jarak antar tiang (S) = 1,5 m
- Lebar kolom arah X (bX) = 0,50 m
- Lebar kolom arah Y (bY) = 0,50 m
- Tebal *pile cap* (h) = 0,70 m
- Tebal tanah urug (Z) = 1,00 m
- Panjang *pile cap* arah x = 2,70 m
- Panjang *pile cap* arah y = 1,20 m

b) Berat *pile cap*

$$\{(2,7 \times 1,2 \times 0,7) + (0,5 \times 0,5 \times 1,0)\} \times 2400$$

$$= 6043,2 \text{ Kg}$$

c) Berat tanah urug

$$\{(2,7 \times 1,2 \times 1,0 \times 1700) + (0,5 \times 0,5 \times 1,0 \times 2100)\}$$

$$= 4908 \text{ Kg}$$

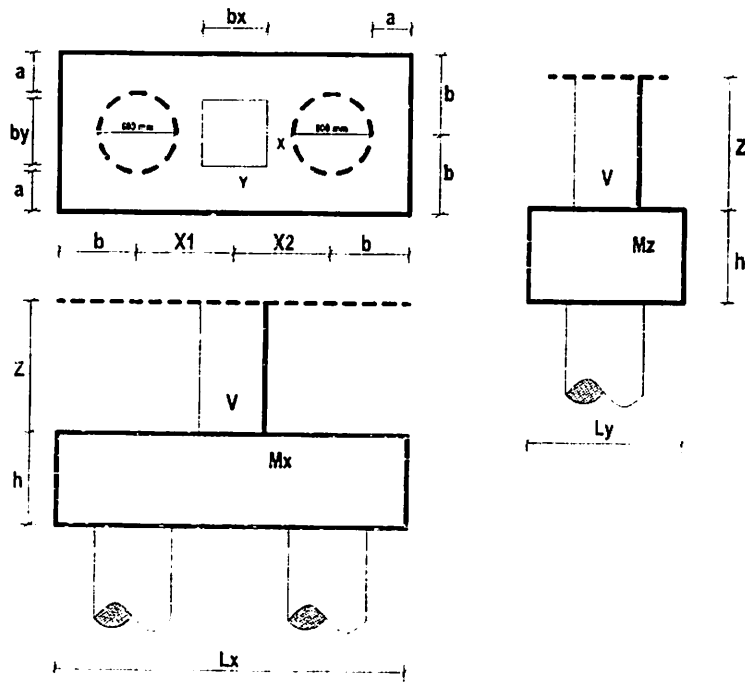
d) $V = 251510 \text{ Kg}$

e) Kontrol

$$\begin{aligned} \Sigma V &= \text{Berat } \textit{pile cap} + \text{Berat tanah urug} + V \\ &= 6043,2 + 4908 + 251510 \\ &= 262461,200 \text{ Kg} < (Q_{pg} = 320382,252 \text{ Kg}) \text{ (OK)} \end{aligned}$$

D. Beban total yang diterima oleh pondasi

$$P_{\text{maks}} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{My \cdot X_{\text{maks}}}{ny \cdot \Sigma X^2}$$



Gambar 4.8. Skema pembebanan pondasi

a. Data pembebanan

- a) ΣV (P total) = 262461,200 Kg
- b) M_x = 1533000 Kgcm = 15330 Kgm
- c) M_z = 1413500 Kgcm = 14135 Kgm = M_y
- d) Jarak antar tiang (S) = 1,500 m
- e) Jumlah tiang (j) = n = 2 buah

$$\begin{aligned}
 \text{g) } m &= nx &= 2 \\
 \text{h) } D &= \text{diameter tiang} &= 0,4 \text{ m} \\
 \text{i) } D &= \text{diameter tiang} &= 60 \text{ cm} \\
 \text{j) } \sum X^2 &= (-0,750^2) + (0,750^2) \\
 &= 1,125 \text{ m}^2 \\
 \text{k) } \sum Y^2 &= 0
 \end{aligned}$$

b. Perhitungan beban tiang maksimum

$$\begin{aligned}
 P_{\text{maks}} &= \frac{\sum V}{n} \pm \frac{Mz \cdot X_{\text{maks}}}{ny \cdot \sum X^2} \\
 &= \frac{262461,200}{2} \pm \frac{14135,0,75}{1,1,125} \\
 &= 140653,933 \text{ Kg} < (Q_{\text{ijin}} = 182242,464 \text{ Kg}) \quad (\text{AMAN})
 \end{aligned}$$

Maka, dapat disimpulkan bahwa perencanaan daya dukung aksial pada simpul (*node*) 37 dengan kondisi beban terberat adalah mampu menahan beban yang ada.

4.3 Perhitungan Penurunan Pondasi

1. Kondisi pembebanan 1 (beban ringan)

A. Tiang tunggal (metode empiris)

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$D = 0,4 \text{ (diameter tiang)}$$

$$Q = V = 125430 \text{ Kg}$$

$$L = 10 \text{ m (kedalaman tiang)}$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{35} = 27805,575 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 A_p &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2\right) \times L \\
 &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,4^2\right) \times 10 \\
 &= 1,260 \text{ m}^2
 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,4}{100} + \frac{125430 \times 10}{1,260 \times 278055750}$$

B. Tiang kelompok (Metode Vesic 1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$B_g = 1,9 \text{ m (lebar kelompok tiang)}$$

$$D = 0,4 \text{ (diameter tiang)}$$

$$S = 0,007 \text{ (penurunan pondasi tiang tunggal)}$$

$$\begin{aligned} S_g &= 0,007 \sqrt{\frac{1,9}{0,4}} \\ &= 0,015 \text{ m} \quad = 15 \text{ mm} \end{aligned}$$

2. Kondisi pembebanan 2 (beban sedang)

Tiang tunggal (metode empiris)

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$D = 0,6 \text{ (diameter tiang)}$$

$$Q = V = 174640 \text{ Kg}$$

$$L = 10 \text{ m (kedalaman tiang)}$$

$$E_p = 4700 \sqrt{f'c} = 4700 \sqrt{35} = 27805,575 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} A_p &= \left(\frac{1}{4} \times \pi \times D^2\right) \times L \\ &= \left(\frac{1}{4} \times 3,14 \times 0,6^2\right) \times 10 \\ &= 2,826 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{174640 \times 10}{2,826 \times 27805,5750}$$

$$= 0,008 \text{ m} \quad = 8 \text{ mm}$$

3. Kondisi pembebanan 3 (beban berat)

A. Tiang tunggal (metode empiris)

$$S = \frac{D}{100} + \frac{Q \times L}{A_p \times E_p}$$

$$D = 0,6 \text{ (diameter tiang)}$$

$$Q = V = 251510 \text{ Kg}$$

i = momen kedalaman tiang

$$I_p = 4700 \sqrt{f'_c} = 4700 \sqrt{35} = 27805,575 \text{ Kg cm}^2$$

$$A_p = \pi \times \left(\frac{D}{2}\right)^2 \times l$$
$$= 3,14 \times (0,6)^2 \times 10$$
$$= 2,826 \text{ m}^2$$

$$S = \frac{0,6}{100} + \frac{251510 \times 10}{2,826 \times 278055750}$$
$$= 0,009 \text{ m} = 9 \text{ mm}$$

B. Tiang kelompok (Metode Vesic 1977)

$$S_g = S \sqrt{\frac{B_g}{D}}$$

$$B_g = 2,3 \text{ m}$$

$$D = 0,6 \text{ (diameter tiang)}$$

$$S = 0,009 \text{ (penurunan pondasi tiang tunggal)}$$

$$S_g = 0,009 \sqrt{\frac{2,4}{0,6}}$$
$$= 0,018 \text{ m} = 18 \text{ mm}$$

4.4 Perhitungan Penulangan

1. Kondisi pembebanan 1 (heban ringan)

Diketahui:

$$\text{Dimensi } \textit{pile cap} = 2,2 \text{ m} \times 1,0 \text{ m}$$

$$P_{\text{maks}} = 76133,333 \text{ Kg}$$

$$\sum V = 131810 \text{ Kg}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa (tulangan ulir)}$$

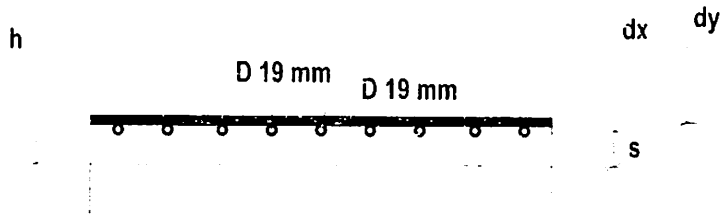
$$= 240 \text{ MPa (tulangan polos)}$$

$$\text{Tebal } \textit{Pile cap} (h) = 0,50 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar tiang} = 1,20 \text{ m}$$

Direncanakan

Tebal selimut beton (s)	80 mm	0,08 m
Tulangan pokok	D 19 mm	



Gambar 4.9. Spesifikasi penulangan *pile cap*

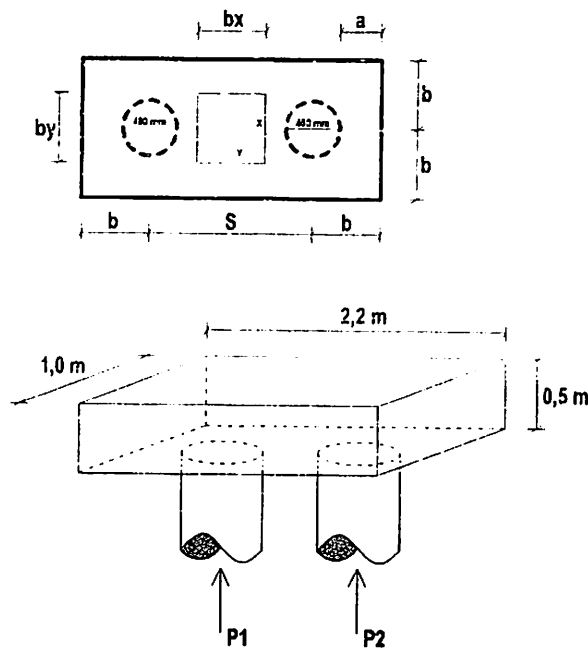
$$dX = h - s - (1/2 \times \text{diameter tulangan arah } x)$$

$$= 500 - 80 - (1/2 \times 19) = 410,5 \text{ mm}$$

$$dY = h - s - \text{Ø tulangan arah } x - (1/2 \times \text{Ø tulangan arah } y)$$

$$= 500 - 80 - 19 - (1/2 \times 19) = 391,5 \text{ mm}$$

A. Perhitungan momen



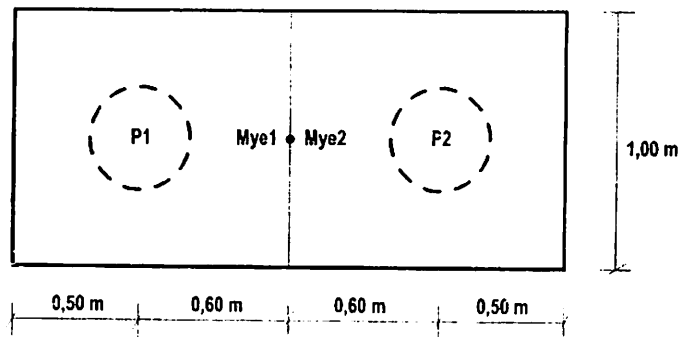
Gambar 4.10. Skema pembebanan *pile cap*

Pada bagian bawah *pile cap* dianggap sebagai pelat tumpu yang dijepit pada bagian sisinya. Nilai M_{ye} dicari dengan menggunakan tabel pelat pada buku *Struktur Wapet*.

Tabel 4.11. Nilai M_{ye} (Stinglet Wipet)

Y/L	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
M_{ye}	0.32	0.31	0.30	0.28	0.25	0.21	0.18	0.14	0.09	0.05	0.00

Jika kita lihat gambar 4.10, momen yang terjadi hanya pada arah Y (arah Z).



Gambar 4.11. Skema momen arah Y

$$P = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_z \cdot X}{n \cdot \sum X^2}$$

$$\sum X^2 = (-0,600^2) + (0,600^2) = 0,720 \text{ m}^2$$

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{131810}{2} \pm \frac{12274 \cdot 0,60}{1,0,720} \\ &= 65905 + 10228,333 \\ &= 76133,333 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{131810}{2} \pm \frac{12274 \cdot 0,60}{1,0,720} \\ &= 65905 + 10228,333 \\ &= 76133,333 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$(Y/L)_1 = \frac{0}{1,0} = 0$$

$$M_{ye1} = 0,32$$

$$(Y/L)_2 = \frac{0}{1,0} = 0$$

$$M_{ve1} = 1132$$

$$M_{uv} = (P1 \times M_{ve1}) + (P2 \times M_{ve2})$$

$$= (133333 \times 1132) + (70433333 \times 0,07)$$

$$= 48725,333 \text{ Kgm}$$

B Penulangan *pile cap*

$$M_{uy} = 48725,333 \text{ Kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{48725,333}{0,8}$$

$$= 60906,666 \text{ Kgm} = 60906,666 \times 10^4$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{60906,666 \times 10^4}{1000 \times 410,5^2} = 3,614 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,109$$

$$\beta > 30 \text{ MPa, maka dipakai: } \beta = 0,85 - 0,008 (f'c - 30)$$

$$= 0,85 - 0,008 (35 - 30)$$

$$= 0,81$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0,85 \times 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,037$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b$$

$$= 0,75 \times 0,037 = 0,028$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,109} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,614 \times 13,109}{390}} \right]$$

$$= 0,009$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times l \times d \times N \\ &= 0,009 \times 1000 \times 110,5 \times 19 \\ &= 3694,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 19

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{3694,5}{0,25 \times 3,14 \times 19^2} = 13,037 \approx 14 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{14} = 71,429 \text{ mm} \approx 75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{75} \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 3778,467 \text{ mm}^2 > (\text{As perlu} = 3694,500 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

jadi, tulangan pokok arah X yang digunakan adalah D19 – 75.

Tulangan tekan di ambil sebesar 20% dari tulangan pokok, untuk mencegah terjadinya susut.

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times 3778,467 \\ &= 755,693 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D 13

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{755,693}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 5,696 \approx 6 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{6} = 167 \text{ mm} \approx 170 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{170} \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 780,382 \text{ mm}^2 > (\text{As tekan} = 755,693 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi, tulangan tekan arah X yang digunakan adalah D13 – 170.

Oleh karena momen sumbu Y adalah adalah sangat kecil sekali atau bisa dikatakan nol, maka dipakai rasio penulangan minimum

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times dY \\ &= 0,003 \times 1000 \times 391,5 = 1174,500 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 19

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{1174,500}{0,25 \times 3,14 \times 19^2} = 4,145 \approx 5 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{200} \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 1416,925 \text{ mm}^2 > (\text{As perlu} = 1231,500 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

jadi, tulangan pokok arah Y yang digunakan adalah D19 – 200.

Tulangan tekan di ambil sebesar 20% dari tulangan pokok, untuk mencegah terjadinya susut.

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times 1416,925 \\ &= 283,385 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D 13

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{283,385}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 2,136 \approx 3 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

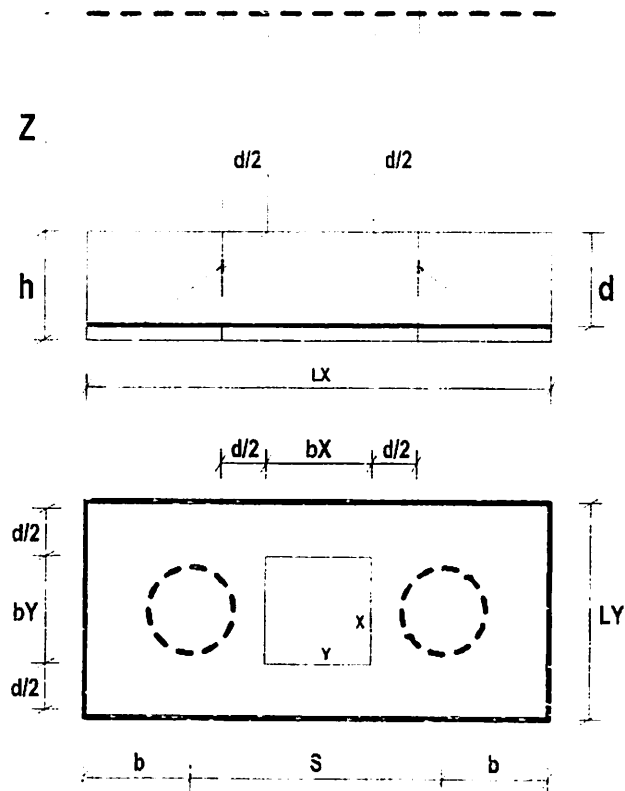
$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$\frac{11777}{100} \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2$$

$$442.217 \text{ mm}^2 \quad (\text{As tekan} = 283.385 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK})$$

Jadi, tulangan tekan arah Y yang digunakan adalah D13 = 300

C. Peninjauan geser



Gambar 4.12. Skema geser pons

Diketahui:

$$V_u = 125430 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif (d)} &= \text{Tebal } \textit{pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \\ &\quad (1/2 \times \text{diameter tulangan terluar}) \\ &= 500 - 80 - (1/2 \times 19) \\ &= 410,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Keliling bidang geser (bo)} &= (b_x + d) + (b_y + d) \times 2 \\ &= (500 + 410,5) + (500 + 410,5) \times 2 \\ &= 3642 \text{ mm} \end{aligned}$$

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75 (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 61)

$$b_x = 0,50 \text{ m}$$

$$b_y = 0,50 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{125430}{0,75} = 167240 \text{ Kg} = 1672400 \text{ N}$$

Nilai V_c dihitung dengan menggunakan 3 persamaan berikut:

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \times \frac{\sqrt{f'c}}{6} \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{Pers 1})$$

$$\beta_c = b_x/b_y = 0,50/0,50 = 1$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{1} \right] \times \frac{\sqrt{35}}{6} \times 3642 \times 410,5 = 4422390,918 \text{ N}$$

$$V_c = \left[\frac{\alpha_s \times d}{b_o} + 2 \right] \times \frac{\sqrt{f'c}}{12} \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{Pers 2})$$

$\alpha_s = 20$ (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 110 untuk kolom sudut)

$$V_c = \left[\frac{20 \times 410,5}{3642} + 2 \right] \times \frac{\sqrt{35}}{12} \times 3642 \times 410,5 = 3135663,778 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f'c} \times b_o \times d \dots \dots \dots (\text{Pers 3})$$

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{35} \times 3642 \times 410,5 = 2948260,612 \text{ N}$$

Dari ketiga persamaan di atas, diambil nilai terkecil yaitu:

$$V_c = 2948260,612 \text{ N}$$

$$Q = 0,75 \times V_c$$

$$Q = 0,75 \times 2948260,612 = 2211195,459 \text{ N}$$

Oleh karena $V_c > V_n$ maka tidak diperlukan tulangan geser

D. Penulangan tiang franki

a Diketahui:

$$P_{\text{maks}} = 76133,333 \text{ Kg}$$

$$M_x = 13937 \text{ Kgm}$$

$$M_y = 12274 \text{ Kgm}$$

$$\text{Ø tiang} = 400 \text{ mm} = 0,4 \text{ m}$$

$$f'_c = 35 \text{ MPa}$$

$$f_y = 390 \text{ MPa (Tulangan ulir)}$$

$$= 240 \text{ MPa (tulangan polos)}$$

$$\text{Ø tulangan pokok} = 19 \text{ mm}$$

$$\text{Ø sengkang} = 10 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal selimut tiang} = 75 \text{ mm}$$

b Direncanakan:

$$d' = \text{tebal selimut tiang} + \text{Ø sengkang} +$$

$$= (1/2 \times \text{Ø tulangan pokok})$$

$$= 75 + 10 + (1/2 \times 19)$$

$$= 94,5 \text{ mm} \approx 95 \text{ mm}$$

$$d \text{ efektif} = \text{Ø tiang} - (2 \times d')$$

$$= 400 - (2 \times 95)$$

$$= 210 \text{ mm}$$

$$\text{Luas penampang (Ag)} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 400^2$$

$$= 125600 \text{ mm}^2$$

Berdasarkan SNI-03-2847-2002 luas tulangan disyaratkan antara 1% - 8% dari luas penampang beton.

$$A_{st \text{ min}} = 1\% \times A_g = 1\% \times 125600 = 1256 \text{ mm}^2$$

$$A_{st \text{ maks}} = 8\% \times A_g = 8\% \times 125000 = 10048 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan kolom bulat diameter 400 mm dengan tulangan 8D19

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 19^2 \times 8 = 2267,080 \text{ mm}^2$$

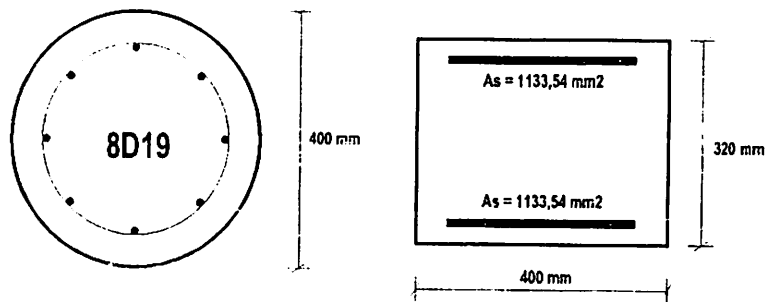
c) Pemeriksaan Pub dan Mub

a) Tebal penampang segi-empat ekivalen

$$t_{ek} = 0,8 h = 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm}$$

b) Lebar penampang segi-empat ekivalen

$$L_{ek} = \frac{A_g}{0,8 h} = \frac{125600}{320} = 392,500 \text{ mm} \approx 400 \text{ mm}$$



Gambar 4.13. Penampang ekivalen tiang pondasi

Penampang bulat ditransformasikan menjadi kolom segi-empat ekivalen, agar kehancuran kolom ditentukan oleh gaya tekan. (Sumber: Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang, 317).

c) Jarak antar lapis tulangan

$$d - d' = \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} = \frac{2}{3} \times 210 = 140 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \times A_{st} = \frac{1}{2} \times 2267,080 = 1133,54 \text{ mm}^2$$

d) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} db &= t_{ek} - \text{tebal selimut tiang} \\ &= 320 - 75 \\ &= 245 \text{ mm} \end{aligned}$$

e) Jarak serat tekan terhadap tepi garis netral (cb)

$$cb = \frac{600 \times db}{600 + f_y} = \frac{600 \times 245}{600 + 390} = 148,485 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

f) Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = \beta \times e_b = 0,81 \times 150 = 121,5 \text{ mm}$$

g) Tegangan tekan tulangan beton (f_s')

$$\begin{aligned} f_s' &= 600 \times \frac{b \cdot d'}{e_b} \\ &= 600 \times \frac{150 - 95}{150} \\ &= 220 \text{ MPa} < (f_y = 390 \text{ MPa}) \end{aligned}$$

Tulangan tekan belum leleh, maka dipakai $f_s' = f_y = 390 \text{ MPa}$

h) Beban ultimit beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= (0,85 \times f'_c \times a_b \times L_{ek}) + (A_s' \times f_s') \\ &\quad - (A_s' \times f_y) \times 10^{-3} \\ &= (0,85 \times 35 \times 121,5 \times 400) + (1133,54 \times 390) - \\ &\quad (1133,54 \times 390) \times 10^{-3} \\ &= 1445,671 \text{ KN} \end{aligned}$$

i) Momen ultimit beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= 0,85 \times f'_c \times L_{ek} \times a_b \times \left(\frac{0,8h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + \{ (A_s' \times f_s') \\ &\quad \times \left(\frac{1}{2} \times (d - d') \right) \} + \{ (A_s' \times f_y) \times \left(\frac{1}{2} \times (d - d') \right) \} \times 10^{-6} \\ &= 0,85 \times 35 \times 400 \times 121,5 \times \left(\frac{0,8 \times 320}{2} - \frac{121,5}{2} \right) \\ &\quad + \{ (1133,54 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (140) \right) \} \\ &\quad + \{ (1133,54 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (140) \right) \} \times 10^{-6} \\ &= 159,125 \text{ KN} \end{aligned}$$

j) Eksentrisitas

$$\begin{aligned} e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{159,125}{1445,671} = 0,110 \text{ m} = 110 \text{ mm} \\ e &= \frac{M_z}{P_{maks}} = \frac{12274}{76133,333} = 0,161 \text{ m} = 161 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oleh karena eksentrisitas ($e = 161 \text{ mm}$) $>$ ($e_b = 110 \text{ mm}$), maka keruntuhan kolom merupakan keruntuhan tarik.

d) Perencanaan kekuatan penampang kolom bulat

n) Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{spiral}}{D_s \times h}$$

b) Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned} D_s &= \text{Ø tiang} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 95) \\ &= 210 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,109$$

c) Beban aksial nominal yang diperlukan (P_n perlu)

faktor reduksi = 0,7 (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 61)

$$P_u = V_u = 125430 \text{ Kg}$$

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{0,7} = \frac{125430}{0,7} = 179185,714 \text{ Kg}$$

d) Persamaan penampang kolom bulat dengan hancur tarik (P_n)

$$P_n = 0,85 \times f'c \times h^2$$

$$\left[-\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right) + \sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{m \times \rho_s \times D_s}{2,5 \times h}} \right]$$

$$\begin{aligned} &= 0,85 \times 35 \times 400^2 \left[-\left(\frac{0,85 \times 161}{400} - 0,38\right) + \right. \\ &\quad \left. \sqrt{\left(\frac{0,85 \times 161}{400} - 0,38\right)^2 + \frac{13,109 \times 0,018 \times 210}{2,5 \times 400}} \right] \end{aligned}$$

$$= 599760 \text{ N}$$

$$= 49976 \text{ Kg} < (P_n \text{ perlu} = 179185,714 \text{ Kg})$$

$$\text{Ø}P_n = 0,70 \times 179185,714$$

$$= 125430 \text{ Kg} \geq (P_u = 125430 \text{ Kg}) \quad (\text{OK})$$

e) Perencanaan tulangan spiral

a) Direncanakan spiral dengan tulangan D10 mm

$$A_g = 125600 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 10^2 = 78,5 \text{ mm}^2$$

$$d_c = \text{Ø tiang franki} - (2 \times \text{selimut selimut tiang})$$

$$d_c = 250 \text{ mm}$$

$$d_s = 10 \text{ mm}$$

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times d_c^2 = \frac{1}{4} \times \pi \times 250^2 = 49062,5 \text{ mm}^2$$

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times d_c^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 250^2 = 49062,5 \text{ mm}^2$$

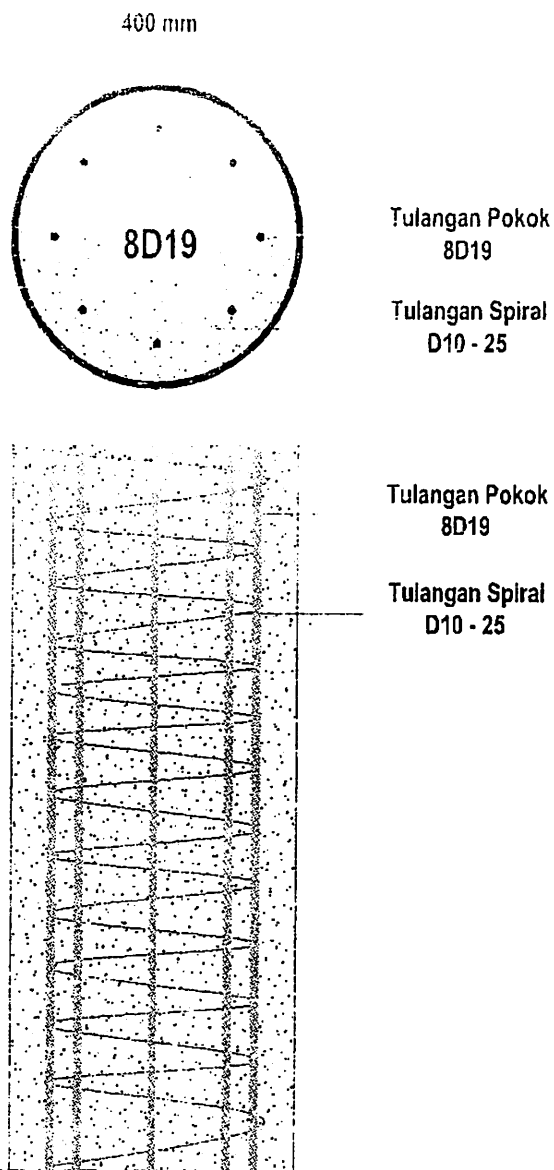
$$\begin{aligned} \rho_s &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \frac{f_c}{f_y} \\ &= 0,45 \times \left[\frac{125600}{49062,5} - 1 \right] \times \frac{35}{390} \\ &= 0,063 \end{aligned}$$

b) Jarak tulangan spiral (s)

$$\begin{aligned} S_{maks} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (d_c - d_s)}{d_c^2 \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 78,5 \times (250 - 10)}{250^2 \times 0,063} \\ &= 19,139 \text{ mm} < 25 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai jarak antar tulangan spiral minimum, yaitu 25 mm, oleh karena syarat minimum jarak antar tulangan spiral dalam SNI-03-2847-2002, halaman 45 adalah $\geq 25 \text{ mm}$.

Dari perhitungan penulangan tiang franki, digunakan tulangan pokok 3D19 dan tulangan spiral D10 – 25.



Gambar 4.14. Penulangan tiang franki kondisi pembebanan ringan

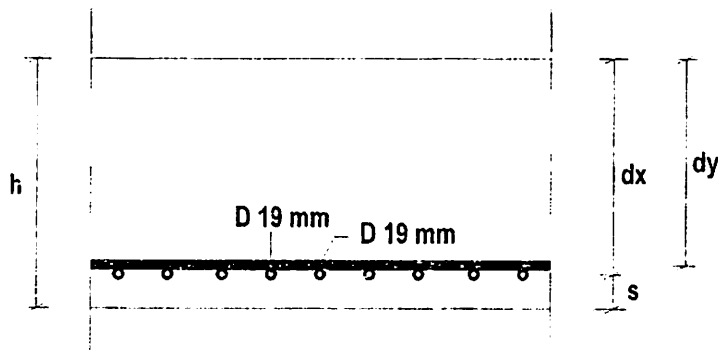
2. Kondisi pembebanan 2 (beban sedang)

Diketahui:

- P_{maks} = 174640 kg
 ΣV = 174640 Kg
 f_c = 35 MPa
 f_y = 390 MPa (tulangan ulir)
 = 240 MPa (tulangan polos)
 Tebal *Pile cap* (h) = 0,70 m

Direncanakan:

- Tebal selimut beton (s) = 80 mm = 0,08 m
 Tulangan pokok = D 19 mm



Gambar 4.15. Spesifikasi penulangan *pile cap*

$$\begin{aligned}
 dX &= h - s - (1/2 \times \text{diameter tulangan arah } x) \\
 &= 700 - 80 - (1/2 \times 19) = 610,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 dY &= h - s - \text{Ø tulangan arah } x - (1/2 \times \text{Ø tulangan arah } y) \\
 &= 700 - 80 - 19 - (1/2 \times 19) = 591,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

X. Penulangan *perlu* (X)

$$M_u = 10,07 \text{ kNm}$$

$$O_k = 1,25 \times 10,07 = 12,5875 \text{ kNm} > 10,07 \text{ kNm} \text{ (OK)}$$

yang berarti, maka digunakan rasio penulangan minimum untuk arah X dan arah Y

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,109$$

$$\begin{aligned} \beta > 30 \text{ MPa, maka dipakai: } \beta &= 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 (35 - 30) \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d_Y \\ &= 0,003 \times 1000 \times 610,5 = 1831,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 19

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{1831,5}{0,25 \times 3,14 \times 19^2} = 6,463 \approx 7 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{7} = 142,857 \text{ mm} \approx 150 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{150} \times 0,25 \times 3,14 \times 19^2 \\ &= 1889,233 \text{ mm}^2 > (\text{As perlu} = 1831,500 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

jadi, tulangan pokok arah X dan Y yang digunakan adalah

D19 – 150.

Tulangan tekan di ambil sebesar 20% dari tulangan pokok, untuk mencegah terjadinya susut.

$$A_{s \text{ tekan}} = 0,25 \times 1880 \times 134$$

$$= 377.847 \text{ mm}^2$$

Ditentukan tulangan tekan D 13

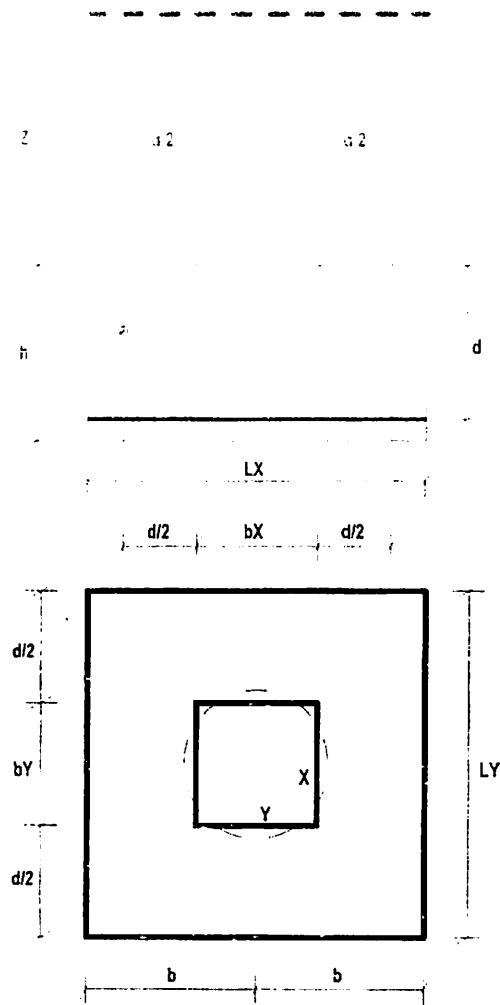
$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan (n)} &= \frac{A_{s \text{ tekan}}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{377.847}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 2,848 \approx 3 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ ada}} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{300} \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 442,217 \text{ mm}^2 > (A_{s \text{ tekan}} = 377,847 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi, tulangan tekan arah X dan Y yang digunakan adalah D13 – 300.

15. Perhitungan geser



Gambar 4.16. Skema geser pons

Diketahui:

$$V_u = 174640 \text{ Kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Tinggi efektif (d)} &= \text{Tebal } \textit{pile cap} - \text{tebal selimut beton} - \\ &\quad (1/2 \times \text{diameter tulangan terluar}) \\ &= 700 - 80 - (1/2 \times 19) \\ &= 610,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{Keliling bidang geser (bo)} = \{(bx + d) + (by + d)\} \times 2$$

4442 mm

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75 (SK-SNI-03-2847-2002 halaman 61)

$$b_x = 0,50 \text{ m}$$

$$b_y = 0,50 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{V_u}{\phi} = \frac{174640}{0,75} = 232853,333 \text{ Kg} = 2328533,333 \text{ N}$$

Nilai V_c dihitung dengan menggunakan 3 persamaan berikut:

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] x \frac{\sqrt{f'_c}}{6} x b_o x d \dots \dots \dots (\text{Pers 1})$$

$$\beta_c = b_x/b_y = 0,50/0,50 = 1$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{1} \right] x \frac{\sqrt{35}}{6} x 4442 x 610,5 = 8021733,858 \text{ N}$$

$$V_c = \left[\frac{a_s x d}{b_o} + 2 \right] x \frac{\sqrt{f'_c}}{12} x b_o x d \dots \dots \dots (\text{Pers 2})$$

$a_s = 30$ (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 110 untuk kolom tepi)

$$V_c = \left[\frac{30 x 610,5}{4442} + 2 \right] x \frac{\sqrt{35}}{12} x 4442 x 610,5 = 8186370,223 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} x \sqrt{f'_c} x b_o x d \dots \dots \dots (\text{Pers 3})$$

$$V_c = \frac{1}{3} x \sqrt{35} x 4442 x 610,5 = 5347822,572 \text{ N}$$

Dari ketiga persamaan di atas, diambil nilai terkecil yaitu:

$$V_c = 5347822,572 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

Oleh karena $V_u > V_n$ maka tidak diperlakukan tulangan geser

c. Perulangan tiang trunk:

a. Diketahui

- P_{maks} = 174640. Kg
- M_x = 15157 Kgm
- M_y = 113568 Kgm
- \varnothing tiang = 600 mm = 0,6 m
- f'_c = 35 MPa
- f_y = 390 MPa (Tulangan ulir)
= 240 MPa (tulangan polos)
- \varnothing tulangan pokok = 22 mm
- \varnothing sengkang = 10 mm
- Tebal selimut tiang = 75 mm

b. Direncanakan:

- d' = tebal selimut tiang + \varnothing sengkang +
= (1/2 x \varnothing tulangan pokok)
= 75 + 10 + (1/2 x 22)
= 96 mm
- d efektif = \varnothing tiang - (2 x d')
= 600 - (2 x 96)
= 408 mm
- Luas penampang (A_g) = $\frac{1}{4} \times \pi \times D^2$
= $\frac{1}{4} \times 3,14 \times 600^2$
= 282600 mm²

Berdasarkan SNI-03-2847-2002 luas tulangan disyaratkan antara 1% - 8% dari luas penampang beton.

$$A_{st \text{ min}} = 1\% \times A_g = 1\% \times 282600 = 2826 \text{ mm}^2$$

$$A_{st \text{ maks}} = 8\% \times A_g = 8\% \times 282600 = 22608 \text{ mm}^2$$

Diket: denah kolom beton bertulang dengan diameter = 600 mm, kolom bertulang 9D22

Menentukan: tebal penampang segi empat ekivalen

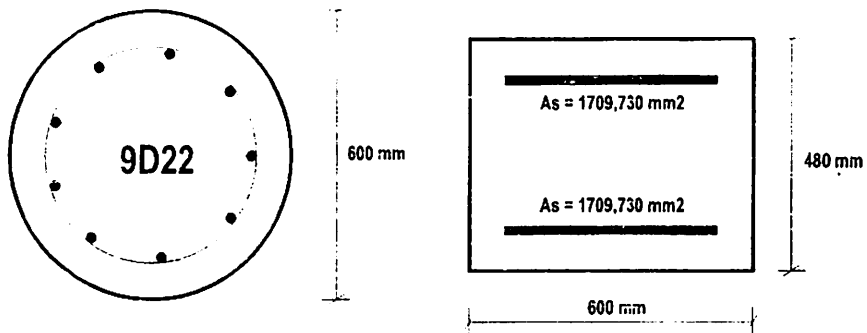
c) Pemeriksaan Pdb dan Muib

a) Tebal penampang segi-empat ekivalen

$$t_{ek} = 0,8 h = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

b) Lebar penampang segi-empat ekivalen

$$L_{ek} = \frac{A_g}{0,8 h} = \frac{282600}{480} = 588,750 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$



Gambar 4.17. Penampang ekivalen tiang pondasi

Penampang bulat ditransformasikan menjadi kolom segi-empat ekivalen, agar kehancuran kolom ditentukan oleh gaya tekan. (Sumber: Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang, 317).

c) Jarak antar lapis tulangan

$$d - d' = \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} = \frac{2}{3} \times 408 = 272 \text{ mm}$$

$$As = As' = \frac{1}{2} \times Ast = \frac{1}{2} \times 3419,460 = 1709,73 \text{ mm}^2$$

d) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} db &= t_{ek} - \text{tebal selimut tiang} \\ &= 480 - 75 \\ &= 405 \text{ mm} \end{aligned}$$

e) Jarak serat tekan terhadap tepi garis netral (cb)

$$cb = \frac{600 \times db}{600 + fy} = \frac{600 \times 405}{600 + 390} = 245,455 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

d) Tulangan tarik beton (As')

$$ab = \beta \times eb = 0,85 \times 250 = 202,5 \text{ mm}$$

g) Tulangan tarik beton (As')

$$\begin{aligned} f_s' &= 600 \times \frac{f_c'}{\beta} \\ &= 600 \times \frac{250,96}{250} \\ &= 369,600 \text{ MPa} < (f_y = 390 \text{ MPa}) \end{aligned}$$

Tulangan tekan belum leleh, maka dipakai $f_s' = f_y = 390 \text{ MPa}$

h) Beban ultimit beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= (0,85 \times f_c' \times ab \times L_{ek}) + (A_s' \times f_s') \\ &\quad - (A_s' \times f_y) \times 10^3 \\ &= (0,85 \times 35 \times 202,5 \times 600) + (1709,73 \times 390) - \\ &\quad (1709,73 \times 390) \times 10^3 \\ &= 3614,625 \text{ KN} \end{aligned}$$

i) Momen ultimit beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= 0,85 \times f_c' \times L_{ek} \times ab \times \left(\frac{0,8h}{2} - \frac{ab}{2} \right) + \{ (A_s' \times f_s') \\ &\quad \times \left(\frac{1}{2} \times (d-d') \right) \} + \{ (A_s' \times f_y) \times \left(\frac{1}{2} \times (d-d') \right) \} \times 10^6 \\ &= 0,85 \times 35 \times 600 \times 202,5 \times \left(\frac{0,8 \times 480}{2} - \frac{202,5}{2} \right) \\ &\quad + \{ (1709,73 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (272) \right) \} \\ &\quad + \{ (1709,73 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (272) \right) \} \times 10^6 \\ &= 509,395 \text{ KN} \end{aligned}$$

j) Eksentrisitas

$$\begin{aligned} eb &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{509,395}{3614,625} = 0,141 \text{ m} = 141 \text{ mm} \\ e &= \frac{M_z}{P_{maks}} = \frac{13568}{174640} = 0,078 \text{ m} = 78 \text{ mm} \end{aligned}$$

Oleh karena eksentrisitas ($e = 78 \text{ mm}$) $<$ ($eb = 141 \text{ mm}$), maka keruntuhan kolom merupakan keruntuhan tekan.

d) Rencanakan spiral dengan penulangan kolom berikut!

a) Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{spiral}}{A_{kolom}} = \frac{113,04}{600^2} = 0,00031$$

b) Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned} D_s &= \text{Ø tiang} - (2 \times d') \\ &= 600 - (2 \times 96) \\ &= 408 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f'_c} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,109$$

c) Beban aksial nominal yang diperlukan (P_n perlu)

$$\text{faktor reduksi} = 0,7 \text{ (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 61)}$$

$$P_u = V_u = 174640 \text{ Kg}$$

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{0,7} = \frac{174640}{0,7} = 249485,714 \text{ Kg}$$

d) Persamaan penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$P_n = 0,85 \times f'_c \times h^2$$

$$\left[-\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right) + \sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{m \times \rho_s \times D_s}{2,5 \times h}} \right]$$

$$= 0,85 \times 35 \times 600^2 \left[-\left(\frac{0,85 \times 78}{600} - 0,38\right) + \right.$$

$$\left. \sqrt{\left(\frac{0,85 \times 78}{600} - 0,38\right)^2 + \frac{13,109 \times 0,012 \times 408}{2,5 \times 600}} \right]$$

$$= 6241657,081 \text{ N}$$

$$= 624165,708 \text{ Kg} > (P_n \text{ perlu} = 249485,714 \text{ Kg})$$

$$\text{Ø}P_n = 0,70 \times 624165,708$$

$$= 436915,996 \text{ Kg} > (P_u = 174640 \text{ Kg}) \quad (\text{OK})$$

e) Perencanaan tulangan spiral

a) Direncanakan spiral dengan tulangan D12 mm

$$A_g = 282600 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$d_c = \text{Ø tiang franki} - (2 \times \text{selimut selimut tiang})$$

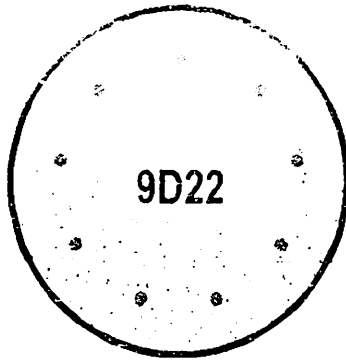
$$\begin{aligned}
 d &= 450 - 2 \times 25 \\
 &= 450 \text{ mm} \\
 A_s \text{ spiral} &= 113,04 \text{ mm}^2 \\
 A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 450^2 = 158962,50 \text{ mm}^2 \\
 \rho_s &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \frac{f'_c}{f_y} \\
 &= 0,45 \times \left[\frac{282600}{158962,50} - 1 \right] \times \frac{35}{390} \\
 &= 0,031
 \end{aligned}$$

b) Jarak tulangan spiral (s)

$$\begin{aligned}
 S_{maks} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (dc - ds)}{dc^2 \times \rho_s} \\
 &= \frac{4 \times 113,04 \times (450 - 12)}{450^2 \times 0,031} \\
 &= 31,549 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

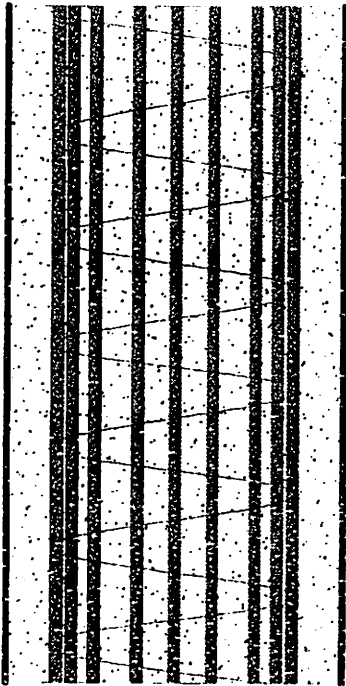
Dari perhitungan penulangan tiang franki, digunakan tulangan pokok 9D22 dan tulangan spiral D12 – 35.

600 mm



Tulangan Pokok
9D22

Tulangan Spiral
D12 - 35



Tulangan Pokok
9D22

Tulangan Spiral
D12 - 35

Gambar 4.18. Penulangan tiang frangi kondisi pembebanan sedang

3. Kondisi pembebanan 3 (beban berat)

Diketahui

Dimensi pile cap = 700 mm x 700 mm

P_{tota} = 140653,933 Kg

$\sum V$ = 262461,200 Kg

M_x = 15330 Kgm

M_z = 14135 Kgm

f'_c = 35 MPa

f_y = 390 MPa (tulangan ulir)

= 240 MPa (tulangan polos)

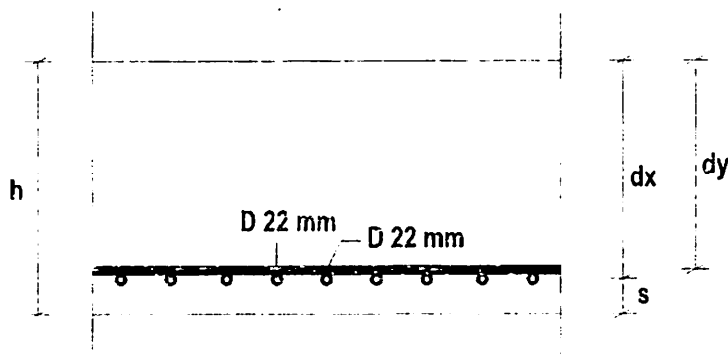
Tebal *Pile cap* (h) = 0,70 m

Jarak antar tiang = 1,50 m

Direncanakan:

Tebal selimut beton (s) = 80 mm = 0,08 m

Tulangan pokok = D 22 mm



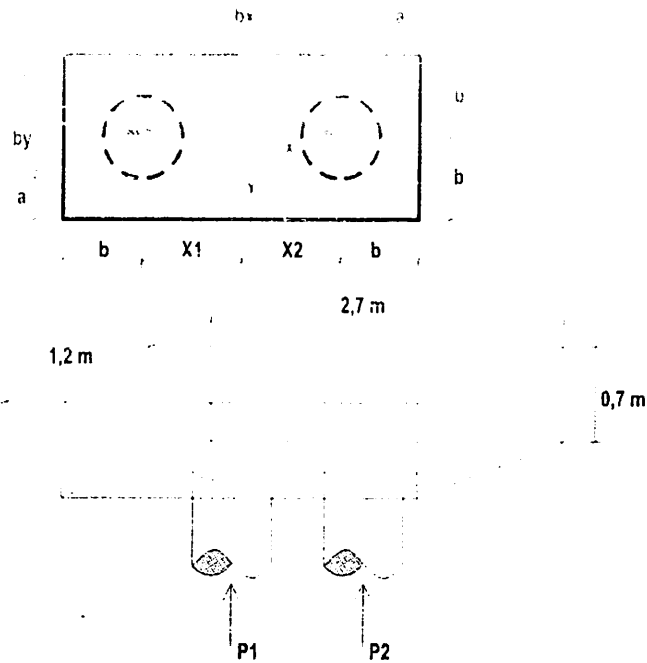
Gambar 4.19. Spesifikasi penulangan *pile cap*

$$dX = h - s - (1/2 \times \text{diameter tulangan arah } x)$$

$$= 700 - 80 - (1/2 \times 22) = 609 \text{ mm}$$

$$dY = h - s - \text{Ø tulangan arah } x - (1/2 \times \text{Ø tulangan arah } y)$$

$$= 700 - 80 - 22 - (1/2 \times 22) = 587 \text{ mm}$$



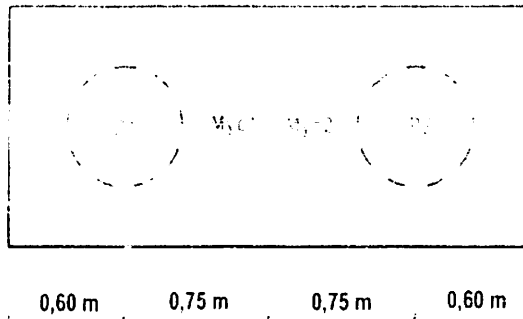
Gambar 4.20. Skema pembebanan pile cap

Pada bagian bawah *pile cap* dianggap sebagai pelat lajur yang dijepit pada bagian sisinya. Nilai M_{ye} dicari dengan menggunakan tabel pelat pada buku Stiglet/Wipel: 209.

Tabel 4.11. Nilai M_{ye} (Stiglet/Wipel)

Y/L	0.00	0.10	0.20	0.30	0.40	0.50	0.60	0.70	0.80	0.90	1.00
M_{ye}	0.32	0.31	0.30	0.28	0.25	0.21	0.18	0.14	0.09	0.05	0.00

Jika kita lihat gambar 4.10, momen yang terjadi hanya pada arah Y (arah Z).



Gambar 4.21. Skema momen arah Y

$$p = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{Mz \cdot X}{nz \cdot \sum X^2}$$

$$\sum X^2 = (-0,750^2) + (0,750^2) = 1,125 \text{ m}^2$$

$$P1 = \frac{262461,200}{2} \pm \frac{14135,075}{1,0 \cdot 1,125}$$

$$= 131230,600 + 9423,333$$

$$= 140653,933 \text{ Kg}$$

$$P2 = \frac{262461,200}{2} \pm \frac{14135,075}{1,0 \cdot 1,125}$$

$$= 131230,600 + 9423,333$$

$$= 140653,933 \text{ Kg}$$

$$(Y/L)_1 = \frac{0}{1,2} = 0$$

$$M_{ye1} = 0,32$$

$$(Y/L)_2 = \frac{0}{1,2} = 0$$

$$M_{ye2} = 0,32$$

$$M_{uy} = (P1 \times M_{ye1}) + (P2 \times M_{ye2})$$

$$= (140653,933 \times 0,32) + (140653,933 \times 0,32)$$

$$= 90018,517 \text{ Kgm}$$

B. Penulangan *pile cap*

$$M_{uy} = 90018,517 \text{ Kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi}$$

$$= \frac{90018,517}{0,8}$$

$$= 112523,146 \text{ Kgm} = 112523,146 \times 10^4$$

$$R_n = \frac{M_u}{b \times d^2} = \frac{116,41 \text{ Nm}}{1000 \times 609^2} = 3,266 \text{ MPa}$$

$$\beta = \frac{f'c}{f'c + f_y} = \frac{35}{35 + 390} = 0,081$$

$$\begin{aligned} \beta &= 30 \text{ MPa, maka dipakai } \beta = 0,85 - 0,008 (f'c - 30) \\ &= 0,85 - 0,008 (35 - 30) \\ &= 0,81 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f'c}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 35}{390} \times 0,81 \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,037 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,037 = 0,028 \end{aligned}$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,003$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n \times m}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{13,109} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 3,266 \times 13,109}{390}} \right] \\ &= 0,008 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,008 \times 1000 \times 609 = 4872 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 22

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{4872}{0,25 \times 3,14 \times 22^2} = 12,823 \approx 13 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{13} = 76,923 \approx 75 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$A_s = 0,25 \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 3065,867 \text{ mm}^2 \text{ (As perlu = 1877 mm}^2 \text{ (OK))}$$

Jadi tulangan pokok arah X yang digunakan adalah D22 – 250

Tulangan tekan di ambil sebesar 20% dari tulangan pokok, untuk mencegah terjadinya susut

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times 5065,867 \\ &= 1013,173 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan tekan D 13

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan tekan (n)} &= \frac{\text{As tekan}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{1013,173}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 7,637 \approx 8 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{8} = 125 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1000}{125} \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2 \\ &= 1061,320 \text{ mm}^2 > (\text{As tekan} = 1013,173 \text{ mm}^2) \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

Jadi, tulangan tekan arah X yang digunakan adalah D13 – 125.

Oleh karena momen arah Y adalah adalah sangat kecil sekali atau bisa dikatakan nol, maka dipakai rasio penulangan minimum.

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho \times b \times dY \\ &= 0,003 \times 1000 \times 587 = 1761 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 22

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{0,25 \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{1761}{0,25 \times 3,14 \times 22^2} = 4,635 \approx 5 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

Jarak antar tulangan (s) = $\frac{1000}{3} = 333 \text{ mm}$

$$A_{s \text{ ada}} = 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1000}{300} \times 0,25 \times 3,14 \times 22^2$$

$$= 1899,700 \text{ mm}^2 > (\text{As perlu} = 1761 \text{ mm}^2) \text{ (OK)}$$

Jadi, tulangan pokok arah Y yang digunakan adalah D22 – 200

Tulangan tekan di ambil sebesar 20% dari tulangan pokok, untuk mencegah terjadinya susut.

$$\text{As tekan} = 20\% \times 1899,700$$

$$= 379,940 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan tekan D 13

$$\text{Jumlah tulangan tekan (n)} = \frac{\text{As tekan}}{0,25 \times \pi \times D^2}$$

$$= \frac{379,940}{0,25 \times 3,14 \times 13^2} = 2,864 \approx 3 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak antar tulangan (s)} = \frac{b}{n} = \frac{1000}{3} = 333 \text{ mm} \approx 300 \text{ mm}$$

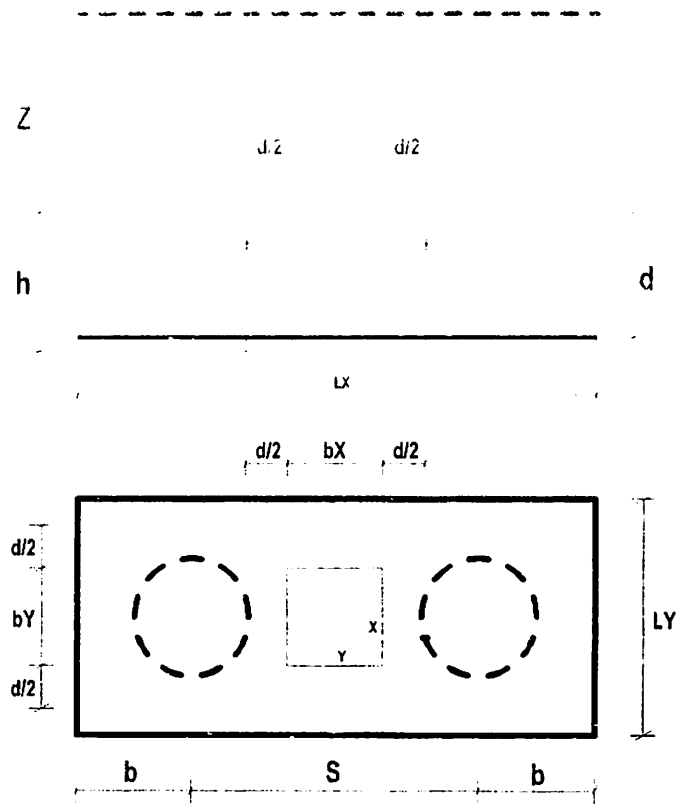
$$\text{As ada} = \frac{b}{s} \times 0,25 \times \pi \times D^2$$

$$= \frac{1000}{300} \times 0,25 \times 3,14 \times 13^2$$

$$= 442,217 \text{ mm}^2 > (\text{As tekan} = 379,940 \text{ mm}^2) \text{ (OK)}$$

Jadi, tulangan tekan arah Y yang digunakan adalah D13 – 300.

4. Penulangan geser



Gambar 4.22. Skema geser pons

Diketahui:

$$V_u = 251510 \text{ Kg}$$

Tinggi efektif (d) = Tebal *pile cap* – tebal selimut beton –
($1/2 \times$ diameter tulangan terluar)

$$= 700 - 80 - (1/2 \times 22)$$

$$= 609 \text{ mm}$$

$$\text{Keliling bidang geser (bo)} = \{(bx + d) + (by + d)\} \times 2$$

$$= \{(700 + 609) + (700 + 609)\} \times 2$$

$$= 5236 \text{ mm}$$

Faktor reduksi (ϕ) = 0,75 (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 110)

$$b_x = 0,50 \text{ m}$$

$$b_y = 0,50 \text{ m}$$

$$V_n = \frac{Vu}{\phi} = \frac{251510}{0,75} = 335346,667 \text{ Kg} = 3353466,667 \text{ N}$$

Nilai V_c dihitung dengan menggunakan 3 persamaan berikut:

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{\beta_c} \right] x \frac{\sqrt{f'c}}{6} x b_o x d \dots \dots \dots \text{(Pers 1)}$$

$$\beta_c = b_x/b_y = 0,50/0,50 = 1$$

$$V_c = \left[1 + \frac{2}{1} \right] x \frac{\sqrt{35}}{6} x 5236 x 609 = 9432372,795 \text{ N}$$

$$V_c = \left[\frac{\alpha_s x d}{b_o} + 2 \right] x \frac{\sqrt{f'c}}{12} x b_o x d \dots \dots \dots \text{(Pers 2)}$$

$\alpha_s = 40$ (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 110 untuk kolom dalam)

$$V_c = \left[\frac{40 x 609}{5236} + 2 \right] x \frac{\sqrt{35}}{12} x 5236 x 609 = 10457996,220 \text{ N}$$

$$V_c = \frac{1}{3} x \sqrt{f'c} x b_o x d \dots \dots \dots \text{(Pers 3)}$$

$$V_c = \frac{1}{3} x \sqrt{35} x 5236 x 609 = 6288248,530 \text{ N}$$

Dari ketiga persamaan di atas, diambil nilai terkecil yaitu:

$$V_c = 6288248,530 \text{ N}$$

$$\phi = 0,75$$

$$\phi V_c = 0,75 x 6288248,530 = 4716186,398 \text{ N}$$

Oleh karena $V_c > V_n$, maka tidak diperlukan tulangan geser.

D) Penulangan tiang frank:

a) Diketahui:

P_{maks}	=	14063,953 Kg
M_x	=	15330 Kgm
M_y	=	14135 Kgm
\emptyset tiang	=	600 mm = 0,6 m
f_c	=	35 MPa
f_y	=	390 MPa (Tulangan ulir) = 240 MPa (tulangan polos)
\emptyset tulangan pokok	=	22 mm
\emptyset sengkang	=	12 mm
Tebal selimut tiang	=	75 mm

b) Direncanakan:

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut tiang} + \emptyset \text{ sengkang} + \\ &= (1/2 \times \emptyset \text{ tulangan pokok}) \\ &= 75 + 12 + (1/2 \times 22) \\ &= 98 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d \text{ efektif} &= \emptyset \text{ tiang} - (2 \times d') \\ &= 600 - (2 \times 98) \\ &= 404 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Luas penampang (Ag)} &= \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= \frac{1}{4} \times 3,14 \times 600^2 \\ &= 282600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Berdasarkan SNI-03-2847-2002 luas tulangan disyaratkan antara 1% - 8% dari luas penampang beton.

$$A_{st \text{ min}} = 1\% \times A_g = 1\% \times 282600 = 2826 \text{ mm}^2$$

$$A_{st \text{ maks}} = 8\% \times A_g = 8\% \times 282600 = 22608 \text{ mm}^2$$

Dicoba dengan kolom bulat diameter 600 mm dengan tulangan 10D22

$$A_{st} = \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \times n = \frac{1}{4} \times \pi \times 22^2 \times 10 = 3799,4 \text{ mm}^2$$

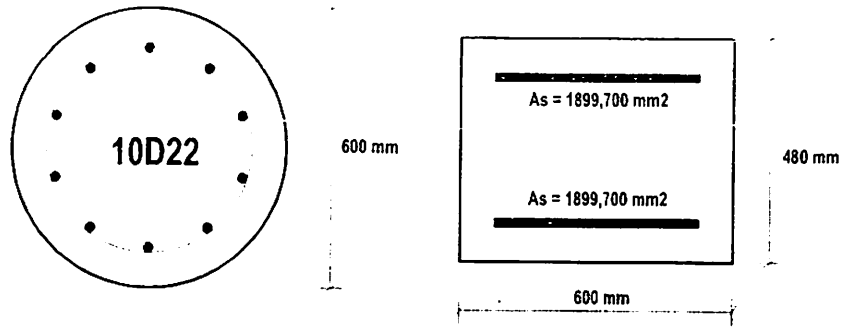
c) Pemeriksaan P_{ub} dan M_{ub}

1) Lebar penampang persegi panjang

$$L_{ek} = 0,8 h = 0,8 \times 600 = 480 \text{ mm}$$

b) Lebar penampang segi-empat ekuivalen

$$L_{ek} = \frac{A_g}{0,8 h} = \frac{282600}{480} = 588,750 \text{ mm} \approx 600 \text{ mm}$$



Gambar 4.23. Penampang ekuivalen tiang pondasi

Penampang bulat ditransformasikan menjadi kolom segi-empat ekuivalen, agar kehancuran kolom ditentukan oleh gaya tekan. (Sumber: Istimawan Dipohusodo, Struktur beton bertulang, 317).

c) Jarak antar lapis tulangan

$$d - d' = \frac{2}{3} \times d \text{ efektif} = \frac{2}{3} \times 404 = 269,333 \text{ mm}$$

$$A_s = A_s' = \frac{1}{2} \times A_{st} = \frac{1}{2} \times 3799,400 = 1899,70 \text{ mm}^2$$

d) Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned} d_b &= t_{ck} - \text{tebal selimut tiang} \\ &= 480 - 75 \\ &= 405 \text{ mm} \end{aligned}$$

e) Jarak serat tekan terhadap tepi garis netral (c_b)

$$c_b = \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} = \frac{600 \times 405}{600 + 390} = 245,455 \text{ mm} \approx 250 \text{ mm}$$

f) Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = \beta \times c_b = 0,81 \times 250 = 202,5 \text{ mm}$$

g) Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s = 600 \times \frac{1}{2}$$

$$= 300 \text{ MPa}$$

$$f_s = 1,8 \text{ MPa} \quad (f_y = 390 \text{ MPa})$$

Ulangan tekan belum icleh, maka dipakai $f_s = f_y = 390 \text{ MPa}$

h) Beban ultimit beton (P_{ub})

$$\begin{aligned} P_{ub} &= (0,85 \times f'_c \times a_b \times L_{ek}) + (A_s' \times f_s') \\ &= (A_s' \times f_y) \times 10^3 \\ &= (0,85 \times 35 \times 202,5 \times 600) + (1899,7 \times 390) - \\ &= (1899,7 \times 390) \times 10^3 \\ &= 3614,625 \text{ KN} \end{aligned}$$

i) Momen ultimit beton (M_{ub})

$$\begin{aligned} M_{ub} &= 0,85 \times f'_c \times L_{ek} \times a_b \times \left(\frac{0,8h}{2} - \frac{a_b}{2} \right) + \{ (A_s' \times f_s') \\ &= (A_s' \times f_y) \times \left(\frac{1}{2} \times (d-d') \right) \} \times 10^6 \\ &= 0,85 \times 35 \times 600 \times 202,5 \times \left(\frac{0,8 \times 480}{2} - \frac{202,5}{2} \right) \\ &= \{ (1899,7 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (269,333) \right) \} \\ &= \{ (1899,7 \times 390) \times \left(\frac{1}{2} \times (269,333) \right) \} \times 10^6 \\ &= 527,571 \text{ KN} \end{aligned}$$

j) Eksentrisitas

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}} = \frac{527,571}{3614,625} = 0,146 \text{ m} = 146 \text{ mm}$$

$$e = \frac{M_z}{P_{maks}} = \frac{14135}{140653,933} = 0,100 \text{ m} = 100 \text{ mm}$$

Oleh karena eksentrisitas ($e = 100 \text{ mm}$) < ($e_b = 146 \text{ mm}$), maka keruntuhan kolom merupakan keruntuhan tekan.

d) Pemeriksaan kekuatan penampang kolom bulat

a) Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\rho_s = \frac{A_{st}}{A_g} = \frac{3799,400}{282600} = 0,013 > (1\% = 0,01)$$

b) Lebar kolom efektif (D_s)

$$D_s = \emptyset \text{ tiang} - (2 \times d')$$

$$600 \times 2 \times 35$$

$$494 \text{ mm}$$

c) Beban aksial nominal yang diperlukan (P_n perlu)

$$\text{faktor reduksi} = 0,7 \text{ (SK-SNI-03-2847-2002, halaman 61)}$$

$$P_u = V_u = 251510 \text{ Kg}$$

$$P_n \text{ perlu} = \frac{P_u}{0,70} = \frac{251510}{0,70} = 359300 \text{ Kg}$$

d) Persamaan penampang kolom bulat dengan hancur tarik (P_n)

$$P_n = 0,85 \times f'_c \times h^2$$

$$\left[-\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right) + \sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{m \times p_s \times D_s}{2,5 \times h}} \right]$$

$$= 0,85 \times 35 \times 600^2 \left[-\left(\frac{0,85 \times 100}{600} - 0,38\right) + \right.$$

$$\left. \sqrt{\left(\frac{0,85 \times 105}{600} - 0,38\right)^2 + \frac{13,109 \times 0,013 \times 404}{2,5 \times 600}} \right]$$

$$= 5589538,062 \text{ N}$$

$$= 558953,806 \text{ Kg} < (P_n \text{ perlu} = 359300 \text{ Kg})$$

$$\phi P_n = 0,70 \times 558953,806$$

$$= 391267,664 \text{ Kg} > (P_u = 251510 \text{ Kg}) \quad (\text{OK})$$

e) Perencanaan tulangan spiral

a) Direncanakan spiral dengan tulangan D12 mm

$$A_g = 282600 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 12^2 = 113,04 \text{ mm}^2$$

$$d_c = \text{Ø tiang franki} - (2 \times \text{selimut selimut tiang})$$

$$= 600 - (2 \times 75)$$

$$= 450 \text{ mm}$$

$$d_s = \text{Ø spiral} = 12 \text{ mm}$$

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times d_c^2 = \frac{1}{4} \times 3,14 \times 450^2 = 158962,5 \text{ mm}^2$$

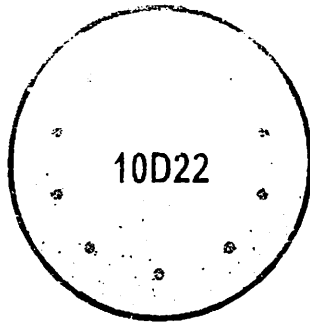
$$\rho_s = \frac{0,48 \times \left[\frac{232000}{450^2} - 1 \right] \times 10^3}{0,031}$$

b) Jarak tulangan spiral (s)

$$\begin{aligned} S_{maks} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (dc - ds)}{dc^2 \times \rho_s} \\ &= \frac{4 \times 113,04 \times (450 - 12)}{450^2 \times 0,031} \\ &= 31,549 \text{ mm} \approx 35 \text{ mm} \end{aligned}$$

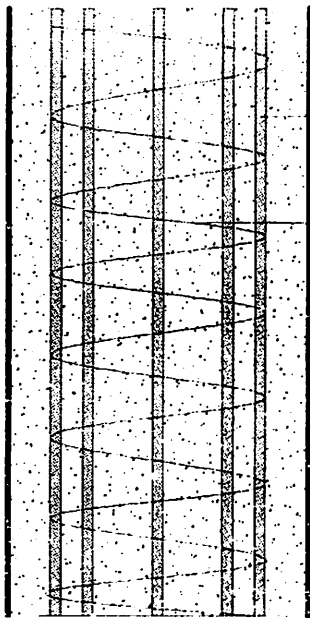
Dari perhitungan penulangan tiang franki, digunakan tulangan pokok 10D22 dan tulangan spiral D12 – 35.

600 mm



Tulangan Pokok
10D22

Tulangan Spiral
D12 - 35



Tulangan Pokok
10D22

Tulangan Spiral
D12 - 35

Gambar 4.24. Penulangan tiang franki kondisi pembebanan terberat

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1. Kesimpulan

1. Kapasitas dukung pondasi tiang franki pada kondisi beban ringan dengan $\sum V = 131810$ Kg adalah sebesar 143227,500 Kg. Pada kondisi beban sedang dengan $\sum V = 174640$ Kg, kapasitas dukung pondasi tiang franki adalah sebesar 182242,464 Kg. Kemudian pada kondisi beban berat dengan $\sum V = 262461,200$ Kg, kapasitas dukung pondasi tiang franki adalah sebesar 320382,252 Kg.
2. Jumlah tiang pada masing-masing kondisi beban adalah berbeda. Pada kondisi beban ringan di dapat jumlah tiang 2 buah tiang dengan diameter 40 cm, pada kondisi beban sedang di dapat jumlah tiang 1 buah dengan diameter 60 cm, dan pada kondisi beban berat di dapat jumlah tiang 2 buah dengan diameter 60 cm.
3. Dimensi *pile cap* yang dibutuhkan pada kondisi beban ringan adalah 2,2 m x 0,10 m x 0,50 m dan pada kondisi beban sedang adalah 1,40 m x 1,40 m x 0,70 m, serta pada kondisi beban berat adalah 2,70 m x 1,20 m x 0,70 m.

5.2. Saran

1. Akan lebih baik jika data pengolahan tanah yang didapat adalah lengkap, sehingga tidak diperlukan analisa ulang pada data-data yang belum didapat, oleh karena data lapangan lebih teruji kebenarannya.
2. Dalam setiap perhitungan sebaiknya menggunakan lebih dari satu rumus (*formula*) agar didapat hasil yang lebih maksimal, terutama pada perhitungan daya dukung pondasi.
3. Pada perencanaan penulangan, diusahakan rasio penulangan memenuhi syarat $\rho_{\min} < \rho > \rho_{\max}$, agar tidak terjadi pemborosan pada tulangan.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1971. *Perencanaan Beton Bertulang Indonesia (PBI 1971)*.
- Anonim. SNI-03-1726-2003. *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung*.
- Anonim. SNI-03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Badan Standardisasi Nasional.
- Asiyanto. 2012. *Metode Konstruksi Untuk Pekerjaan Pondasi*. Jakarta: UI-Press.
- Bowles, J. E. 1984. *Sifat-sifat Fisis dan Geoteknis Tanah*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Bowles, J. E. 1984. *Analisa dan Disain Pondasi*. Jakarta: Penerbit Erlangga.
- Geotechnical Engineering Center. 2005. *Manual Pondasi Tiang*. Bandung: GEC.
- Hardiyatmo, H. C. 2001. *Teknik Pondasi II*. Yogyakarta: Universitas Gadjah Mada.
- HS, Sardjono. 1991. *Pondasi Tiang Pancang*. Surabaya: Penerbit Sinar Wijaya.
- M. Das, Braja. 1988. *Mekanika Tanah*. Surabaya: Penerbit Erlangga.
- Sosrodarsono, S. 2000. *Mekanika Tanah & Teknik Pondasi*. Jakarta: Pradnya Paramita.
- Tim Revisi. 2010. *Pedoman Penulisan Karya Ilmiah*. Malang: Universitas Negeri Malang.

LEMBAR PERSEMBAHAN

Skripsi ini kupersembahkan untuk papa dan mama yang selalu membanggakanmu. Terima kasih buat usaha papa dan mama yang sudah menanamkan banyak hal dalam diriku. Suatu saat dan bahkan saat ini bobby sudah mulai menikmati buahnya. Salam rindu untuk papa dan mama.

Terima kasih ku kepada:

1. Opungku Dora Tobing, yang selalu mendoakanmu dan telah mengajarkanku banyak hal, salah satunya masak. Walaupun hanya menyambal yang bisa ku buat pung, tapi sudah cukup menyelamatkanmu di perantauan. Mauliate opung hasian. Doaku opung selalu semangat ya.
2. Amangboru R Smith Simatupang dan Bou Rotua Tampubolon, yang telah mendidikmu dan memberikanku banyak dukungan moral dan materil. Banyak kekuranganku yang terlihat jelas bagiku selama aku dalam ayoman amangboru dan bou. Itu membuatku semakin sadar, bahwa hidup adalah perjuangan. Kita bisa, selama kita mau menerima didikan dan siap untuk berubah.
3. Bou Willy dan Amangboru Willy, Bou Lincoln dan Amangboru Lincoln, Bou Jakarta dan Amangboru Jakarta, Bou Tarutung, Bapak tua Putra, Mak tua Ella. Yang selalu mendukung, menasehati dan mendoakanmu. Setiap nasehat yang Bou, Amangboru, Pak tua dan Mak tua berikan, menjadi bekal buatku terutama selama menjalani pendidikanku.
4. Abang Martin, yang menjadi teladan bagiku. Terima kasih bang buat kebersamaannya dan kebiasaan-kebiasaan baik yang diajarkan kepadaku.
5. Adekkku Ajai dan Kakakku Lia, yang menjadi semangat buatku. Tetap semangat ya ajai dan kakak. Masa depan kita adalah masa lalunya Tuhan, jadi jangan pernah takut akan apa yang sudah terjadi, yang sedang terjadi dan bahkan yang akan terjadi. Bersama Tuhan kita bisa.

6. Lincoln, Sarah dan Abang Angga, yang menjadi teman seperjuanganku. Sukses buat kita semua bos.
7. Kak Rina dan Kak Reylin, terima kasih kak buat dukungan, masukan dan doanya.
8. Ko Alex, Ko Lucky, Ko Yo, Lidya, Ce Fitri, Tri, Tomi, Rio, Kak Ardo, Marolop dan semua teman-teman KGC, buat kebersamaannya. Kami siap membawa Kingdom Culture.
9. Zainuddin, Melkianus, Vega, Almerio, Marito, Eko, Cindy, Mas Iwan, Egidio, Ridwan dan teman-teman teknik sipil semuanya.
10. Zack, Martha, Adrian, Teguh dan semua teman-teman PMK ITN.

Tuhan menetapkan beberapa orang di atas kita untuk kebaikan kita. Mereka seperti payung yang melindungi kita. Payung tersebut adalah otoritas yang sudah ditetapkan Tuhan dalam hidup kita.

licensee: A. Agus Santosa, Jl. D. Tambingan G VII/18, MALANG

Project : BOBBY OCTAVIANUS TAMPUBOLON (11 21 921)

FILE : D:\SKRIPSI BOBBY TAMPUBOLON\ESRC\PROJEK 4\BEBAN\ANALISA STRUKTUR

Print 5 Aug 2014\print 13 agustus 2014\ (SANSPRO 3D 13 aug 1 blok 3D 5D)

ANALISA STRUKTUR (SANSPRO 3 DIMENSI).MDL

Option : Max/Min from All Load Combination

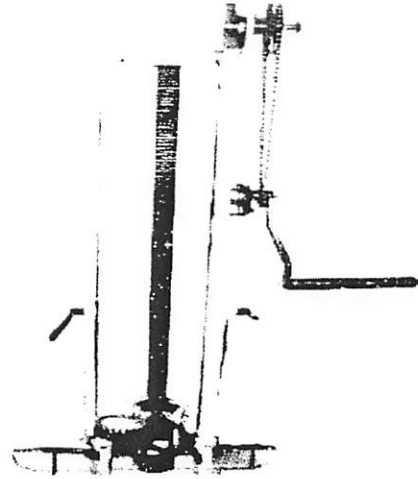
SUPPORT REACTIONS

Flr	No.	Comb	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
0	1	MAX	5157.1	129590	4217.5	1243600	259.57	1221500
		MIN	-4369.1	40695	-5362.8	-1397000	-260.71	-1326600
0	2	MAX	5867.3	168030	4070.2	1223700	259.57	1412300
		MIN	-5800.3	76218	-5650.4	-1435200	-260.71	-1421200
0	3	MAX	5769.9	172270	4065.3	1222900	259.57	1407400
		MIN	-5763.1	78712	-5655.9	-1435700	-260.71	-1408300
0	4	MAX	5770.9	172360	4063.9	1222500	259.57	1408500
		MIN	-5771.4	78759	-5654.7	-1435400	-260.71	-1408400
0	5	MAX	5770.6	172340	4062.5	1222100	259.57	1408400
		MIN	-5770.6	78751	-5653.3	-1435000	-260.71	-1408400
0	6	MAX	5770.6	172340	4062.7	1222100	259.57	1408400
		MIN	-5770.6	78750	-5653.4	-1435000	-260.71	-1408400
0	7	MAX	5771.2	172360	4064.3	1222600	259.57	1408400
		MIN	-5770.9	78756	-5655.1	-1435500	-260.71	-1408400
0	8	MAX	5763.1	172270	4066.1	1223100	259.57	1408300
		MIN	-5770.1	78708	-5656.6	-1435900	-260.71	-1407400
0	9	MAX	5800.3	168030	4071.2	1224000	259.57	1421300
		MIN	-5867.4	76212	-5651.4	-1435500	-260.71	-1412300
0	10	MAX	4369.1	129590	4218.9	1243900	259.57	1326600
		MIN	-5157.2	40694	-5364.1	-1397400	-260.71	-1221500
0	11	MAX	5313.7	159570	6728.3	1578000	259.57	1213100
		MIN	-4299.6	58446	-6030.7	-1485800	-260.71	-1348300
0	12	MAX	5886.9	212380	6915.1	1602700	259.57	1413500
		MIN	-5802.3	100150	-5933.8	-1472700	-260.71	-1424700
0	13	MAX	5778.9	217740	6914.8	1602500	259.57	1409200
		MIN	-5770.4	103220	-5931.1	-1472100	-260.71	-1410300
0	14	MAX	5778.8	217840	6913	1602100	259.57	1410400
		MIN	-5779.3	103270	-5929.3	-1471700	-260.71	-1410300
0	15	MAX	5778.4	217810	6911.2	1601600	259.57	1410300
		MIN	-5778.5	103260	-5927.4	-1471200	-260.71	-1410300
0	16	MAX	5778.4	217810	6911.4	1601700	259.57	1410300
		MIN	-5778.5	103260	-5927.6	-1471300	-260.71	-1410300
0	17	MAX	5779.2	217840	6913.6	1602200	259.57	1410300
		MIN	-5778.8	103270	-5929.9	-1471800	-260.71	-1410400
0	18	MAX	5770.4	217740	6915.9	1602800	259.57	1410400
		MIN	-5779	103210	-5932.1	-1472400	-260.71	-1409200
0	19	MAX	5802.3	212380	6916.6	1603100	259.57	1424800
		MIN	-5887	100150	-5935.2	-1473000	-260.71	-1413500
0	20	MAX	4299.6	159570	6730.3	1578500	259.57	1348300

0	21	MAX	5324	166650	5822.9	1457600	259.57	1213600
		MIN	4299.6	59510	6743.3	1381100	-260.71	-1350100
0	22	MAX	5895.3	222640	5691.1	1439800	259.57	1414200
		MIN	5804.6	101860	6999.1	1615000	-260.71	-1426300
0	23	MAX	5774.6	228290	5687.5	1439300	259.57	1411400
		MIN	5774.6	105060	7002.9	1615300	-260.71	-1411400
0	24	MAX	5783.1	228380	5684.6	1438600	259.57	1411400
		MIN	-5783.6	105130	-7001.1	-1614900	-260.71	-1411400
0	25	MAX	5782.8	228350	5682.8	1438100	259.57	1411300
		MIN	-5782.8	105130	-6999.3	-1614400	-260.71	-1411300
0	26	MAX	5782.8	228350	5683	1438200	259.57	1411300
		MIN	-5782.8	105120	-6999.5	-1614500	-260.71	-1411300
0	27	MAX	5783.5	228380	5685.2	1438700	259.57	1411400
		MIN	-5783.1	105130	-7001.7	-1615000	-260.71	-1411400
0	28	MAX	5774.6	228290	5687.5	1439300	259.57	1411400
		MIN	-5783.5	105060	-7003.8	-1615500	-260.71	-1410200
0	29	MAX	5804.6	222650	5692.5	1440200	259.57	1426300
		MIN	-5895.4	101850	-7000.5	-1615300	-260.71	-1414200
0	30	MAX	4299.6	166670	5824.7	1458000	259.57	1350200
		MIN	-5324	59510	-6745	-1581500	-260.71	-1213600
0	31	MAX	5366.8	174570	6257.5	1515300	259.57	1212900
		MIN	-4287.6	73864	-5665.3	-1437100	-260.71	-1356800
0	32	MAX	5915.2	244230	6392.6	1533100	259.57	1415500
		MIN	-5806.8	130670	-5603.3	-1428600	-260.71	-1429900
0	33	MAX	5792.1	251400	6395.4	1533300	259.57	1412300
		MIN	-5783.1	134220	-5599.5	-1427900	-260.71	-1413500
0	34	MAX	5791.6	251510	6393.7	1532800	259.57	1413500
		MIN	-5792.1	134270	-5597.7	-1427500	-260.71	-1413500
0	35	MAX	5791.3	251490	6392	1532400	259.57	1413400
		MIN	-5791.3	134260	-5596	-1427100	-260.71	-1413400
0	36	MAX	5791.3	251490	6392.2	1532500	259.57	1413400
		MIN	-5791.3	134260	-5596.2	-1427100	-260.71	-1413400
0	37	MAX	5792.1	251510	6394.4	1533000	259.57	1413500
		MIN	-5791.6	134270	-5598.3	-1427600	-260.71	-1413500
0	38	MAX	5783.1	251410	6396.4	1533500	259.57	1413500
		MIN	-5792	134220	-5600.4	-1428200	-260.71	-1412300
0	39	MAX	5806.8	244320	6393.5	1533400	259.57	1429900
		MIN	-5915.2	130670	-5604.6	-1429000	-260.71	-1415500
0	40	MAX	4287.6	174640	6258.8	1515700	259.57	1356800
		MIN	-5366.8	73862	-5667	-1437500	-260.71	-1212900
0	42	MAX	5893.3	163970	5563.6	1422600	259.57	1419100
		MIN	-5828.1	66711	-4446.9	-1274400	-260.71	-1427800
0	43	MAX	5797.6	168200	5569.2	1423100	259.57	1414000
		MIN	-5790.5	69242	-4441.7	-1273500	-260.71	-1415000
0	44	MAX	5798.4	168280	5567.9	1422700	259.57	1415100
		MIN	-5798.8	69306	-4440.2	-1273100	-260.71	-1415100
0	45	MAX	5798	168260	5566.4	1422300	259.57	1415100
		MIN	-5798	69304	-4438.8	-1272800	-260.71	-1415100
0	46	MAX	5798	168260	5566.6	1422400	259.57	1415000

0	47 MAX	5798.8	168290	5568.4	1422900	259.57	1415100
	MIN	5798.4	69303	1440.7	1273300	260.71	1415200
0	48 MAX	5790.5	168240	5570	1423300	259.57	1414900
	MIN	5797	69236	4442.5	1273800	260.71	1414000
0	49 MAX	5878.1	168350	5581.7	1423800	259.57	1414700
	MIN	5892.7	66703	4448	-1274700	260.71	-1419100
0	50 MAX	4391	125860	5346.5	1394000	259.57	1332400
	MIN	-5178.4	32708	-4570.1	-1291300	-260.71	-1227400
0	41 MAX	5178.4	125430	5345.6	1393700	259.57	1227400
	MIN	-4391	32713	-4568.6	-1290900	-260.71	-1332400
			251510				
			125430				

LAPORAN GEOTEKNIK



Proyek :

Perencanaan Pembangunan
HOTEL SUTAN RAJA - MATARAM

Lokasi :

Jalan Majapahit, Kekalik, Kota Mataram
Nusa Tenggara Barat

 **Laboratorium Geoteknik & Geodesi**

JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK

UNIVERSITAS MATARAM

Jl. Majapahit No. 62 Telp. / Fax. (0370) 635673

Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram - NTB



Daftar Isi

Kata Pengantar

Bab. II. Metodologi

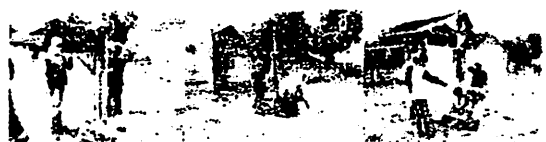
2.1 Pengujian Lapangan dengan penetrasi sondir

2.2 Analisa Data

Bab. III. Hasil Investigasi

Bab. IV. Penutup

Lampiran :



Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram - NTB



Nomor : 021 / LAPORAN / 1 / 2014

Lampiran : 1 (satu) set

Perihal : Hasil Pengujian Geoteknik

Kepada Yth.

CV. WAHANA MULTI DESAIN


Memenuhi permintaan CV. WAHANA MULTI DESAIN perihal Penyelidikan Tanah untuk Proyek Perencanaan Hotel Sultan Raja - Mataram di Jalan Majapahit, Kekalik, Kota Mataram, Propinsi NTB, maka kami pihak Laboratorium Geoteknik, Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Universitas Mataram telah melaksanakan pekerjaan yang dimaksud berupa pengujian lapangan (Sondir) pada tanggal 26 Januari 2014.

Selanjutnya dari hasil penyelidikan yang telah dilakukan, dilanjutkan dengan analisa teknis, maka kami susun dalam buku Laporan Rekayasa Geoteknik pada rencana pembangunan proyek tersebut di atas.

Demikian kami sampaikan agar dapat diterima dengan baik, atas kepercayaan dan kerjasamanya dalam pelaksanaan pekerjaan penyelidikan tanah ini, diucapkan terima kasih.

Mataram 27 Januari 2014

Kepala,


Agung Prabowo, ST., MT
Nip. 19720206 199903 1 002





BAB 1

PENDAHULUAN

1.1 MAKSUD DAN TUJUAN

Penyelidikan Geoteknik dimaksudkan untuk mengetahui memperoleh data teknis yang akurat untuk dianalisis, sehingga dapat dijadikan pedoman perencanaan desain. Dari hasil penyelidikan ini diharapkan diperoleh pilihan pondasi yang aman, efisien, dan dimungkinkan pelaksanaannya dengan pilihan yang tersedia dipasar konstruksi lokal.

1.2 LOKASI PROYEK

Proyek Perencanaan Hotel Sutan Raja - Mataram di Jalan Majapahit, Kekalik, Kota Mataram, Propinsi NTB. Level muka tanah dalam penyelidikan ini adalah level muka tanah asli. Koordinat titik-titik pengujian ditentukan pemberi kerja.

1.3 LINGKUP PEKERJAAN

Penyelidikan Geoteknik dilokasi rencana Gedung meliputi :

a. Penyelidikan lapangan.

Penyelidikan Lapangan bertujuan untuk mengevaluasi kekuatan dan kondisi pelapisan tanah bawah lokasi setempat, untuk menunjang perencanaan pondasi serat pengambilan sampel dengan pengeboran tangan. Pengujian dilakukan dengan Sondir.





2.2 Analisa Data

a. Daya Dukung Pondasi Dangkal

1. Rumus Bowles

Daya dukung tanah berdasarkan data sondir (Bowles, 1997) :

Untuk tanah pasir

$$\text{Pondasi Strip } q_{ult} = 28 - 0.0052 (300 - q_c)^{1.5} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\text{Pondasi Square } q_{ult} = 48 - 0.009 (300 - q_c)^{1.5} \quad (\text{kg/cm}^2)$$

dengan syarat $D/B \leq 1,5$; q_c adalah nilai rata-rata pada $B/2$ di atas dasar pondasi dan $1,1B$ di bawah dasar pondasi.

Untuk tanah lempung :

$$\text{Pondasi Strip } q_{ult} = 2 + 0,28 q_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

$$\text{Pondasi Square } q_{ult} = 5 + 0,34 q_c \quad (\text{kg/cm}^2)$$

2. Rumus Meyerhof

- Untuk fondasi bujur sangkar atau memanjang dengan lebar $B \leq 1,20$ m $q_a = q_c / 30 \quad (\text{kg/cm}^2)$
- Untuk fondasi bujursangkar atau fondasi memanjang dengan lebar $B \geq 1,20$ m $q_a = (q_c / 50) \times \{ (B + 0,30) / B \}^2$

dengan :

q_a = Kapasitas dukung izin dengan penurunan 2,54 cm.

q_c = Nilai rata-rata konus pada kedalaman $0,00 - B$ dari dasar fondasi., B = Lebar fondasi.





3. Rumus Terzaghi

Rumus Terzaghi (1943) dapat digunakan apabila data laboratorium tersedia yaitu dari nilai kohesi (c) dan sudut geser dalam (ϕ).

$$q_u = 1,3 c N_c + p_o N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma \quad (\text{bujur sangkar})$$

$$q_u = c N_c (1+0,3B/L) + p_o N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma (1-0,2B/L) \quad (\text{empat persegi panjang})$$

Dengan :

q_u = kapasitas dukung ultimit (kg/cm^2), B = lebar fondasi (cm)

c = kohesi tanah (kg/cm^2), L = panjang fondasi (cm)

p_o = tekanan overburden, γ = berat volume tanah (gram/cm^3)

b. Daya Dukung Pondasi dalam

$$Q_u = A_b q_c + A_s f_s, \quad Q_a = Q_u / FK$$

Dengan :

A_b = luas ujung bawah tiang

A_s = luas selimut tiang

q_c = tahanan ujung kerucut statis ($8d$ di atas ujung konus dan $4d$ di bawah konus)

f_s = tahanan gesek dinding satuan

FK = 2,5 – 3



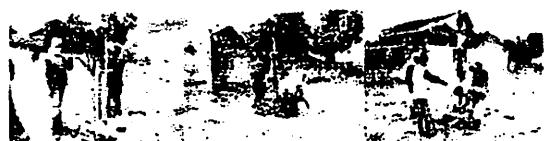


c. Perkiraan Kapasitas Dukung Pondasi

Untuk memberikan gambaran kekuatan lapisan tanah dekat permukaan, dikaji kapasitas dukung pondasi dangkal tipe lajur dengan lebar dasar 1 m, yang diletakkan pada kedalaman -1 m. Kapasitas dukung ijin pondasi dangkal diperkirakan berdasarkan metode *Bowles*, *Terzaghi* maupun *Meyerhoff* dengan angka keamanan (SF) = 3. Kapasitas dukung ijin yang diberikan diberikan tanah pendukung dengan penurunan konsolidasinya dibatasi maksimal 2.5 cm.

Dalam perencanaan pondasi harus memenuhi 2 kriteria penting, yaitu kapasitas dukung ijin pondasi terpasang \geq beban kerja di bawah setiap kemungkinan beban yang dipikulnya, dan kestabilannya (a.l. terhadap penurunan konsolidasi, geser, guling, dll) harus aman dan terjamin serta deformasinya masih dalam batas-batas yang dapat diterima.

Untuk menjamin meratanya beban terhadap pondasi serta untuk mengantisipasi beda penurunan, maka pondasi sebaiknya diikat dengan sloof-sloof yang kaku. Sloof-sloof kaku tidak saja menjamin struktur terhadap deformasi yang diakibatkan oleh beda penurunan, namun juga dapat dimanfaatkan untuk menahan gaya reaksi horisontal pada pondasi dangkal.





BAB III

HASIL INVESTIGASI

Hasil sondir menunjukkan, semua pengujian sondir terhenti setelah tercapainya kapasitas tekan alat akibat besarnya akumulasi tahanan ujung konus yang mencapai 250 kg/cm pada akhir penetrasi sondir.

Dari Rasio gesekan pada data sondir dan tahanan konusnya dapat diperkirakan bahwa tanah di atas daya dukung maksimum (Robertson dan Campanella, 1983).

No	Titik Sondir	Kedalaman Penetrasi Konus >250 kg/cm ²	Jenis Lapisan Tanah ditinjau dari rasio gesekan
1	S-01	10,60 m	0,00 - 0,60 Lempung 0,60 - 0,80 Lanau berlempung s/d lempung berlanau 0,80 - 2,60 Pasir berlanau s/d lanau berpasir 2,60 - 5,00 Pasir s/d pasir berlanau 5,00 - 5,80 Pasir berlanau s/d lanau berpasir 5,80 - 8,40 Pasir s/d Pasir berlanau 8,40 - 9,00 Lempung 9,00 - 9,40 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 9,40 - 10,60 Pasir
2	S-02	10,80 m	0,00 - 0,60 Lempung 0,60 - 1,00 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 1,00 - 2,80 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 2,80 - 4,00 Pasir s/d pasir berlanau 4,00 - 5,60 Pasir berlanau s/d lanau berpasir 5,60 - 8,40 Pasir s/d pasir berlanau 8,40 - 9,00 Lempung 9,00 - 9,40 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 9,40 - 10,80 Pasir



Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram - NTB



3	S-03	11,60 m	0,00 - 1,00 Lempung 1,00 - 2,60 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 2,60 - 4,20 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 4,20 - 4,60 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 4,60 - 5,20 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 5,20 - 6,00 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 6,00 - 8,40 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 8,40 - 8,80 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 8,80 - 9,60 Lempung 9,60 - 10,00 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 10,00-10,40 Pasir s/d pasir berlanau 10,40 -11,60 Pasir
4	S-04	11,40 m	0,00 - 0,60 Lempung 1,00 - 2,80 Lanau berpasir s/d lanau berlempung 2,80 - 4,60 Pasir s/d pasir berlanau 4,60 - 5,80 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 5,80 - 8,80 Pasir s/d pasir berlanau 8,80 - 9,20 Pasir berlanau s/d Lanau berpasir 9,20 - 11,40 Pasir

Ket.

Muka Air Tanah ditemukan pada kedalaman -3.00 m

Hasil pengujian selengkapnya dapat dilihat pada lampiran .



Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram - NTB



BAB IV

PENUTUP

Demikian buku laporan hasil penyelidikan tanah pada **Proyek Perencanaan Hotel Sutan Raja - Mataram** di Jalan Majapahit, Kekalik, Kota Mataram, Propinsi NTB, yang telah kami susun berdasarkan pada hasil penyelidikan lapangan.


Adapun segala keputusan yang berkaitan dengan design serta alternatif pemilihan fondasi menjadi wewenang dan tanggung jawab perencana. Namun apabila dari pihak perencana dan atau pengawas menganggap perlu untuk mendiskusikan isi laporan ini lebih lanjut, maka kami pihak **Laboratorium Geoteknik Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Universitas Mataram** bersedia untuk itu.

Sebagai akhir kata kami mengucapkan banyak terima kasih atas kepercayaan dan kerjasama yang baik dalam mengikutsertakan kami pada proyek tersebut di atas.



Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram - NTB



 **Laboratorium Geoteknik & Geodesi**
JURUSAN TEKNIK SIPIL - FAKULTAS TEKNIK
UNIVERSITAS MATARAM
Jl. Majapahit No. 62 Telp. (Fax) (0370) 635673



Tgl. Laporan : 20 Januari 2014

Tgl. Pengambilan : 20 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat

: Agung P. S.T., MT

No. Titik : S-01

UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat $HL=(JP-PK)/10$	HLx20	JHL	Rasio Gesekan $FR=(HL/PK)$
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3,00	5,00	0,20	4,00	4,00	6,67
0,40	5,00	10,00	0,50	10,00	14,00	10,00
0,60	5,00	10,00	0,50	10,00	24,00	10,00
0,80	15,00	20,00	0,50	10,00	34,00	3,33
1,00	20,00	25,00	0,50	10,00	44,00	2,50
1,20	50,00	55,00	0,50	10,00	54,00	1,00
1,40	55,00	60,00	0,50	10,00	64,00	0,91
1,60	60,00	65,00	0,50	10,00	74,00	0,83
1,80	45,00	50,00	0,50	10,00	84,00	1,11
2,00	40,00	45,00	0,50	10,00	94,00	1,25
2,20	45,00	50,00	0,50	10,00	104,00	1,11
2,40	50,00	55,00	0,50	10,00	114,00	1,00
2,60	35,00	40,00	0,50	10,00	124,00	1,43
2,80	80,00	85,00	0,50	10,00	134,00	0,63
3,00	85,00	90,00	0,50	10,00	144,00	0,59
3,20	95,00	100,00	0,50	10,00	154,00	0,53
3,40	75,00	80,00	0,50	10,00	164,00	0,67
3,60	85,00	95,00	1,00	20,00	184,00	1,18
3,80	90,00	95,00	0,50	10,00	194,00	0,56
4,00	70,00	75,00	0,50	10,00	204,00	0,71
4,20	60,00	65,00	0,50	10,00	214,00	0,83
4,40	50,00	60,00	1,00	20,00	234,00	2,00
4,60	55,00	60,00	0,50	10,00	244,00	0,91
4,80	70,00	75,00	0,50	10,00	254,00	0,71
5,00	75,00	80,00	0,50	10,00	264,00	0,67
5,20	40,00	45,00	0,50	10,00	274,00	1,25
5,40	55,00	60,00	0,50	10,00	284,00	0,91
5,60	40,00	45,00	0,50	10,00	294,00	1,25
5,80	50,00	60,00	1,00	20,00	314,00	2,00
6,00	70,00	80,00	1,00	20,00	334,00	1,43

021 LAPORAN 1 2014

26 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan

Team GEO 2014

Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No Titik : S-01

UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat HL=(JP-PK)/10	HLx20	JHL	Rasio Gesekan FR=(HL/PK)
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
6,20	60,00	65,00	0,50	10,00	344,00	0,83
6,40	80,00	85,00	0,50	10,00	354,00	0,63
6,60	70,00	80,00	1,00	20,00	374,00	1,43
6,80	70,00	75,00	0,50	10,00	384,00	0,71
7,00	45,00	50,00	0,50	10,00	394,00	1,11
7,20	75,00	85,00	1,00	20,00	414,00	1,33
7,40	80,00	85,00	0,50	10,00	424,00	0,63
7,60	75,00	80,00	0,50	10,00	434,00	0,67
7,80	55,00	65,00	1,00	20,00	454,00	1,82
8,00	70,00	75,00	0,50	10,00	464,00	0,71
8,20	65,00	70,00	0,50	10,00	474,00	0,77
8,40	40,00	45,00	0,50	10,00	484,00	1,25
8,60	5,00	10,00	0,50	10,00	494,00	10,00
8,80	5,00	15,00	1,00	20,00	514,00	20,00
9,00	10,00	20,00	1,00	20,00	534,00	10,00
9,20	25,00	30,00	0,50	10,00	544,00	2,00
9,40	30,00	35,00	0,50	10,00	554,00	1,67
9,60	75,00	80,00	0,50	10,00	564,00	0,67
9,80	100,00	110,00	1,00	20,00	584,00	1,00
10,00	150,00	155,00	0,50	10,00	594,00	0,33
10,20	190,00	200,00	1,00	20,00	614,00	0,53
10,40	215,00	230,00	1,50	30,00	644,00	0,70
10,60	250,00	>250				
10,80						
11,00						
11,20						
11,40						
11,60						
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						

No. Laporan : 021 LAPORAN II / 2014

Tgl. Pengambilan Data : 20 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

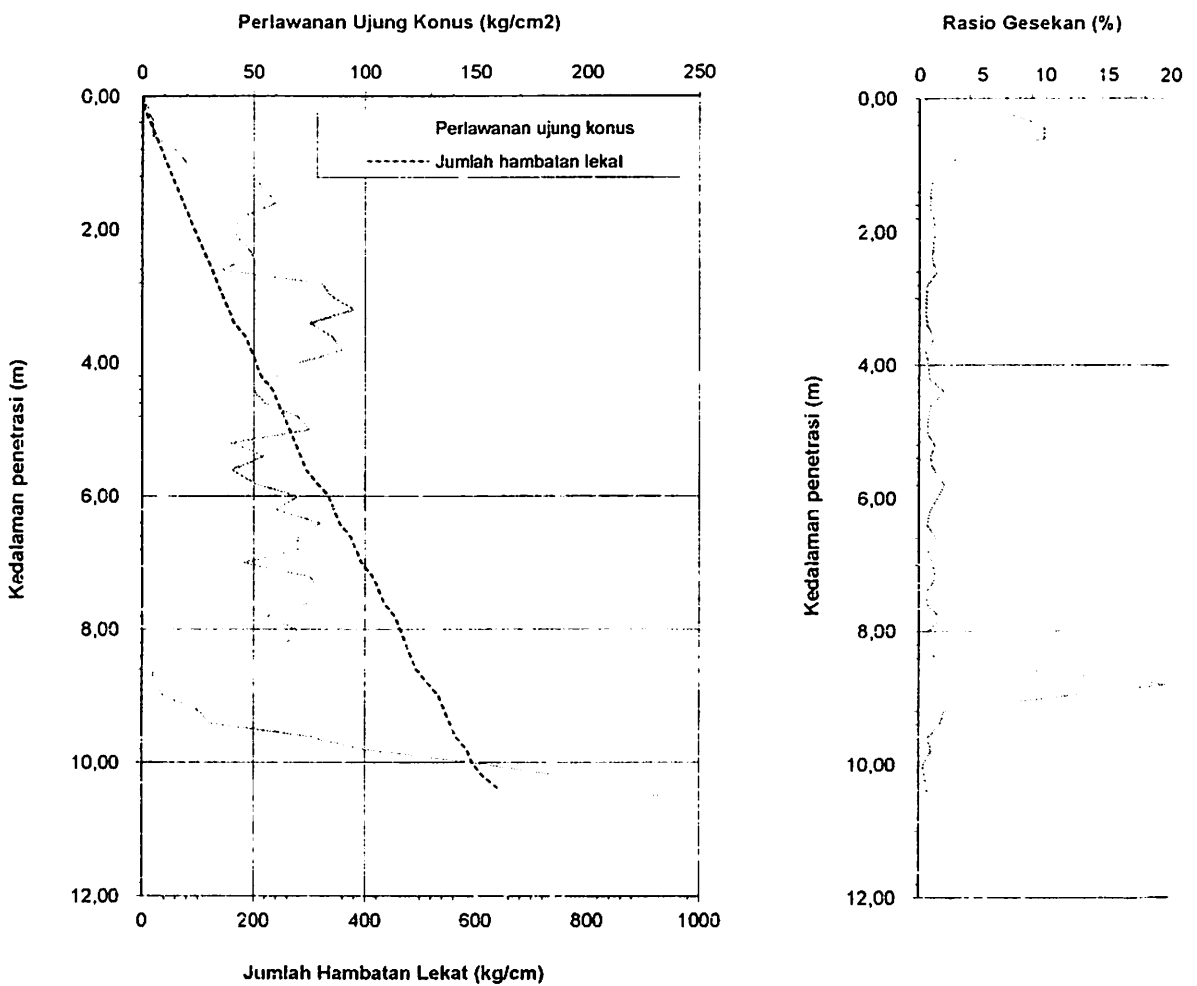
Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

Diperiksa : Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No. Titik : S-01

**UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)**



Catatan:

Titik 0 m dari permukaan tanah/ tanah dasar (tempat lokasi sondir)

: MUKA AIR TANAH ditemukan pada kedalaman -3.00 m

Pelaksana Soil Test

(Agung Prabowo, ST., MT)

(

)

(

)

No. Laporan : 021/LAPORAN 11/2014

Tgl. Pengantar : 25 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat

: Agung P. ST., MT

No. Titik : S-02

UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman (METER)	Perlawanan Konus (PK) (KG/CM ²)	Jumlah Perlawanan (JP) (KG/CM ²)	Hambatan Lekat HL=(JP-PK)/10 (KG/CM ²)	HLx20 (KG/CM)	JHL (KG/CM)	Rasio Gesekan FR=(HL/PK) (%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	3,00	5,00	0,20	4,00	4,00	6,67
0,40	5,00	10,00	0,50	10,00	14,00	10,00
0,60	10,00	15,00	0,50	10,00	24,00	5,00
0,80	20,00	25,00	0,50	10,00	34,00	2,50
1,00	25,00	30,00	0,50	10,00	44,00	2,00
1,20	70,00	75,00	0,50	10,00	54,00	0,71
1,40	45,00	55,00	1,00	20,00	74,00	2,22
1,60	30,00	35,00	0,50	10,00	84,00	1,67
1,80	40,00	45,00	0,50	10,00	94,00	1,25
2,00	35,00	40,00	0,50	10,00	104,00	1,43
2,20	45,00	50,00	0,50	10,00	114,00	1,11
2,40	50,00	55,00	0,50	10,00	124,00	1,00
2,60	35,00	40,00	0,50	10,00	134,00	1,43
2,80	55,00	60,00	0,50	10,00	144,00	0,91
3,00	75,00	80,00	0,50	10,00	154,00	0,67
3,20	80,00	85,00	0,50	10,00	164,00	0,63
3,40	65,00	70,00	0,50	10,00	174,00	0,77
3,60	90,00	95,00	0,50	10,00	184,00	0,56
3,80	95,00	100,00	0,50	10,00	194,00	0,53
4,00	65,00	70,00	0,50	10,00	204,00	0,77
4,20	50,00	55,00	0,50	10,00	214,00	1,00
4,40	65,00	70,00	0,50	10,00	224,00	0,77
4,60	55,00	60,00	0,50	10,00	234,00	0,91
4,80	55,00	65,00	1,00	20,00	254,00	1,82
5,00	60,00	65,00	0,50	10,00	264,00	0,83
5,20	45,00	50,00	0,50	10,00	274,00	1,11
5,40	55,00	60,00	0,50	10,00	284,00	0,91
5,60	45,00	55,00	1,00	20,00	304,00	2,22
5,80	70,00	75,00	0,50	10,00	314,00	0,71
6,00	70,00	75,00	0,50	10,00	324,00	0,71

021 LAPORAN I 2014

20 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat

: Agung P. ST., MT

No. Titik : S-02

UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat HL=(JP-PK)/10	HLx20	JHL	Rasio Gesekan FR=(HL/PK)
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
6,20	65,00	70,00	0,50	10,00	334,00	0,77
6,40	70,00	75,00	0,50	10,00	344,00	0,71
6,60	65,00	70,00	0,50	10,00	354,00	0,77
6,80	80,00	85,00	0,50	10,00	364,00	0,63
7,00	60,00	65,00	0,50	10,00	374,00	0,83
7,20	90,00	95,00	0,50	10,00	384,00	0,56
7,40	75,00	85,00	1,00	20,00	404,00	1,33
7,60	75,00	80,00	0,50	10,00	414,00	0,67
7,80	70,00	75,00	0,50	10,00	424,00	0,71
8,00	75,00	80,00	0,50	10,00	434,00	0,67
8,20	60,00	65,00	0,50	10,00	444,00	0,83
8,40	30,00	35,00	0,50	10,00	454,00	1,67
8,60	15,00	20,00	0,50	10,00	464,00	3,33
8,80	5,00	10,00	0,50	10,00	474,00	10,00
9,00	20,00	25,00	0,50	10,00	484,00	2,50
9,20	35,00	40,00	0,50	10,00	494,00	1,43
9,40	50,00	55,00	0,50	10,00	504,00	1,00
9,60	95,00	100,00	0,50	10,00	514,00	0,53
9,80	115,00	120,00	0,50	10,00	524,00	0,43
10,00	125,00	130,00	0,50	10,00	534,00	0,40
10,20	170,00	180,00	1,00	20,00	554,00	0,59
10,40	200,00	205,00	0,50	10,00	564,00	0,25
10,60	215,00	230,00	1,50	30,00	594,00	0,70
10,80	250,00	>250				
11,00						
11,20						
11,40						
11,60						
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						

Laporan No. 021/ LAPORAN / I / 2014

Tgl. pengujian : 26 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

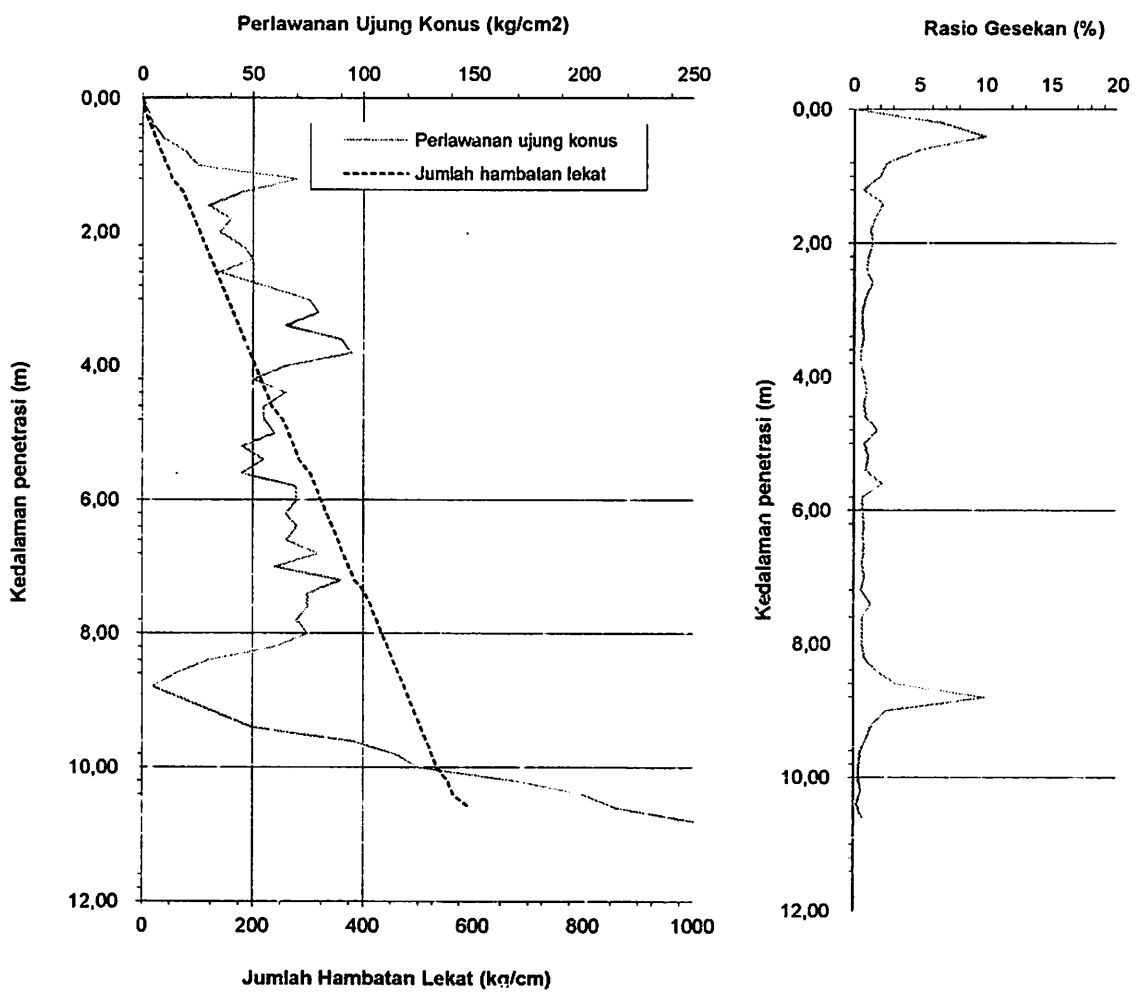
Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

Diperiksa : Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No. Titik : S-02

**UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)**



Catatan:

Titik 0 m dari permukaan tanah/ tanah dasar (tempat lokasi sondir)

: MUKA AIR TANAH ditemukan pada kedalaman -3.00 m

Pelaksana Soil Test

(Agung Prabowo, ST., MT)

()

()



Laporan No : 021/LAPORAN/II/2014

Tgl. pengujian

: 26 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan

: Team GEO 2014

Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

: Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No. Titik : S-03

UJI PENETRASI KONUS (ASTM D 3441 - 86)						
Kedalaman	Perlawanan Konus (PK) (KG/CM ²)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat HL=(JP-PK)/10 (KG/CM ²)	HLx20 (KG/CM)	JHL	Rasio Gesekan FR=(HL/PK) (%)
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	10,00	15,00	0,50	10,00	10,00	5,00
0,40	15,00	20,00	0,50	10,00	20,00	3,33
0,60	10,00	15,00	0,50	10,00	30,00	5,00
0,80	5,00	10,00	0,50	10,00	40,00	10,00
1,00	20,00	30,00	1,00	20,00	60,00	5,00
1,20	35,00	40,00	0,50	10,00	70,00	1,43
1,40	40,00	55,00	1,50	30,00	100,00	3,75
1,60	40,00	50,00	1,00	20,00	120,00	2,50
1,80	55,00	60,00	0,50	10,00	130,00	0,91
2,00	40,00	50,00	1,00	20,00	150,00	2,50
2,20	45,00	60,00	1,50	30,00	180,00	3,33
2,40	40,00	50,00	1,00	20,00	200,00	2,50
2,60	20,00	30,00	1,00	20,00	220,00	5,00
2,80	80,00	90,00	1,00	20,00	240,00	1,25
3,00	75,00	80,00	0,50	10,00	250,00	0,67
3,20	80,00	90,00	1,00	20,00	270,00	1,25
3,40	80,00	100,00	2,00	40,00	310,00	2,50
3,60	105,00	120,00	1,50	30,00	340,00	1,43
3,80	105,00	115,00	1,00	20,00	360,00	0,95
4,00	80,00	90,00	1,00	20,00	380,00	1,25
4,20	70,00	80,00	1,00	20,00	400,00	1,43
4,40	45,00	50,00	0,50	10,00	410,00	1,11
4,60	40,00	55,00	1,50	30,00	440,00	3,75
4,80	70,00	75,00	0,50	10,00	450,00	0,71
5,00	70,00	75,00	0,50	10,00	460,00	0,71
5,20	70,00	80,00	1,00	20,00	480,00	1,43
5,40	55,00	70,00	1,50	30,00	510,00	2,73
5,60	35,00	40,00	0,50	10,00	520,00	1,43
5,80	40,00	50,00	1,00	20,00	540,00	2,50
6,00	50,00	60,00	1,00	20,00	560,00	2,00

Laporan No.: 021/ LAPORAN / I / 2014

 Tgl. pengujian : 26 Januari 2014

 Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

 Dikerjakan : Team GEO 2014

 Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat

 : Agung P. ST., MT

 No. Titik : S-03
UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat $HL=(JP-PK)/10$	HLx20	JHL	Rasio Gesekan $FR=(HL/PK)$
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
6,20	70,00	75,00	0,50	10,00	570,00	0,71
6,40	60,00	70,00	1,00	20,00	590,00	1,67
6,60	85,00	90,00	0,50	10,00	600,00	0,59
6,80	80,00	90,00	1,00	20,00	620,00	1,25
7,00	65,00	70,00	0,50	10,00	630,00	0,77
7,20	60,00	65,00	0,50	10,00	640,00	0,83
7,40	75,00	95,00	2,00	40,00	680,00	2,67
7,60	90,00	100,00	1,00	20,00	700,00	1,11
7,80	80,00	90,00	1,00	20,00	720,00	1,25
8,00	60,00	75,00	1,50	30,00	750,00	2,50
8,20	55,00	65,00	1,00	20,00	770,00	1,82
8,40	70,00	75,00	0,50	10,00	780,00	0,71
8,60	50,00	60,00	1,00	20,00	800,00	2,00
8,80	45,00	55,00	1,00	20,00	820,00	2,22
9,00	20,00	30,00	1,00	20,00	840,00	5,00
9,20	10,00	15,00	0,50	10,00	850,00	5,00
9,40	10,00	20,00	1,00	20,00	870,00	10,00
9,60	5,00	10,00	0,50	10,00	880,00	10,00
9,80	20,00	25,00	0,50	10,00	890,00	2,50
10,00	50,00	60,00	1,00	20,00	910,00	2,00
10,20	95,00	105,00	1,00	20,00	930,00	1,05
10,40	90,00	100,00	1,00	20,00	950,00	1,11
10,60	120,00	125,00	0,50	10,00	960,00	0,42
10,80	150,00	185,00	3,50	70,00	1030,00	2,33
11,00	180,00	190,00	1,00	20,00	1050,00	0,56
11,20	190,00	200,00	1,00	20,00	1070,00	0,53
11,40	235,00	245,00	1,00	20,00	1090,00	0,43
11,60	250,00	>250				
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						

Laporan No 021/ LAPORAN II / 2014

Tgl. pengujian : 26 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

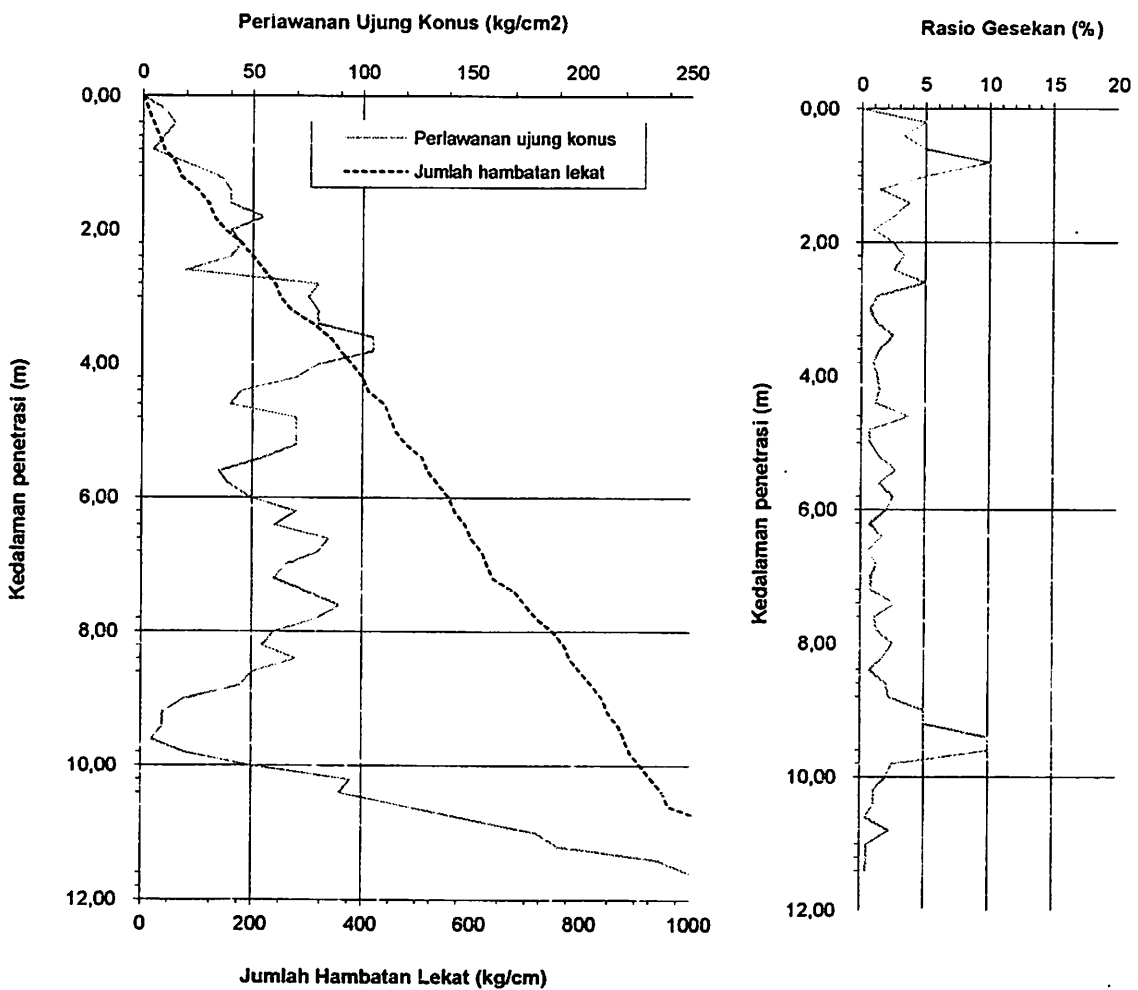
Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

Diperiksa : Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No. Titik : S-03

**UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)**



Catatan:

Titik 0 m dari permukaan tanah/ tanah dasar (tempat lokasi sondir)

Pelaksana Soil Test

: MUKA AIR TANAH ditemukan pada kedalaman -3.00 m

(Signature)

(Agung Prabowo, ST., MT)

()

()

Laporan No.: 021/ LAPORAN / I / 2014

 Tgl pengujian : 26 Januari 2014

 Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

 Dikerjakan : Team GEO 2014

 Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat
Agung P. ST., MT

 No. Titik : S-04
UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat $HL=(JP-PK)/10$	HLx20	JHL	Rasio Gesekan $FR=(HL/PK)$
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	2,00	3,00	0,10	2,00	2,00	5,00
0,40	3,00	5,00	0,20	4,00	6,00	6,67
0,60	5,00	10,00	0,50	10,00	16,00	10,00
0,80	20,00	25,00	0,50	10,00	26,00	2,50
1,00	45,00	50,00	0,50	10,00	36,00	1,11
1,20	75,00	80,00	0,50	10,00	46,00	0,67
1,40	40,00	45,00	0,50	10,00	56,00	1,25
1,60	20,00	25,00	0,50	10,00	66,00	2,50
1,80	45,00	50,00	0,50	10,00	76,00	1,11
2,00	40,00	50,00	1,00	20,00	96,00	2,50
2,20	40,00	50,00	1,00	20,00	116,00	2,50
2,40	30,00	35,00	0,50	10,00	126,00	1,67
2,60	30,00	40,00	1,00	20,00	146,00	3,33
2,80	55,00	60,00	0,50	10,00	156,00	0,91
3,00	80,00	85,00	0,50	10,00	166,00	0,63
3,20	70,00	75,00	0,50	10,00	176,00	0,71
3,40	85,00	90,00	0,50	10,00	186,00	0,59
3,60	85,00	90,00	0,50	10,00	196,00	0,59
3,80	100,00	105,00	0,50	10,00	206,00	0,50
4,00	95,00	100,00	0,50	10,00	216,00	0,53
4,20	105,00	110,00	0,50	10,00	226,00	0,48
4,40	85,00	90,00	0,50	10,00	236,00	0,59
4,60	85,00	90,00	0,50	10,00	246,00	0,59
4,80	50,00	55,00	0,50	10,00	256,00	1,00
5,00	55,00	60,00	0,50	10,00	266,00	0,91
5,20	45,00	50,00	0,50	10,00	276,00	1,11
5,40	60,00	70,00	1,00	20,00	296,00	1,67
5,60	40,00	45,00	0,50	10,00	306,00	1,25
5,80	40,00	45,00	0,50	10,00	316,00	1,25
6,00	65,00	70,00	0,50	10,00	326,00	0,77

Laporan No : 021/ LAPORAN II / 2014

 Tgl. pengujian : 26 Januari 2014

 Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

 Dikerjakan : Team GEO 2014

 Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram
Nusa Tenggara Barat

 : Agung P. ST., MT

 No. Titik : S-04
UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman	Perlawanan Konus (PK)	Jumlah Perlawanan (JP)	Hambatan Lekat $HL=(JP-PK)/10$	HLx20	JHL	Rasio Gesekan $FR=(HL/PK)$
(METER)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM ²)	(KG/CM)	(KG/CM)	(%)
6,20	75,00	80,00	0,50	10,00	336,00	0,67
6,40	75,00	80,00	0,50	10,00	346,00	0,67
6,60	70,00	80,00	1,00	20,00	366,00	1,43
6,80	75,00	80,00	0,50	10,00	376,00	0,67
7,00	70,00	75,00	0,50	10,00	386,00	0,71
7,20	50,00	55,00	0,50	10,00	396,00	1,00
7,40	60,00	65,00	0,50	10,00	406,00	0,83
7,60	70,00	75,00	0,50	10,00	416,00	0,71
7,80	60,00	70,00	1,00	20,00	436,00	1,67
8,00	65,00	70,00	0,50	10,00	446,00	0,77
8,20	60,00	65,00	0,50	10,00	456,00	0,83
8,40	70,00	75,00	0,50	10,00	466,00	0,71
8,60	55,00	60,00	0,50	10,00	476,00	0,91
8,80	60,00	65,00	0,50	10,00	486,00	0,83
9,00	35,00	40,00	0,50	10,00	496,00	1,43
9,20	50,00	55,00	0,50	10,00	506,00	1,00
9,40	70,00	75,00	0,50	10,00	516,00	0,71
9,60	100,00	105,00	0,50	10,00	526,00	0,50
9,80	115,00	120,00	0,50	10,00	536,00	0,43
10,00	135,00	140,00	0,50	10,00	546,00	0,37
10,20	150,00	155,00	0,50	10,00	556,00	0,33
10,40	150,00	175,00	2,50	50,00	606,00	1,67
10,60	160,00	175,00	1,50	30,00	636,00	0,94
10,80	190,00	195,00	0,50	10,00	646,00	0,26
11,00	200,00	205,00	0,50	10,00	656,00	0,25
11,20	220,00	240,00	2,00	40,00	696,00	0,91
11,40	250,00	>250				
11,60						
11,80						
12,00						
12,20						
12,40						
12,60						
12,80						
13,00						

Laporan No. 021/ LAPORAN II / 2014

Tgl pengujian : 26 Januari 2014

Proyek : Hotel Sutan Raja - Mataram

Dikerjakan : Team GEO 2014

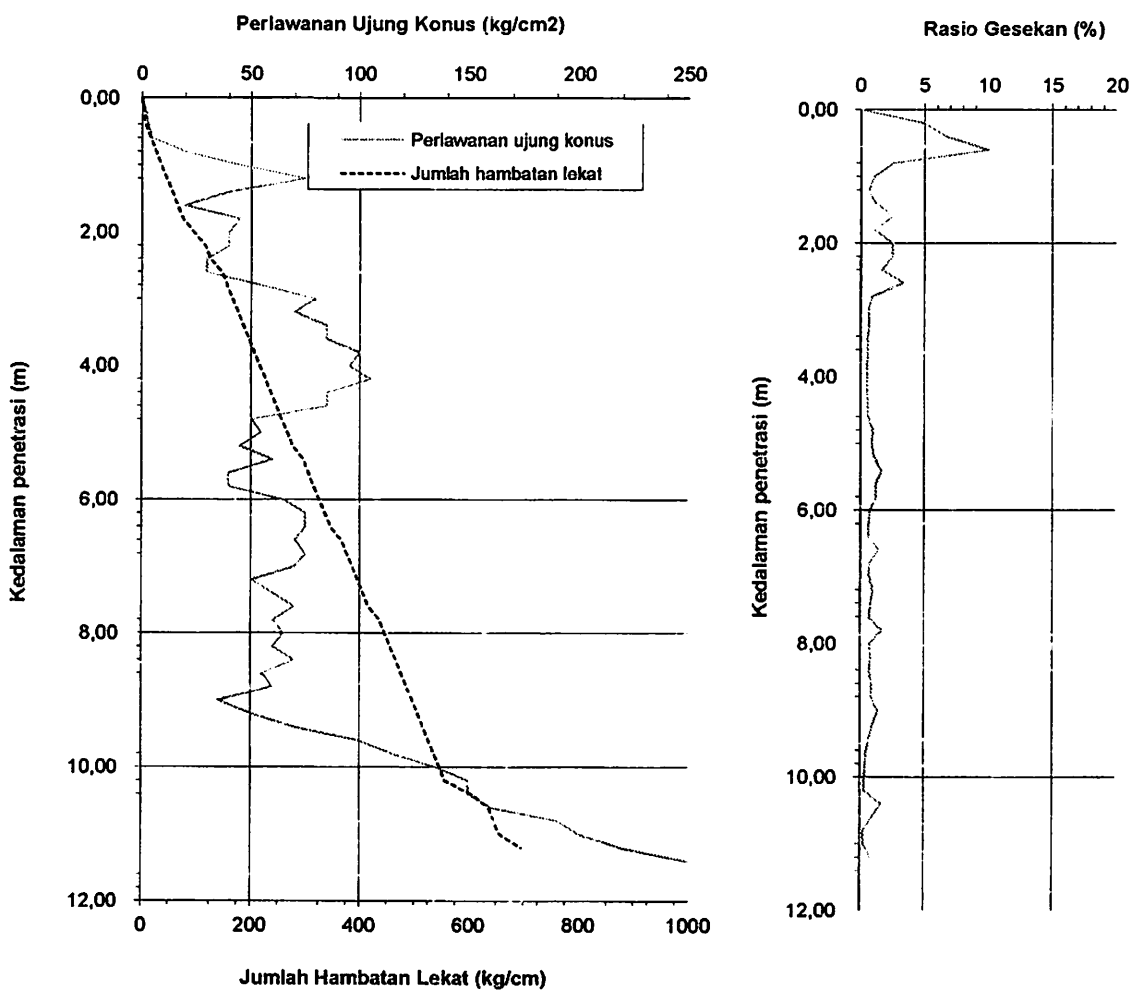
Lokasi : Jl. Majapahit, Kekalik, Mataram

Diperiksa : Agung P. ST., MT

Nusa Tenggara Barat

No. Titik : S-04

**UJI PENETRASI KONUS
(ASTM D 3441 - 86)**



Catatan:

Titik 0 m dari permukaan tanah/ tanah dasar (tempat lokasi sondir)

: MUKA AIR TANAH ditemukan pada kedalaman -3.00 m

Pelaksana Soil Test

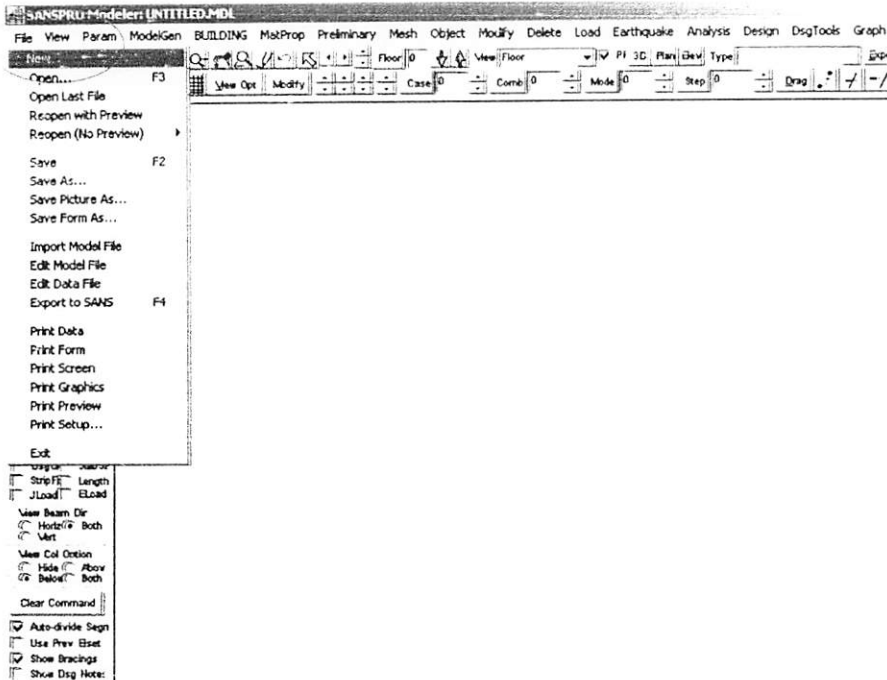
(Agung Prabowo, ST., MT)

()

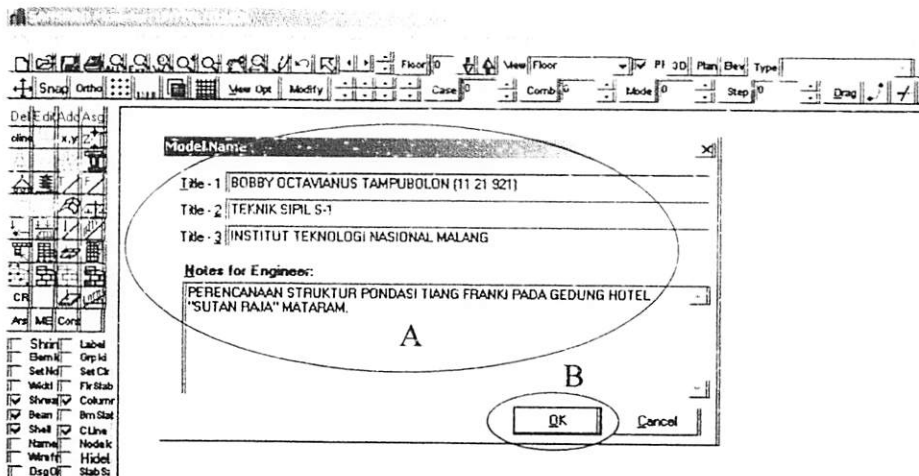
()

Langkah-langkah Penggunaan SANSPRO

1. File, new



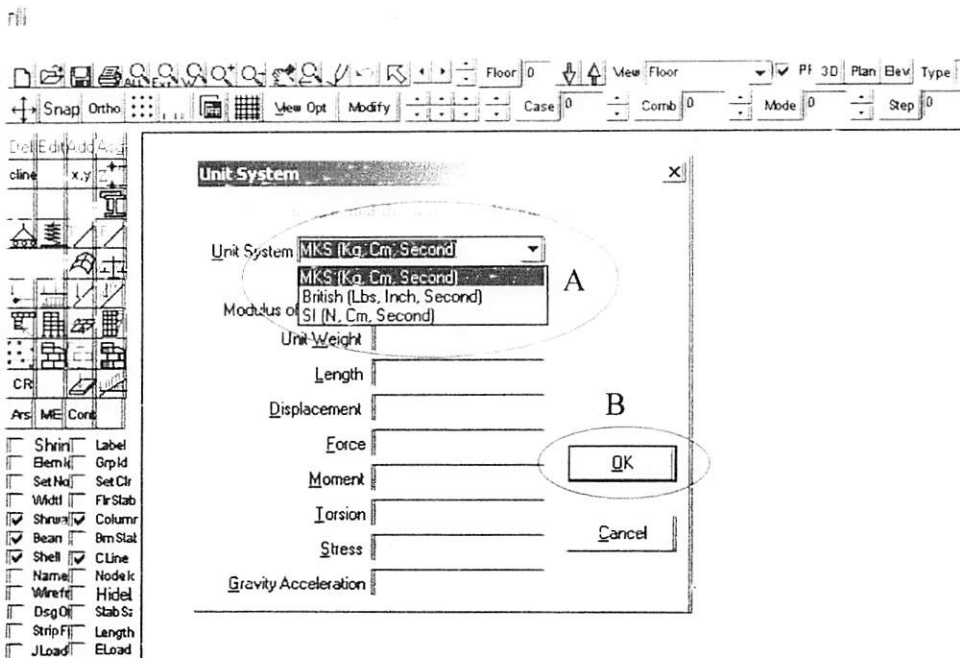
2. Akan tampil *model name*, yang berfungsi sebagai keterangan dari perencanaan. Bisa diisi nama perencana, jurusan dan nama institusi.



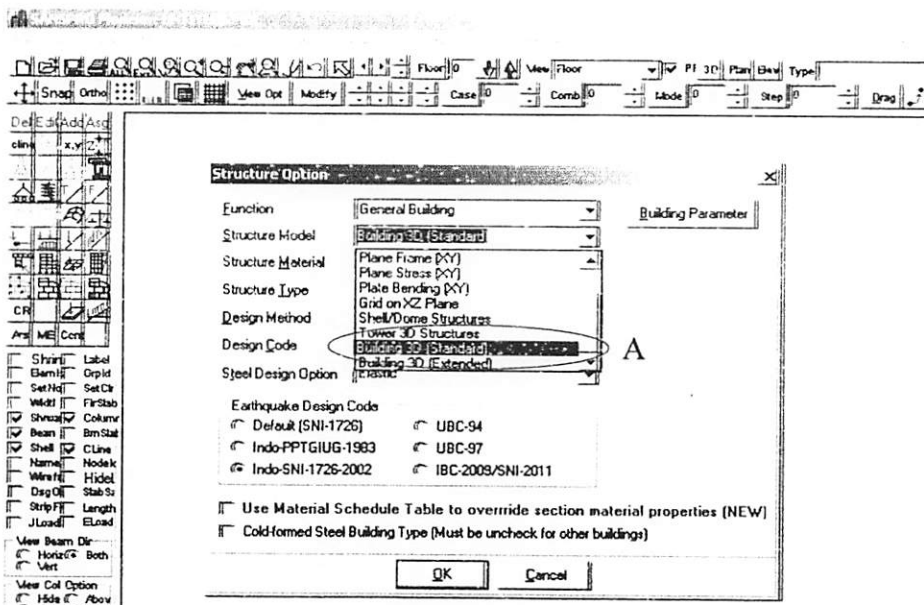
A. Isi keterangan pada title 1, title 2, title 3 dan notes for engineer

B. Klik OK

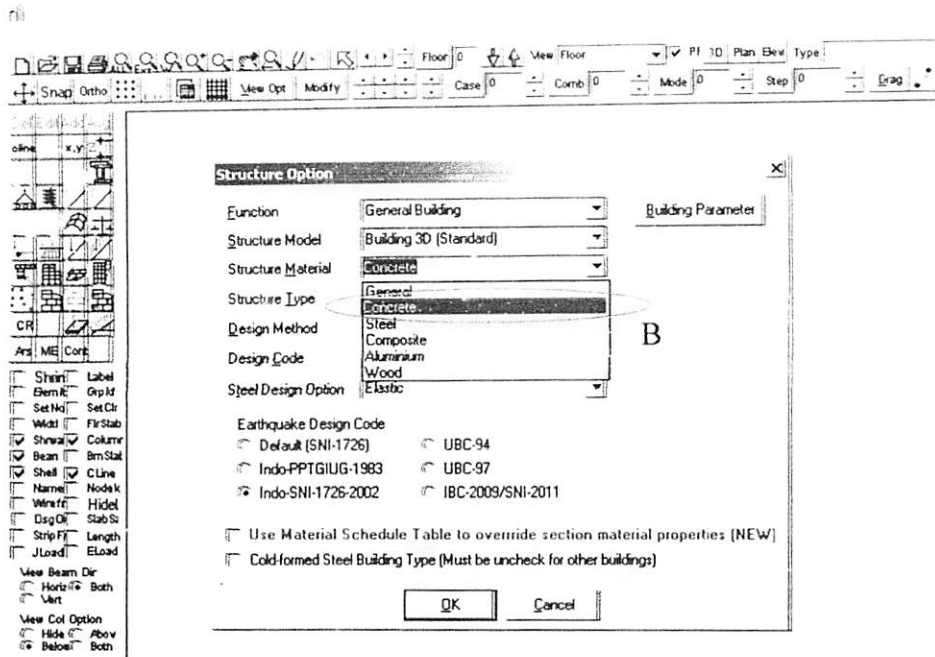
3. Setelah itu tampil yang namanya *unit system*. Berfungsi untuk menentukan satuan.



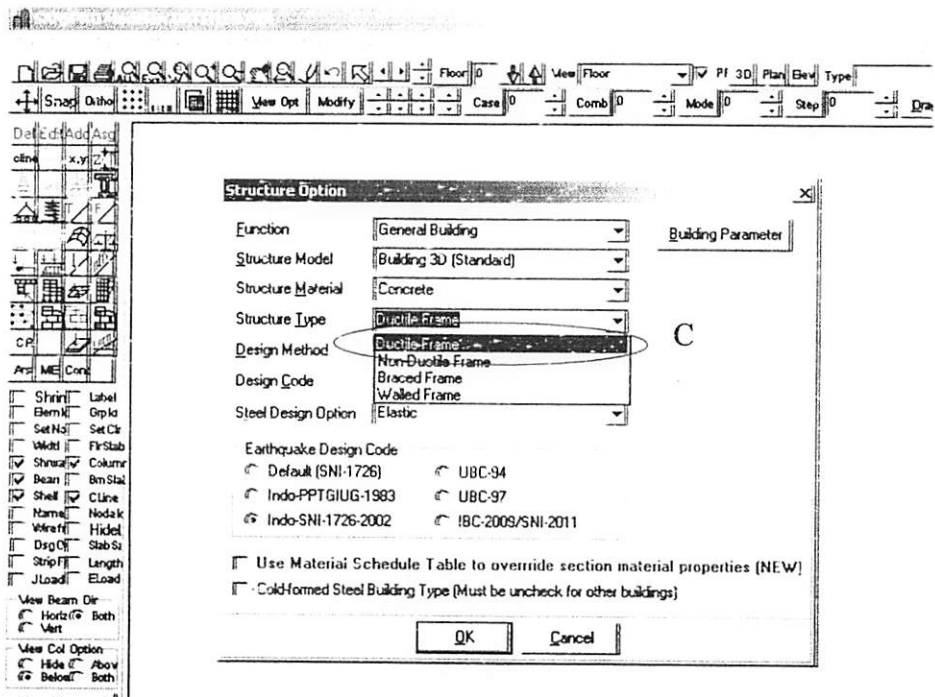
- A. Pilih satuan yang akan digunakan, yaitu *MKS (kg, cm, second)*
 - B. Klik OK
4. Tampil menu structure option
 - A. *Structure model* yang di pilih adalah *building 3D (standard)*, oleh karena analisa pembebanan dengan 3 dimensi.



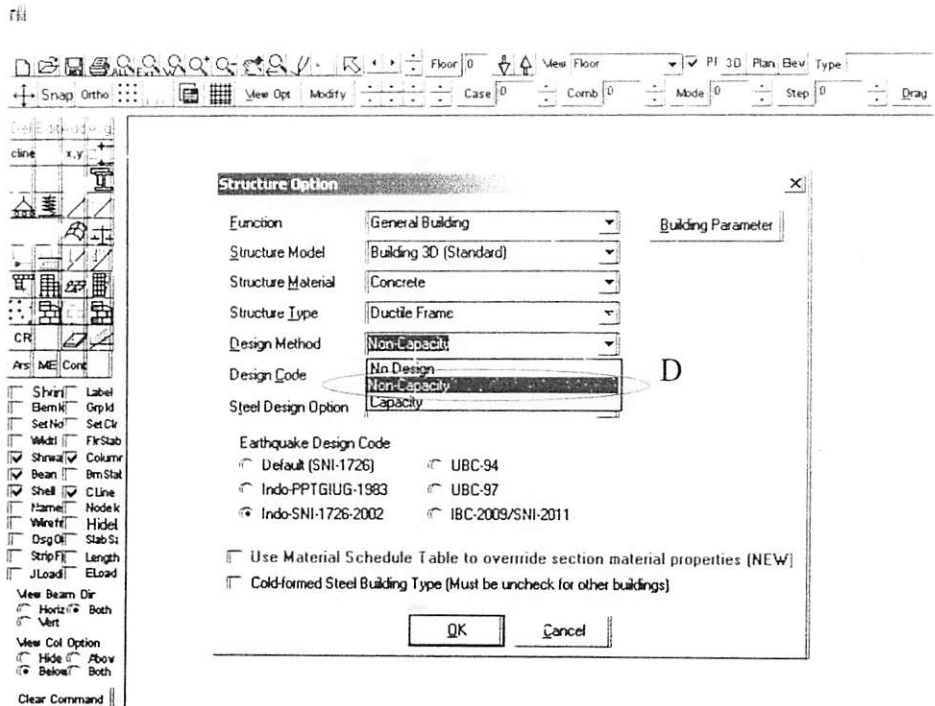
B. Structure material yang dipilih adalah *concrete*, karena struktur atas berbahan beton.



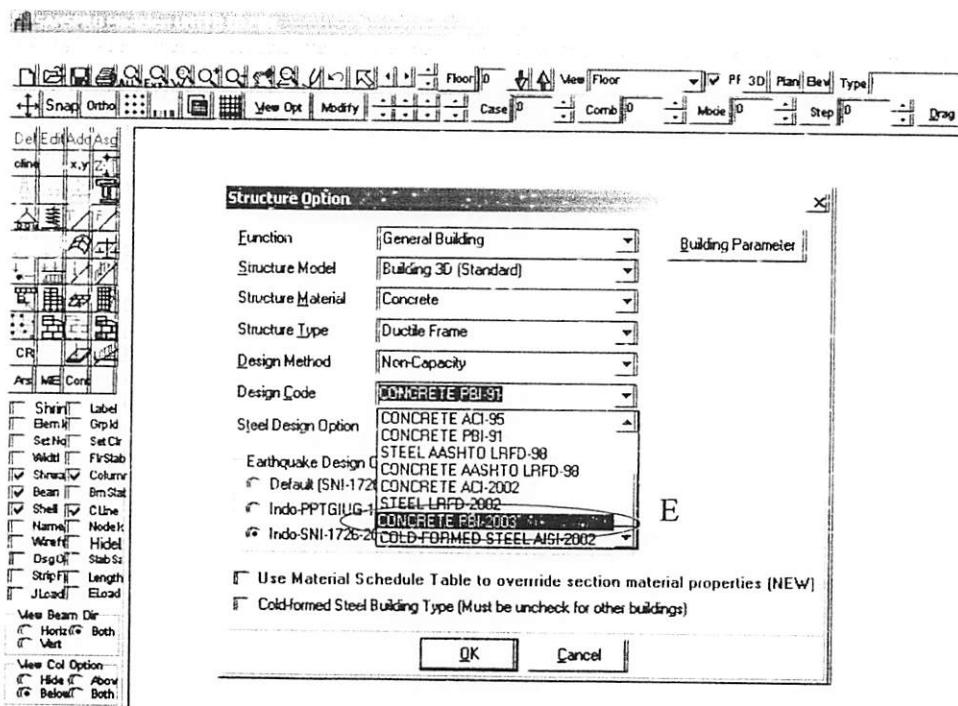
C. Structure type yang di pilih adalah *ductile frame*.



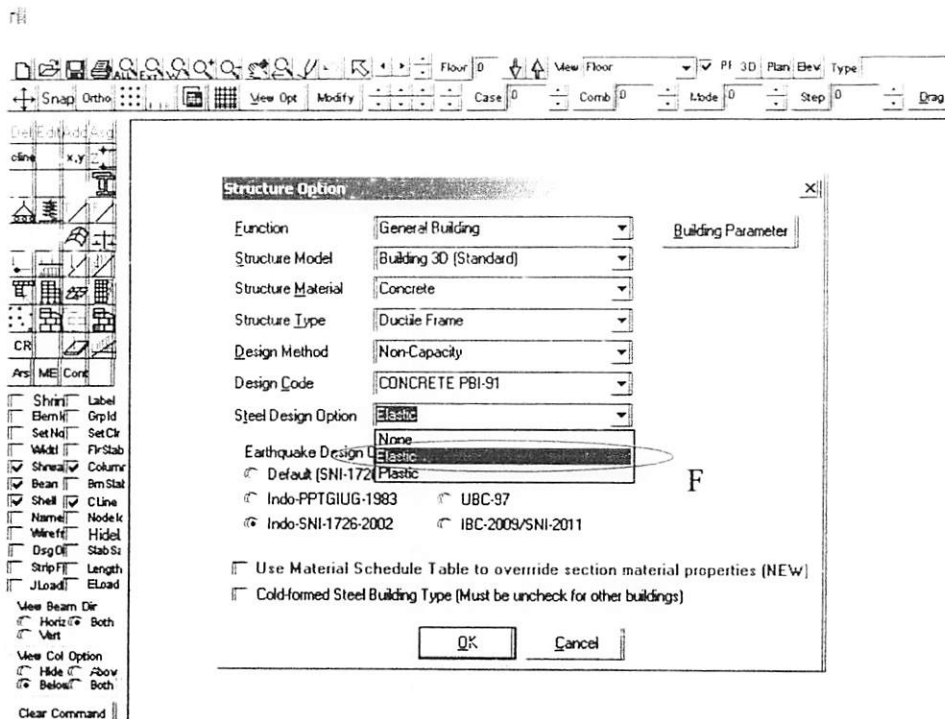
D. Design code di pilih adalah *non-capacity*



E. Design code yang di pilih adalah *concrete PBI-2003*

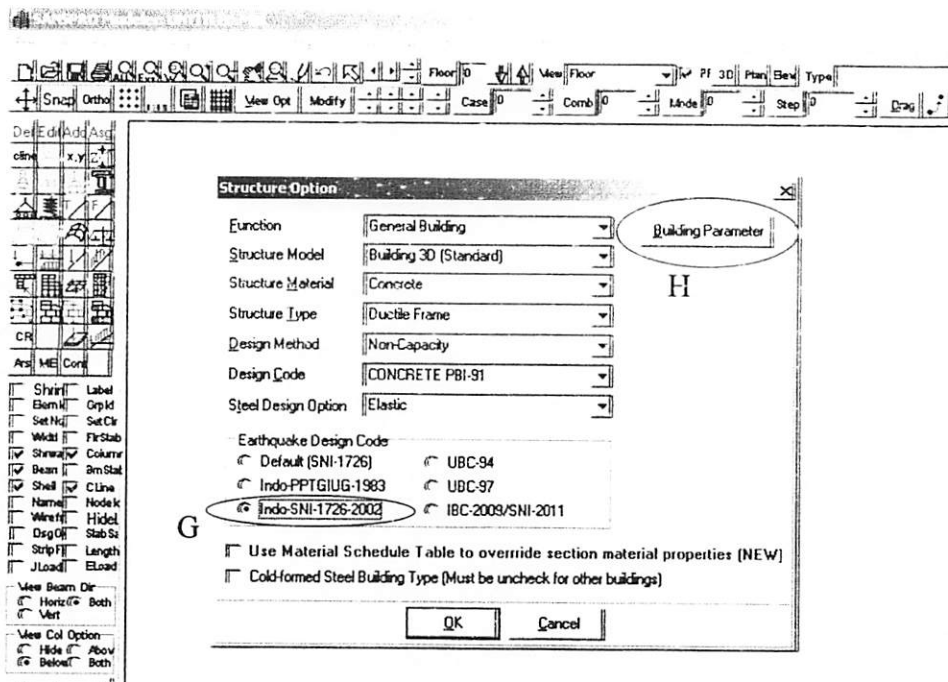


- F. *Steel design option* yang di pilih adalah *elastic*, oleh karena struktur direncanakan bersifat elastis.

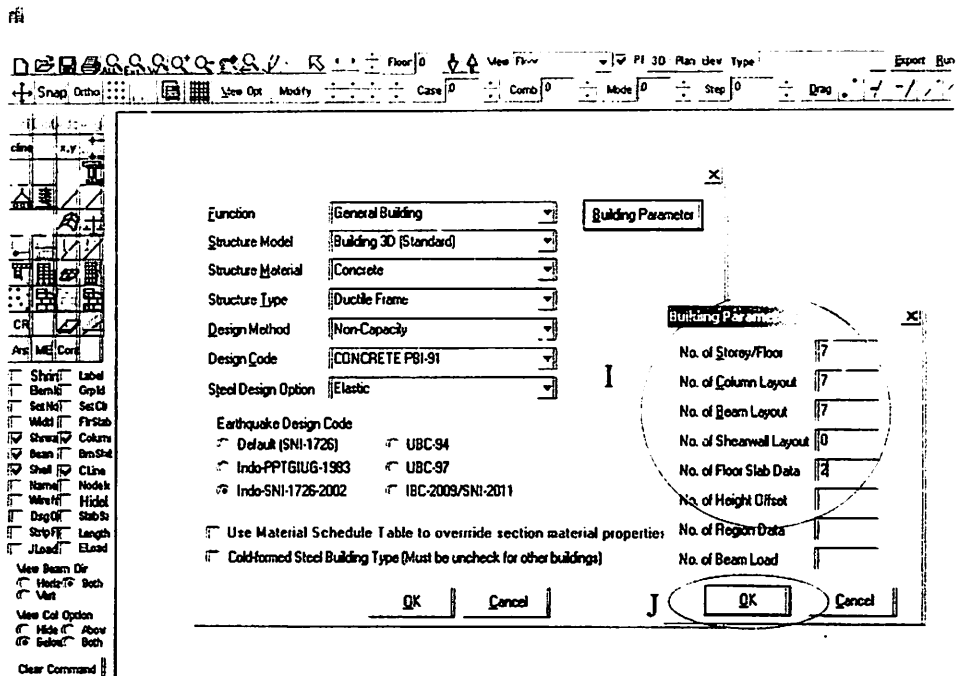


- G. *Earthquake design code* yang di pilih adalah *Indo_SNI-1726-2002*

- H. Klik *building parameter*.



I. Akan tampil menu seperti di bawah ini.



No. of storey/floor adalah jumlah lantai, yaitu 7

No. of column layout adalah tipe kolom berdasarkan beban yang bekerja, yaitu 7

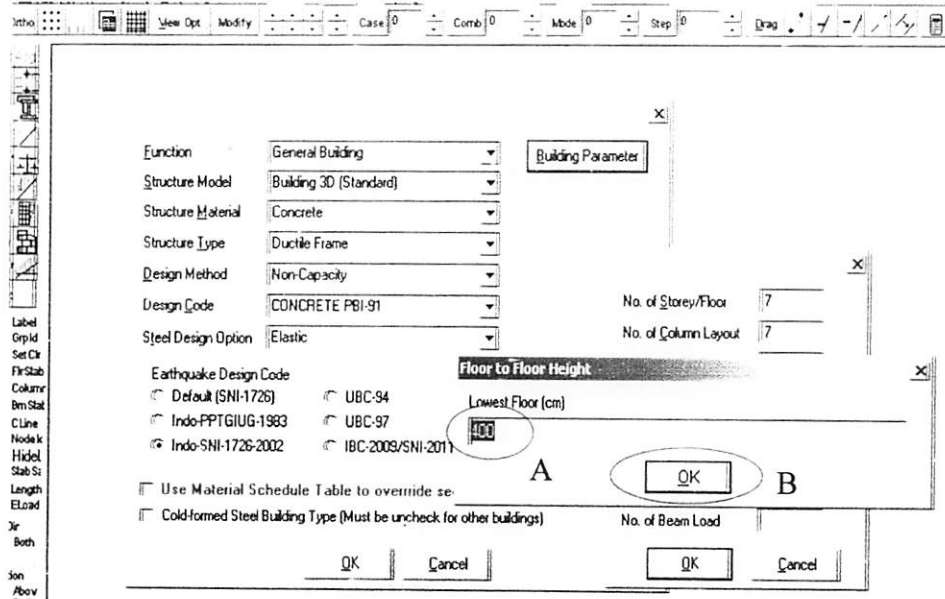
No. of beam layout adalah tipe balok berdasarkan beban yang bekerja, yaitu 7

No. of floor slab data adalah tipe pelat berdasarkan beban yang bekerja, yaitu 2.

J. Klik OK

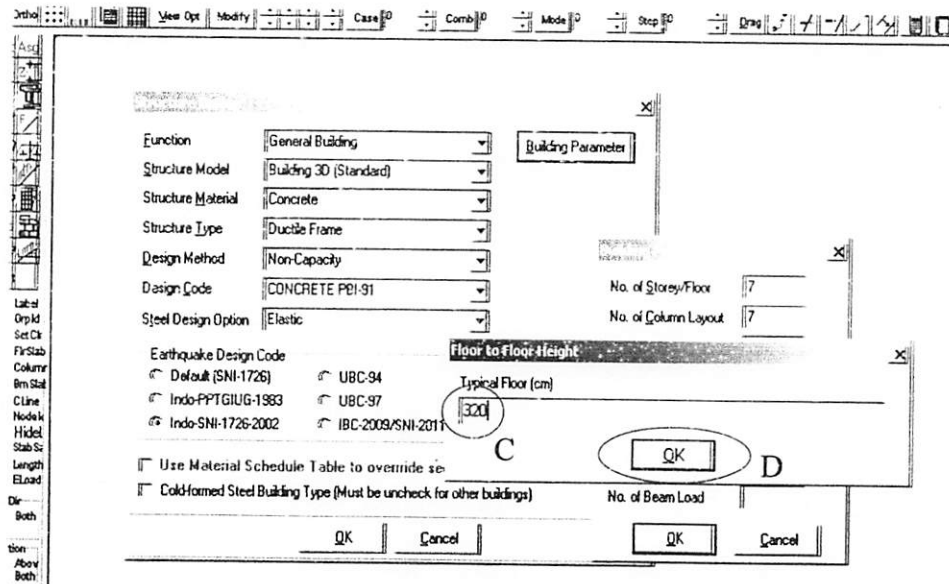
K. Akan tampil menu *floor to floor height*

Lowest floor (cm) adalah tinggi lantai dasar ke lantai di atasnya yaitu 400 cm.



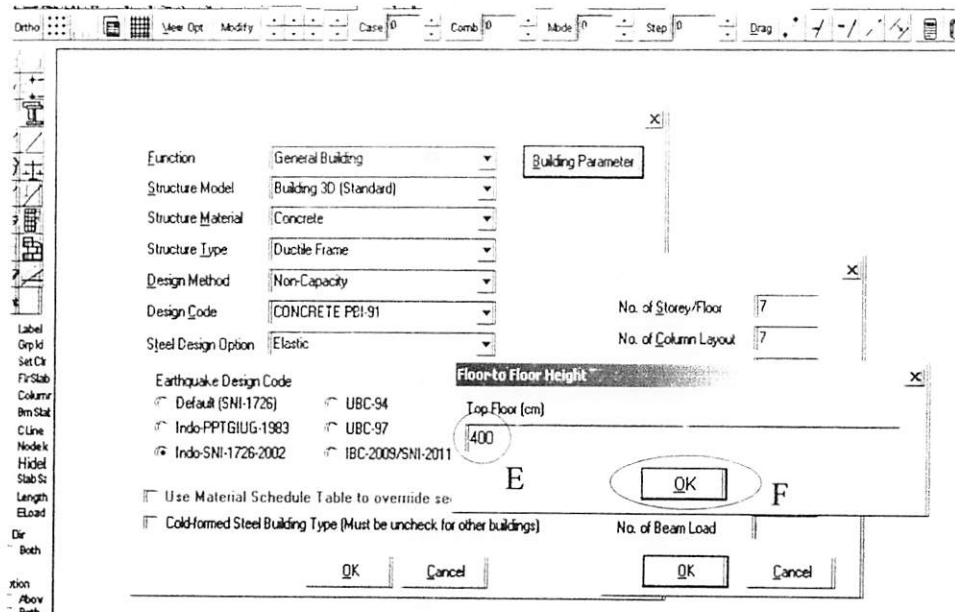
Klik OK

Typical floor (cm) adalah tinggi lantai yang memiliki kesamaan terhadap lantai lainnya yaitu 320 cm.



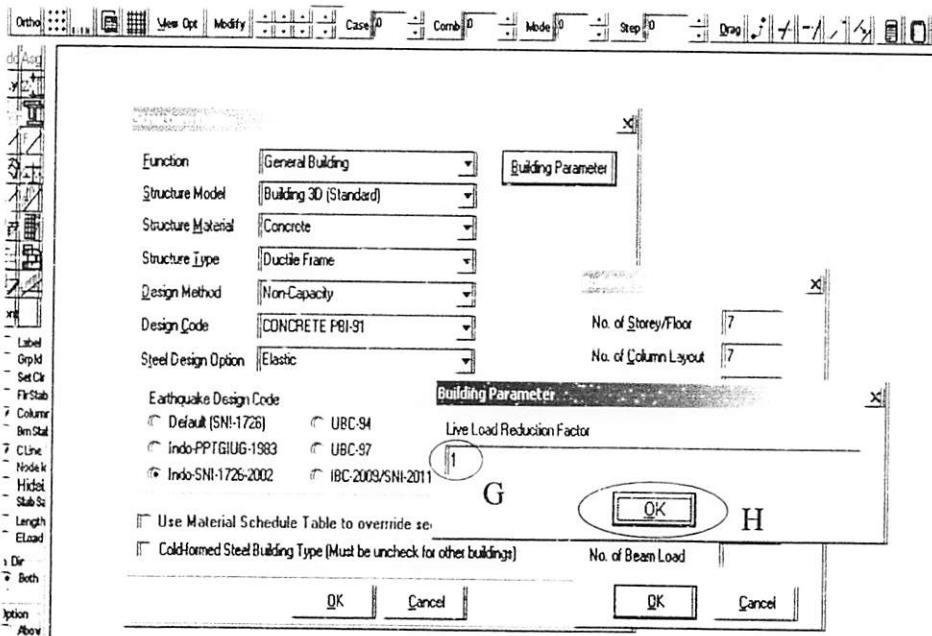
Klik OK

Top floor (cm) adalah tinggi lantai teratas sampai atap yaitu 400 cm.



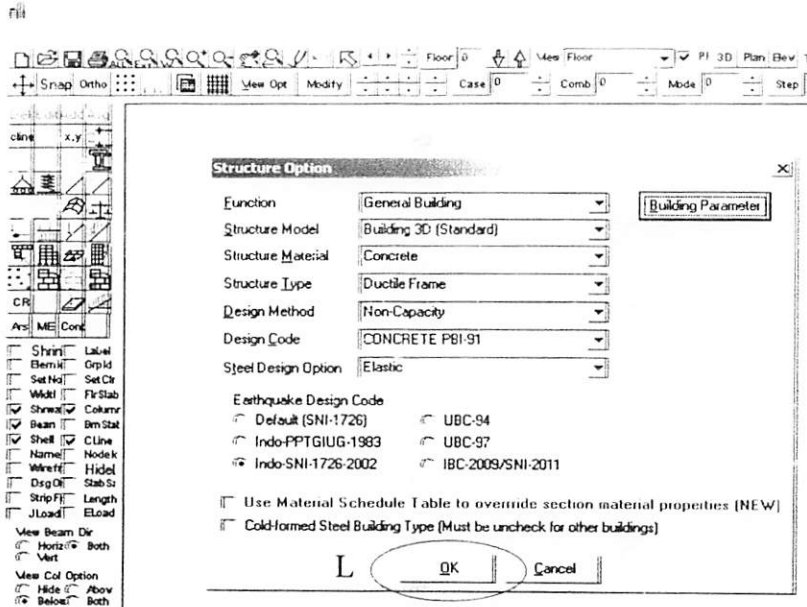
Klik OK

Live load reduction factor, di ambil 1 oleh karena untuk faktor reduksi, sudah digunakan pada saat perhitungan manual.

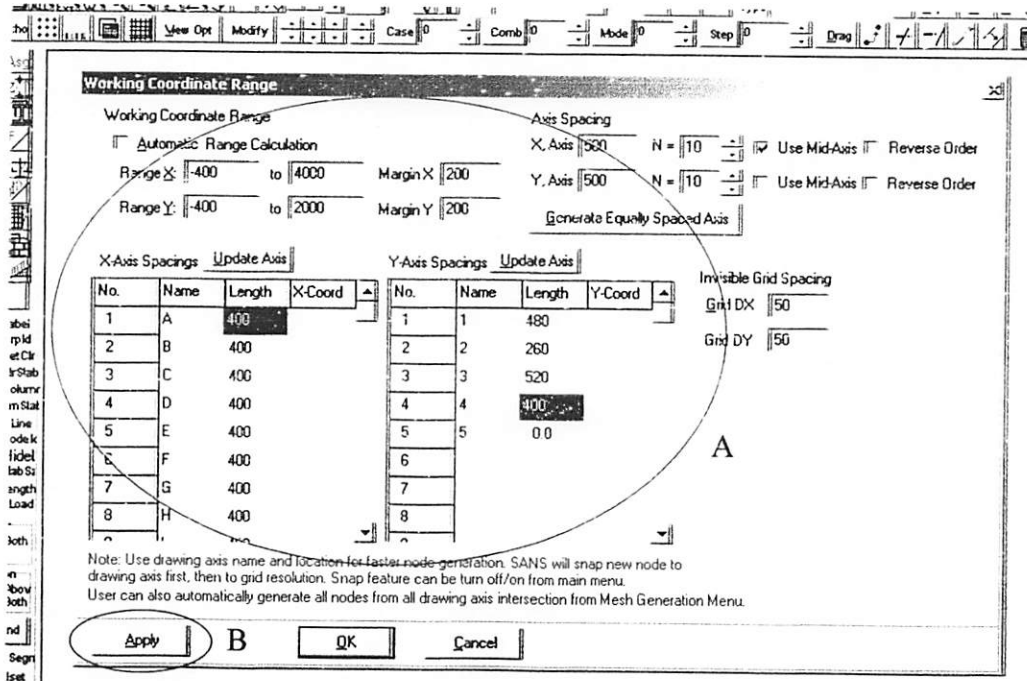


Klik OK

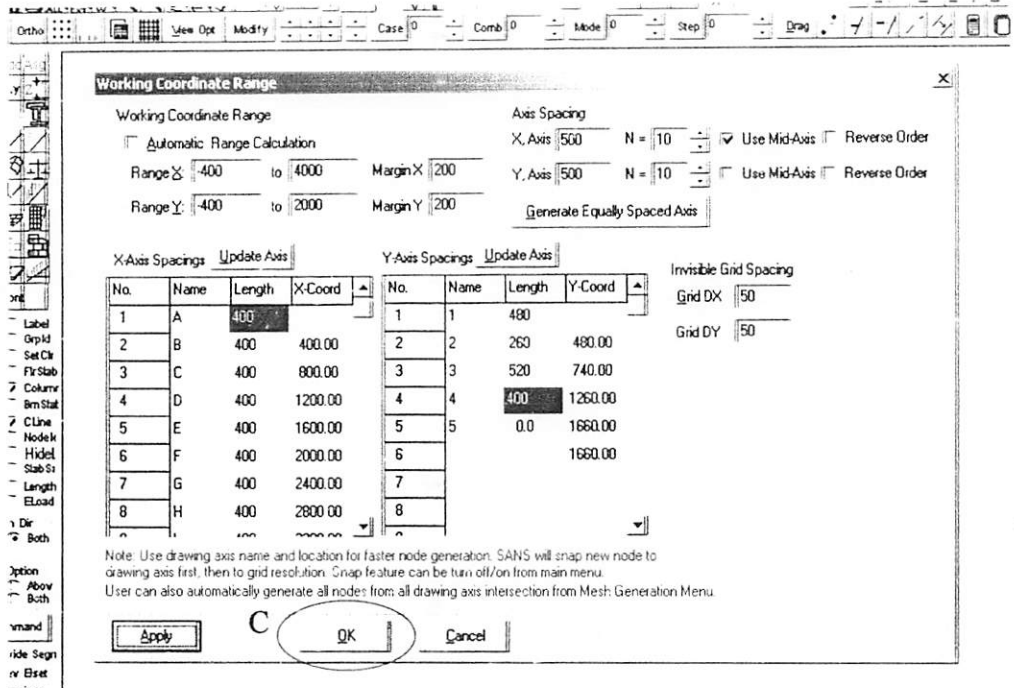
L. Klik OK untuk mengakhiri *structure option*.



5. Akan tampil menu *Working coordinate range*, yang berfungsi sebagai pengatur skala denah dan menentukan jarak antar bentang memanjang dan melintang.

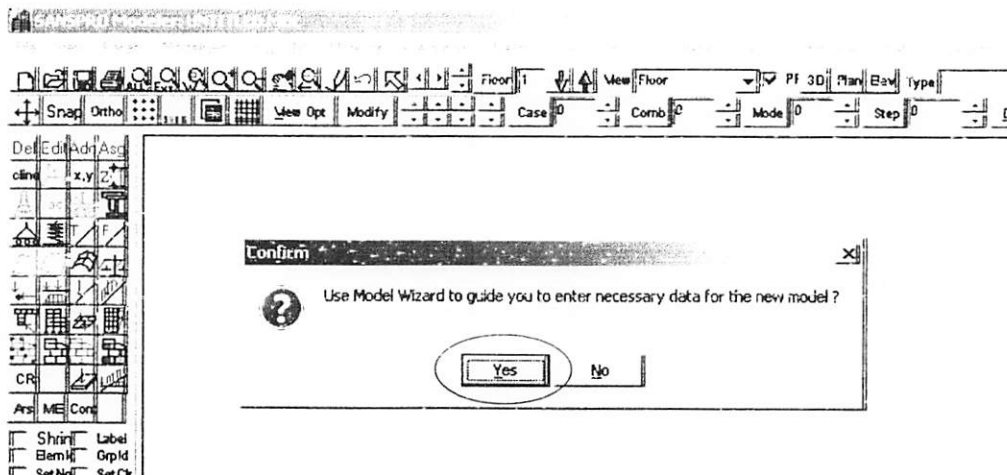


- A. Masukkan nilai jarak antar bentang dan atur skala dengan cara coba-coba sampai di dapat posisi yang diinginkan.
- B. Klik apply, dan akan tampil seperti di bawah ini.

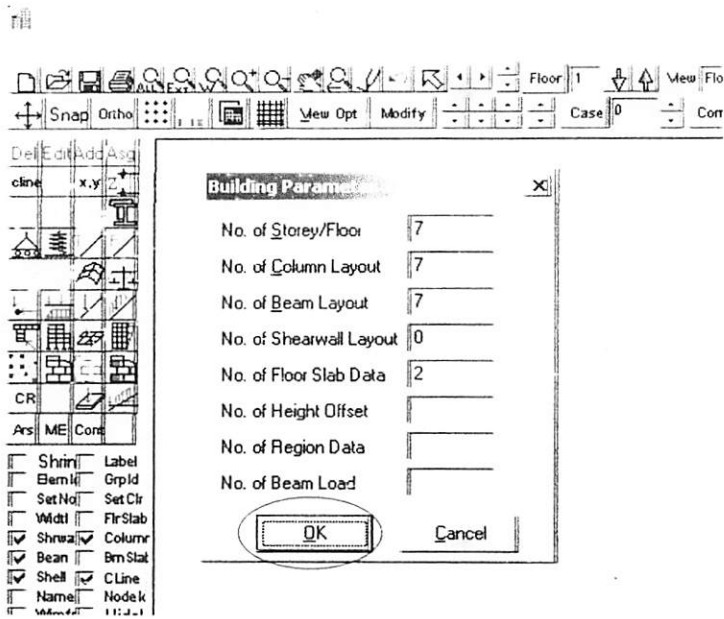


C. Klik OK

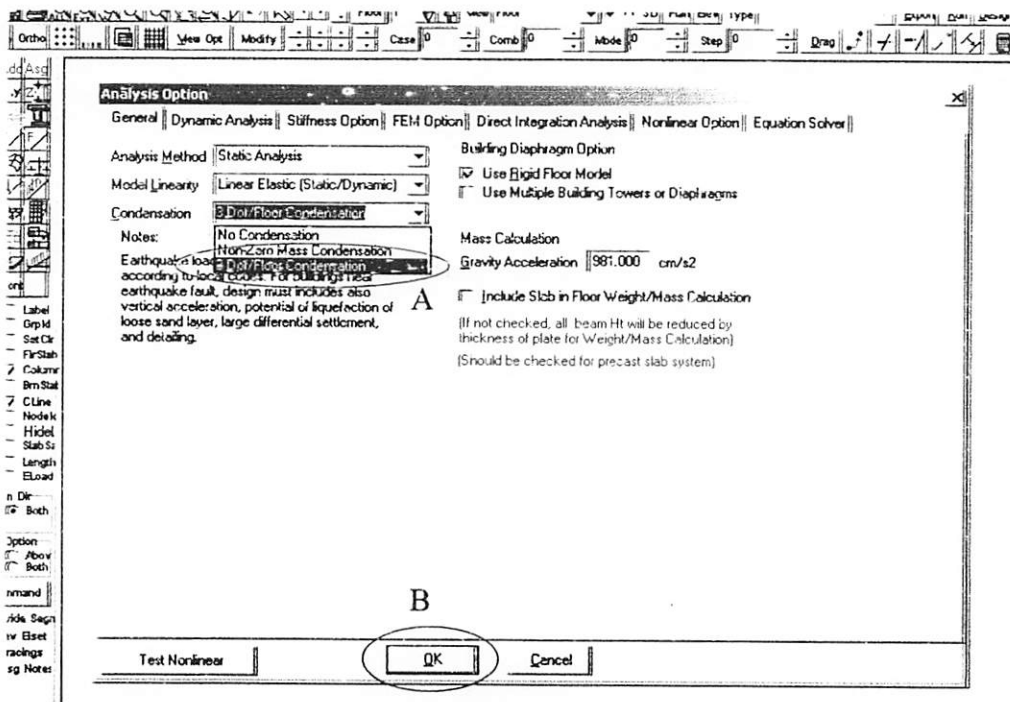
6. Tampil perintah *confirm*, lalu klik *Yes*



- Tampil kembali perintah *building parameter*, sebagai antisipasi terhadap kesalahan *parameter building*. Klik OK.



- Tampil menu analysis option, yang perlu di ubah hanya pada bagian condensation.



A. Pilih 3 Dof/floor condensation

B. Klik OK

9. Klik *mesh*, kemudian pilih *generate nodes from axis intersection*.

w Param ModelGen BUILDING MatProp Preliminary Mesh Object Modify Delete Load Earthquake Analysis Design DsgT

Mesh Generator

Import Mesh (Beam Layout) from DXF Drawing

Import Construction Lines from DXF Drawing

Add Multiple Nodes

Read Nodes from File *.XYZ

Save Nodes To File *.XYZ

Sort Nodes by Coordinate Values

Copy/Move/Edit/Delete Multiple Nodes

Transform/Scale/Shift Node Coordinates

Find a Location

Find a Layout Node Id

Find a FE Model Node Id

Automatically Set Range for Construction Lines

Generate Nodes from Axis Intersections

Generate Nodes from Construction Lines Intersections

Automatically Divide All Construction Lines

Clear (Delete) All Construction Lines

Automatic Mesh Correction for Current Floor

Automatic Mesh Correction for All Floors

Automatic Add Missing Columns for Current Floor

Automatic Add Missing Columns for All Floors

Correct Beam and Wall Nodal Sequence (Left to Right, Bottom-Up)

Merge Close/Duplicate Nodes and Move to Corner (NEW !)

Move Out of Range nodes and move to new location (NEW !)

Delete Unused nodes and assign new node id to objects

Explode Physical Beams (Beams will be erased !)

Generate CFS Building from CFS Beams

Reset to CFS Beams Model (Exploded data will be lost)

Delete CFS Beams (Can not explode anymore !)

Trim a cline with another cline

Extend a cline to another cline

Connect two construction clines

Offset a construction line

Ortho

View Opt

Modify

Label

Grp Id

Set Ctr

Flr Stab

Column

Bm Stab

C Line

Node Id

Hide

Stab Sr

Length

E Load

m Dir

Both

Option

Above

Both

mmand

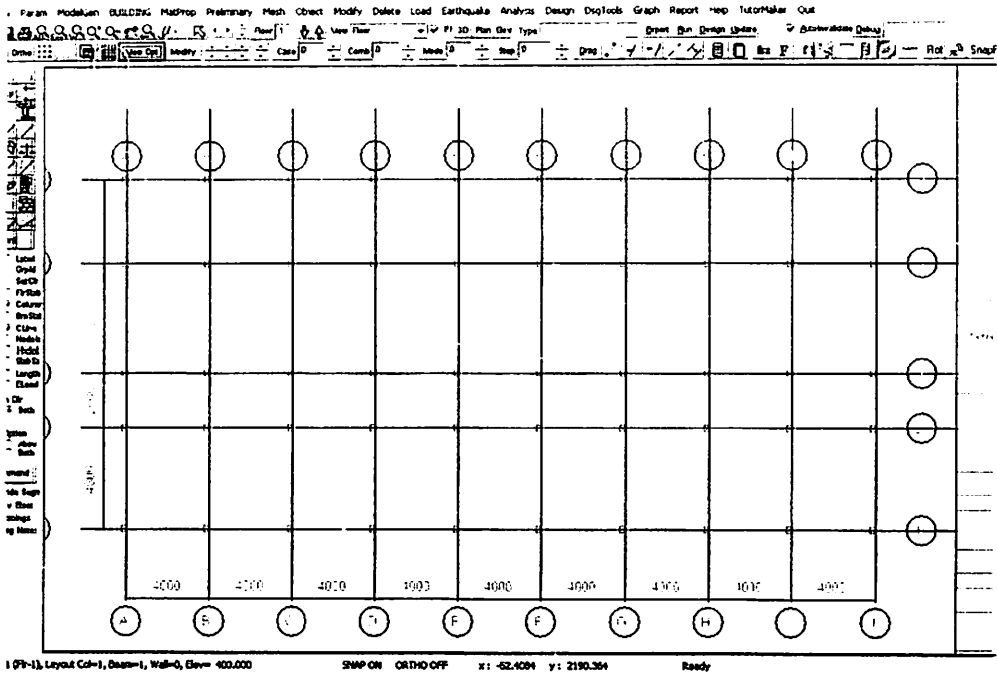
vide Segm

ev Elset

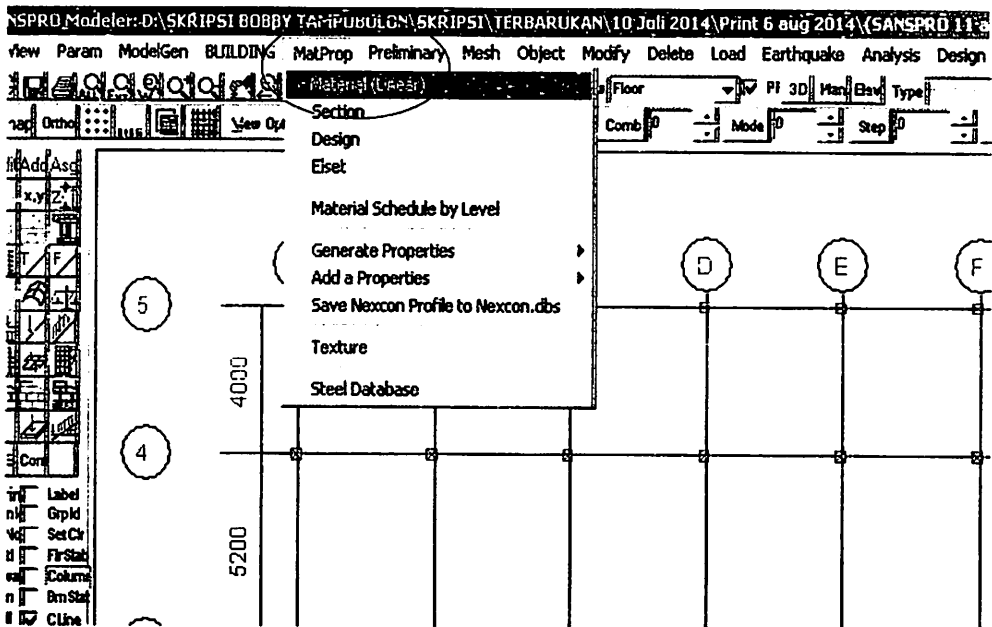
tracings

msg Notes

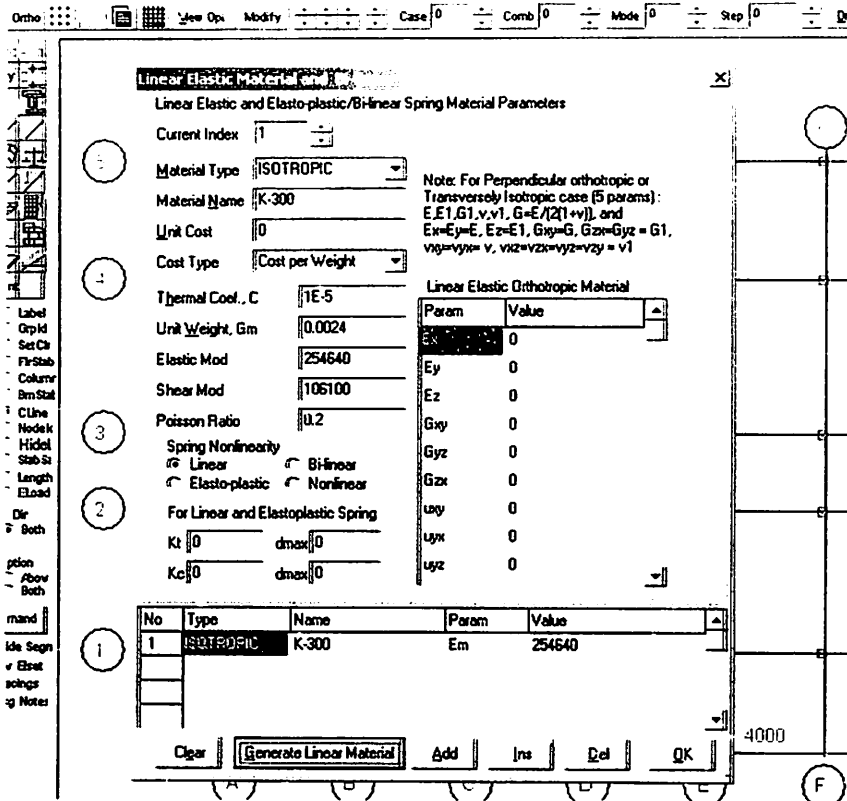
10. Akan tampil seperti di bawah ini, kemudian klik *show grid lines*, untuk menampilkan titik penghubung antar simpul (*node*).



11. Tahap perencanaan dimensi elemen struktural, klik *matprop*, pilih *material (linear)*

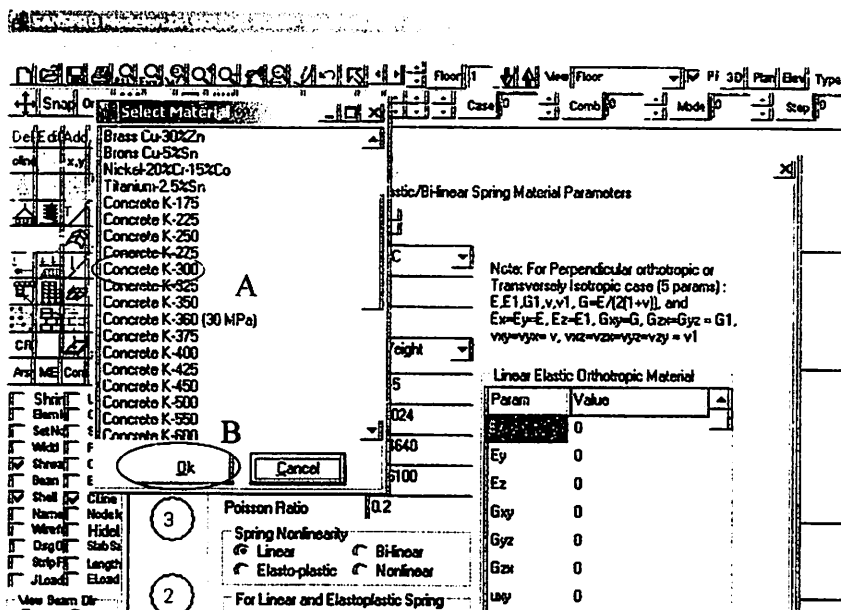


12. Kemudian akan tampil menu linear *elastic material*, lalu klik *generate linear material*.



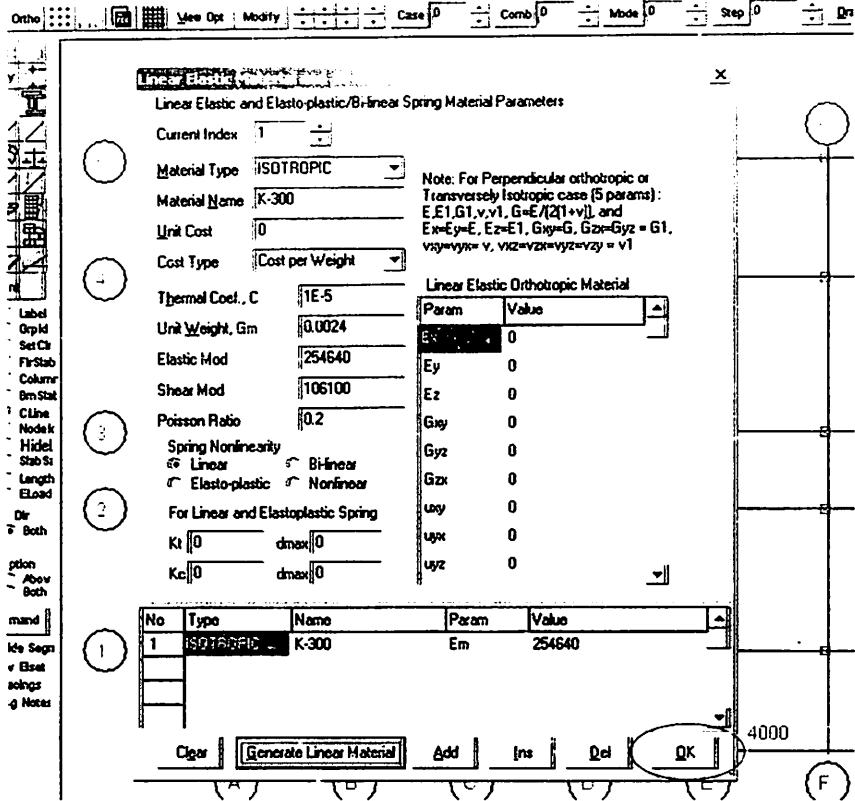
13. Akan tampil menu *select material*, yaitu pilihan untuk mutu beton.

A. Pilih *concrete K-300*, karena dipakai $f'c = 30$ MPa

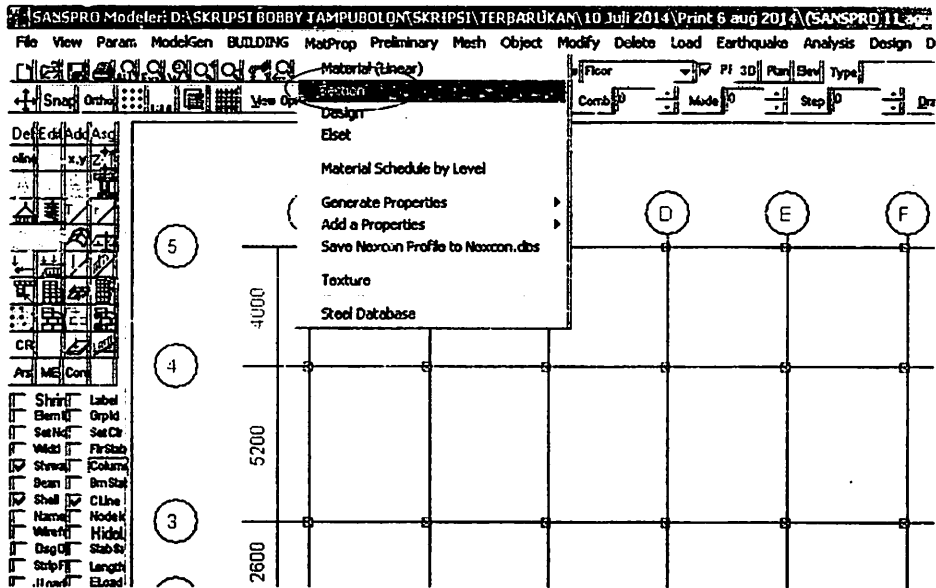


B. Klik OK

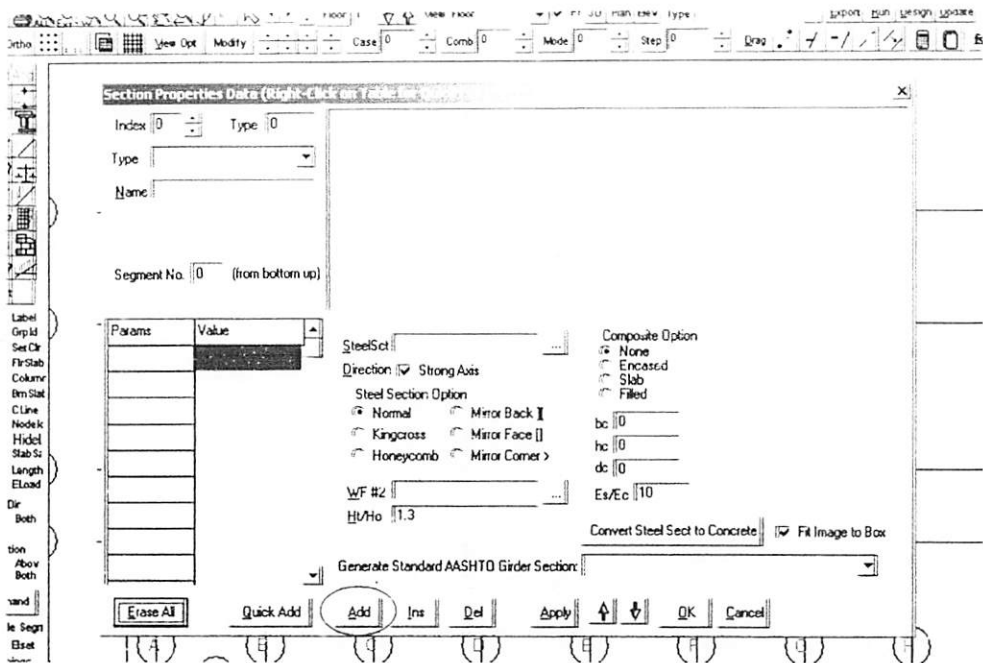
14. klik OK



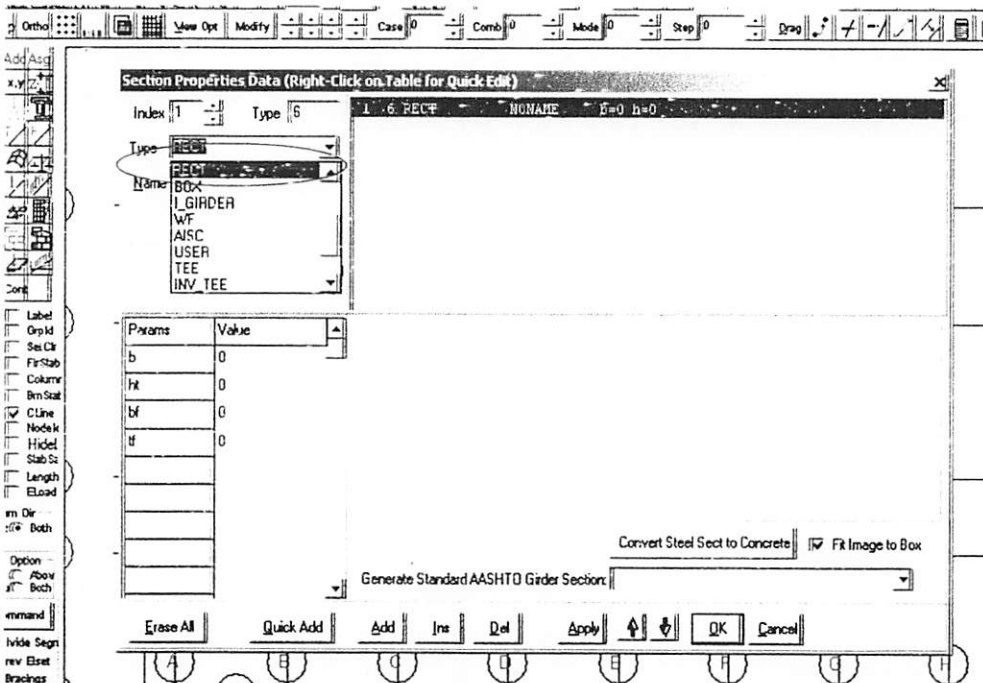
15. Klik *matprop*, kemudian pilih *section*



16. Akan tampil menu *section properties data*, yang berfungsi sebagai pendataan dimensi elemen struktural.

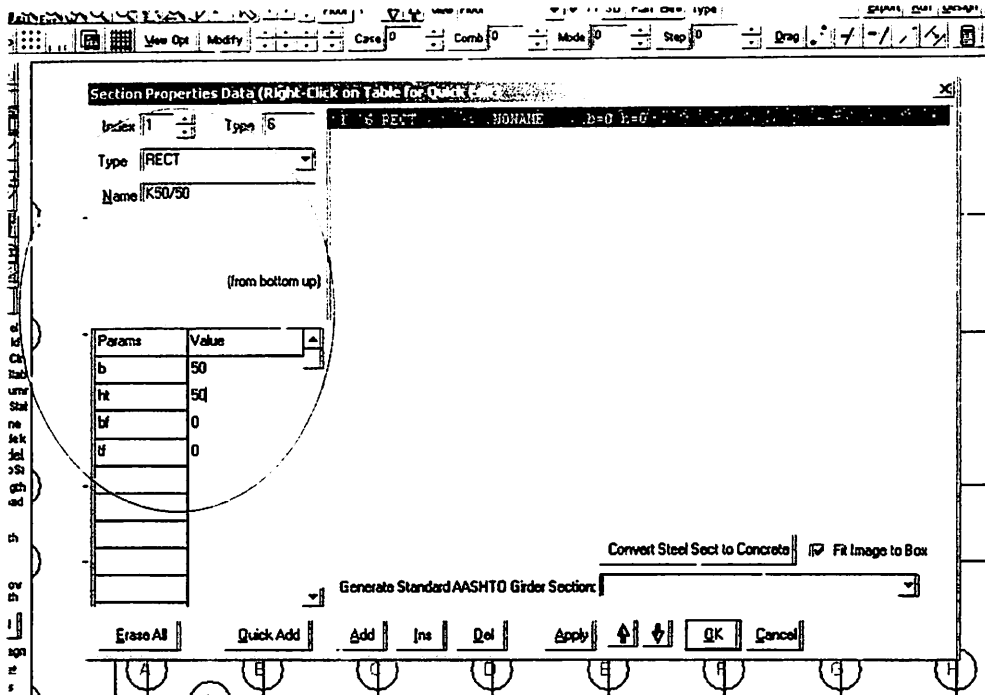


17. Klik *add*, dan akan tampil seperti di bawah ini. kemudian *type* dipilih adalah *RECT*.

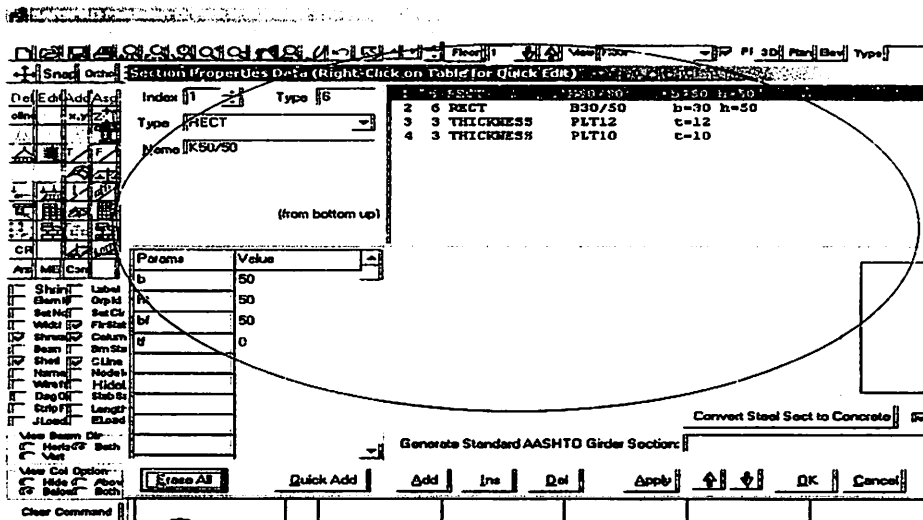


RECT dipakai hanya untuk mendimensi elemen struktural yang berbentuk segi empat.

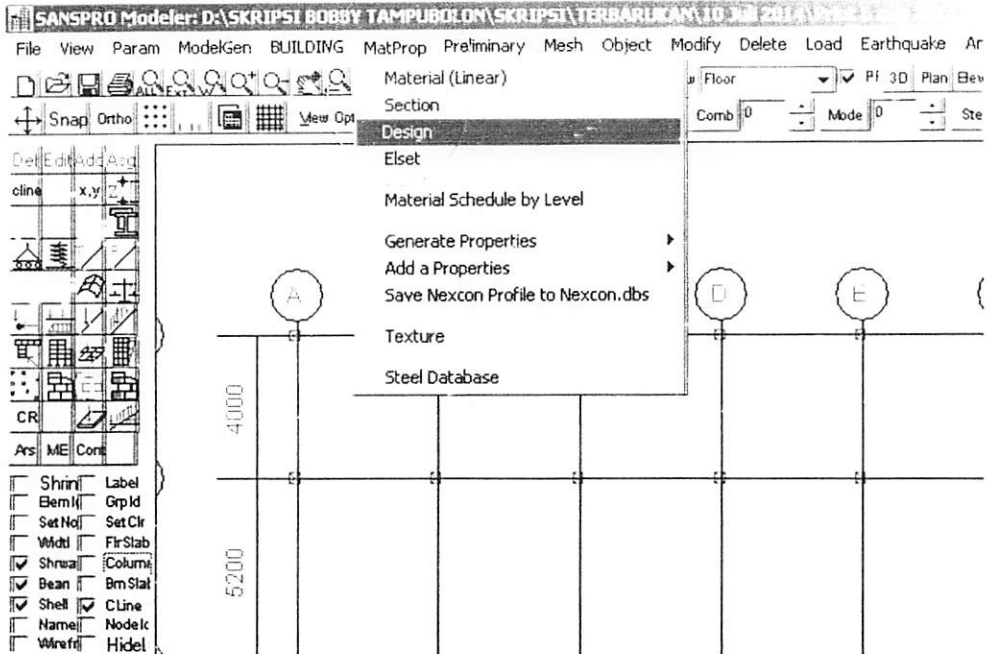
18. Kemudian pada *name*, diisi tanda atau kata pengenal untuk masing-masing elemen, seperti *K50/50* untuk kolom. Kemudian params *b* adalah lebar kolom arah x dan *ht* adalah lebar kolom arah y.



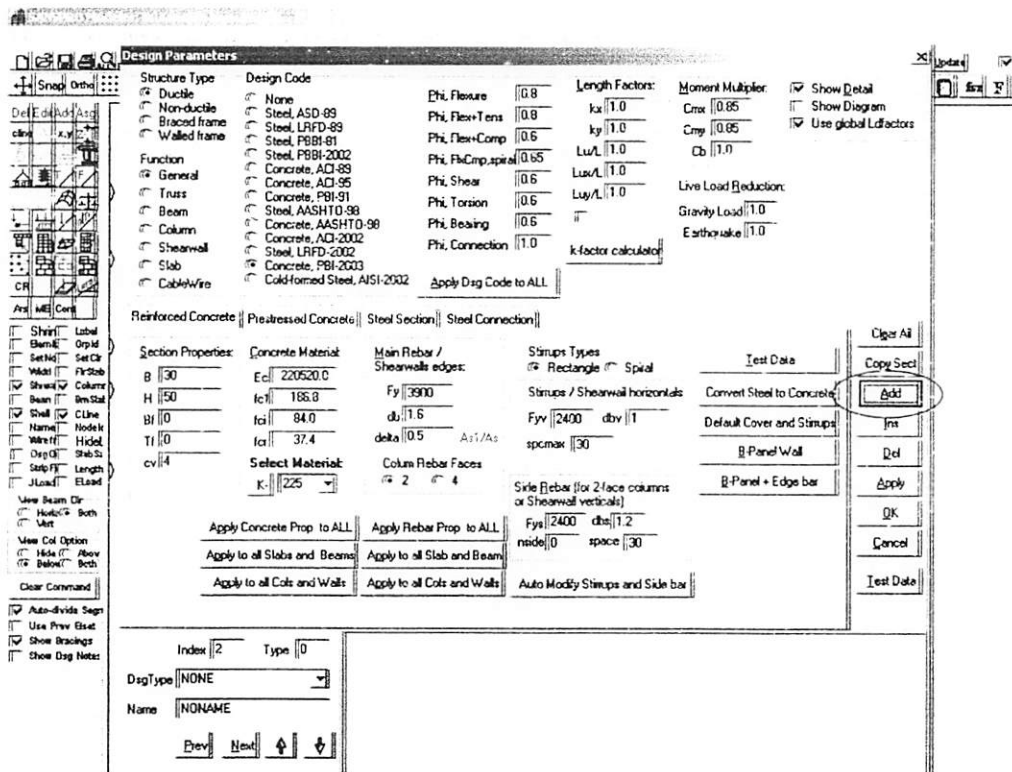
19. Begitu seterusnya untuk elemen struktural lainnya, untuk elemen pelat, pada *type* di pilih *thickness*. Dan setiap mengawali pendimensian elemen struktural, harus diawali dengan *add*. kemudian klik OK untuk mengakhiri.



20. Untuk tahap perencanaan tulangan, klik *matprop*, kemudian pilih *design*

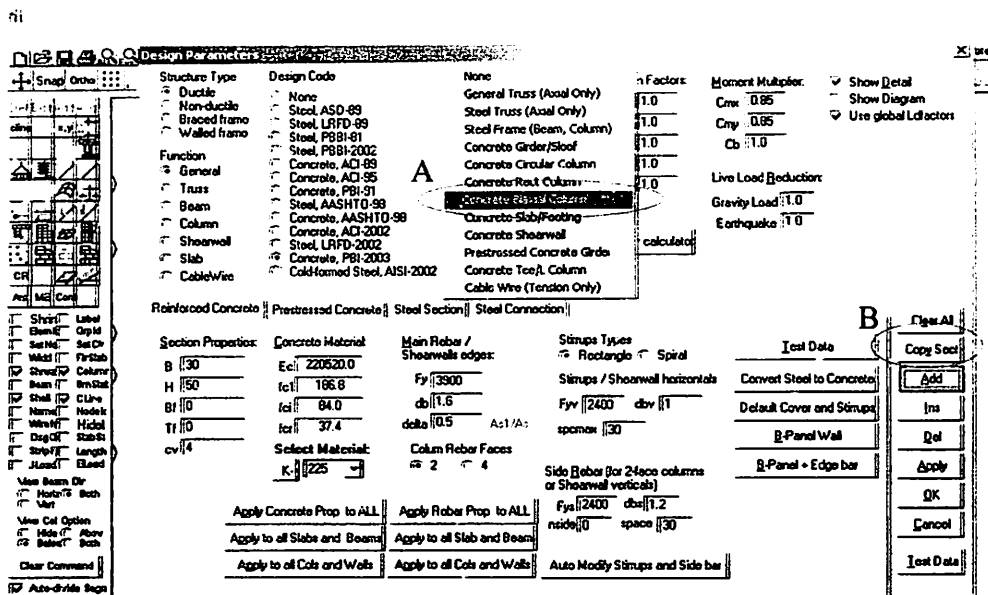


21. Akan tampil *design parameter*, dan kemudian klik *add* untuk memulai.



22. Akan tampil design parameter.

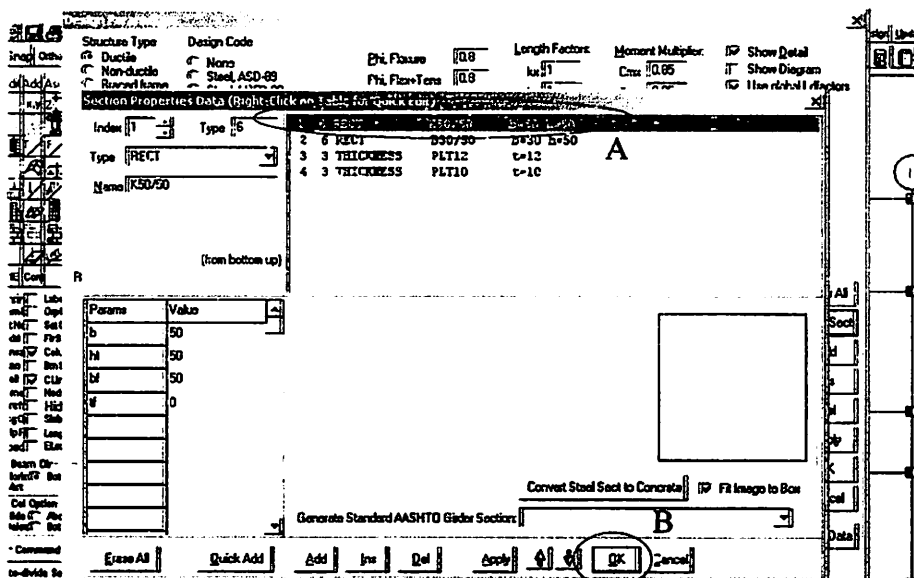
A. pilih *concrete biaxial column* untuk mendesain tulangan kolom.



B. kemudian *copy section*

23. Akan tampil *section properties data*

A. Pilih no 1 untuk desain kolom, oleh karena sebelumnya telah ditetapkan bahwa no 1 adalah kolom.



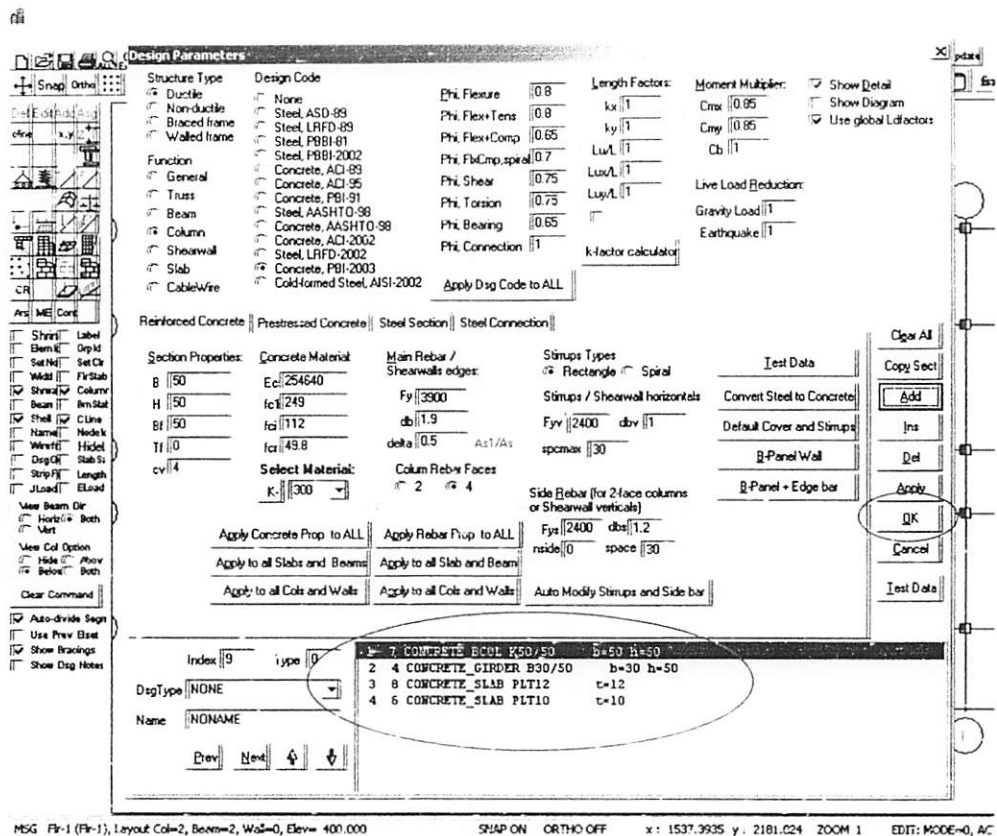
B. Klik OK

24. Begitu seterusnya sampai pada pelat.

A. Untuk balok setelah di klik *add*, yang dipilih bukan *concrete biaxial column*, tetapi *concrete girder/sloof*.

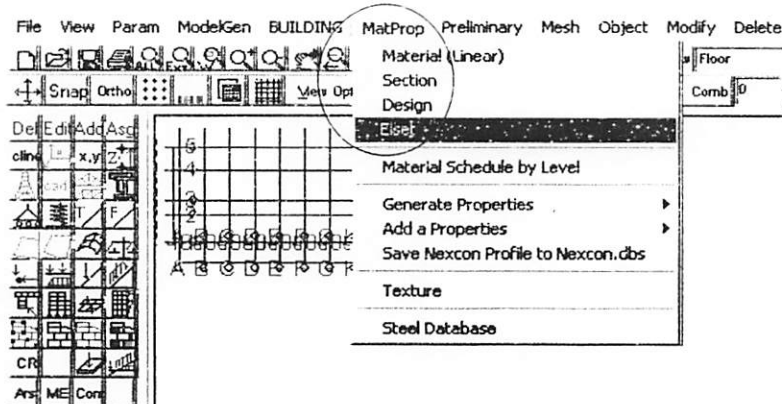
B. Untuk pelat setelah klik *add*, pilih *concrete slab/footing*.

Setelah semua telah diinputkan, maka akan tampil seperti di bawah ini.

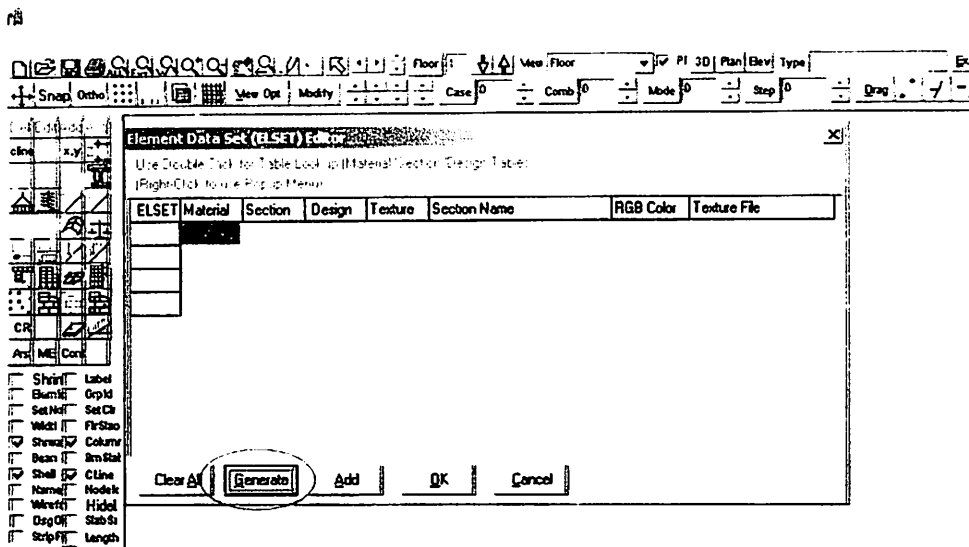


Klik OK

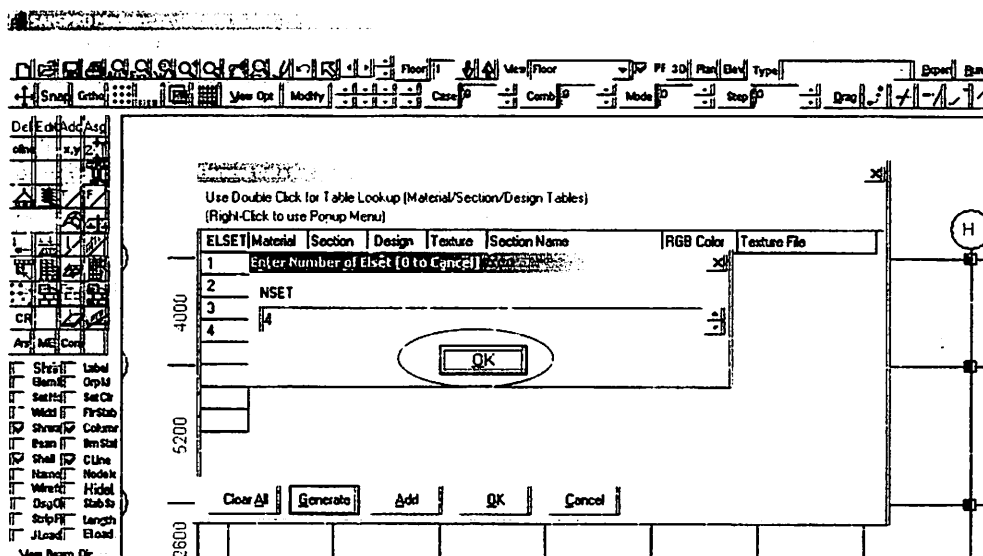
25. Klik *matprop*, kemudian pilih *elset*



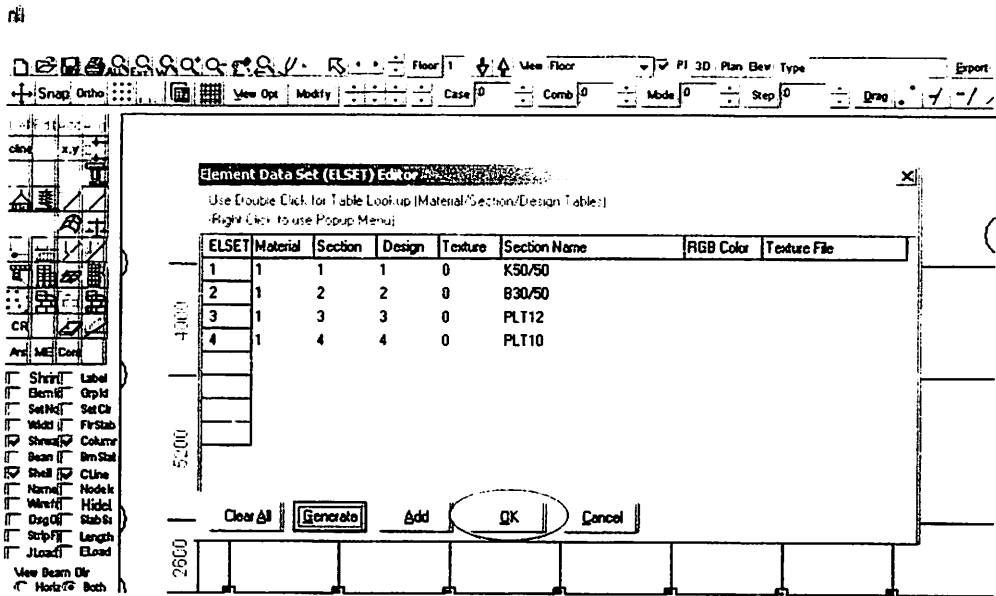
26. Akan tampil *element data set (elset)* editor, kemudian klik *generate*.



27. Akan tampil seperti di bawah ini, itu berarti ada 4 elemen struktural yang direncanakan. kemudian klik OK

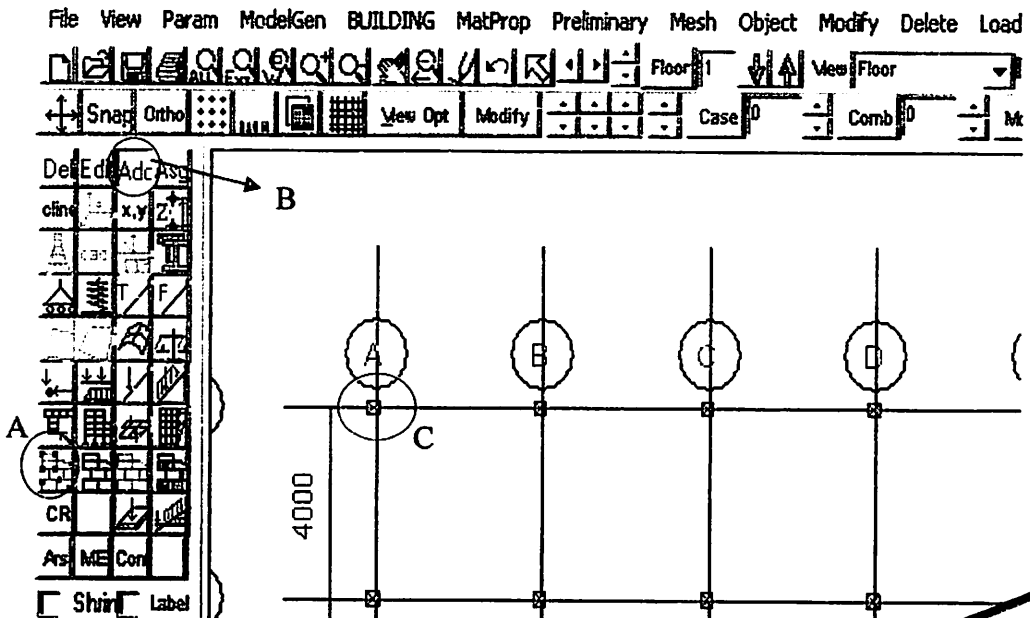


28. Setelah semua elemen struktural telah terinput, kemudian klik OK



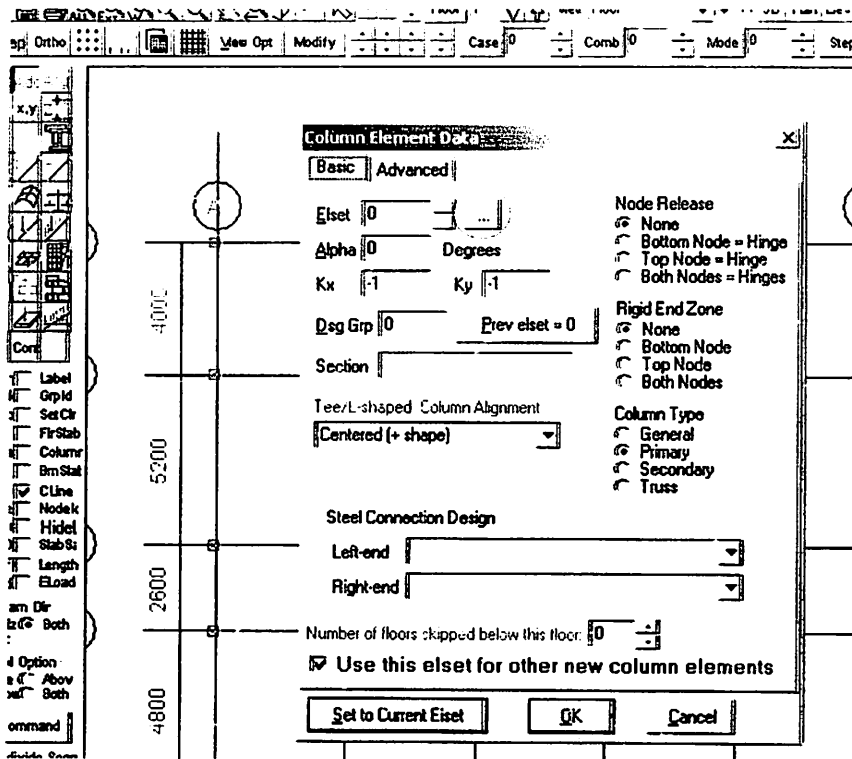
29. Menampilkan simbol kolom pada simpul

- Klik *column layout*
- Klik *add*
- Klik salah satu titik simpul



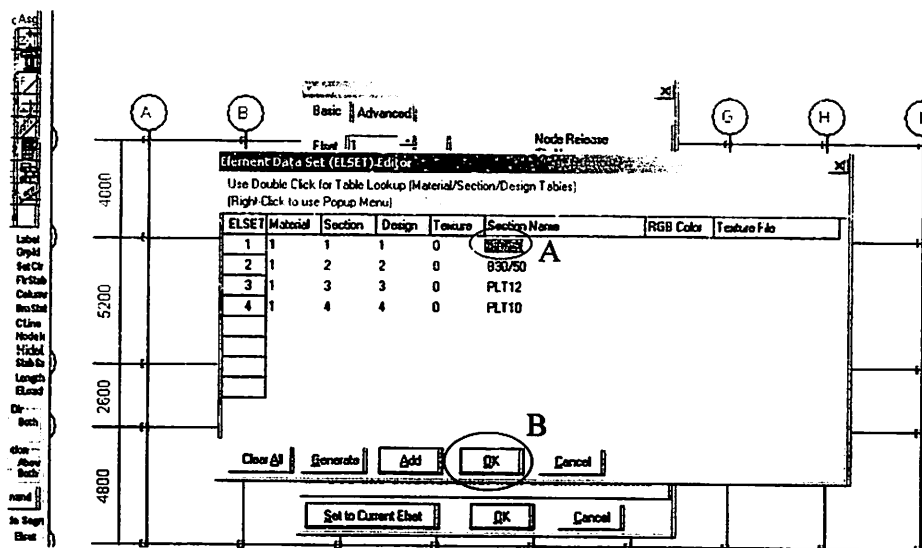


30. Maka akan tampil menu *column element data*, kemudian klik (*titik-titik*) di *samping elset*.



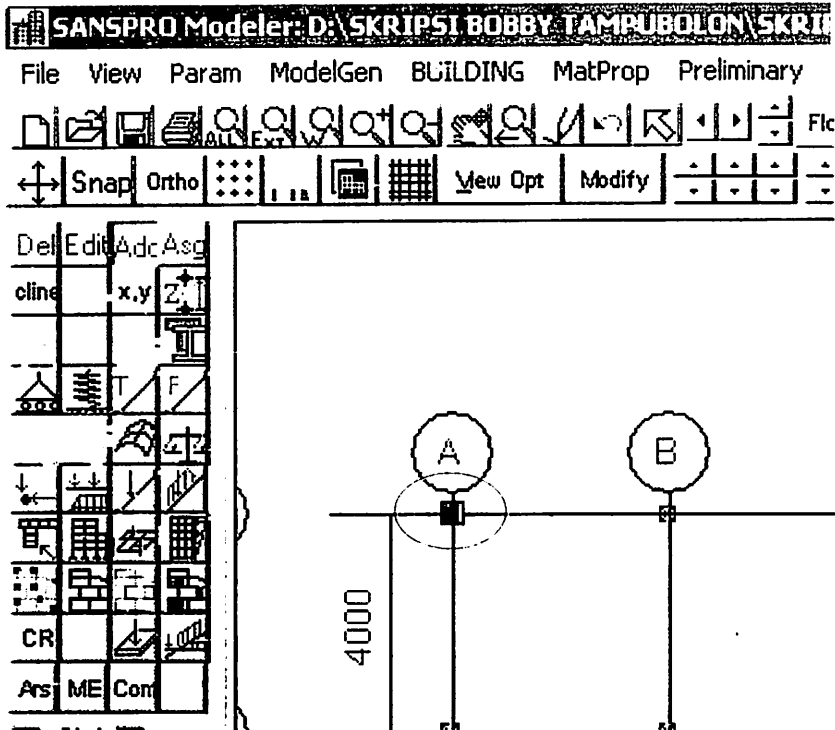
31. Akan tampil *element data set (ELSET) editor*

A. Klik no 1, sesuai ketentuan awal bahwa no 1 adalah keterangan elemen kolom.

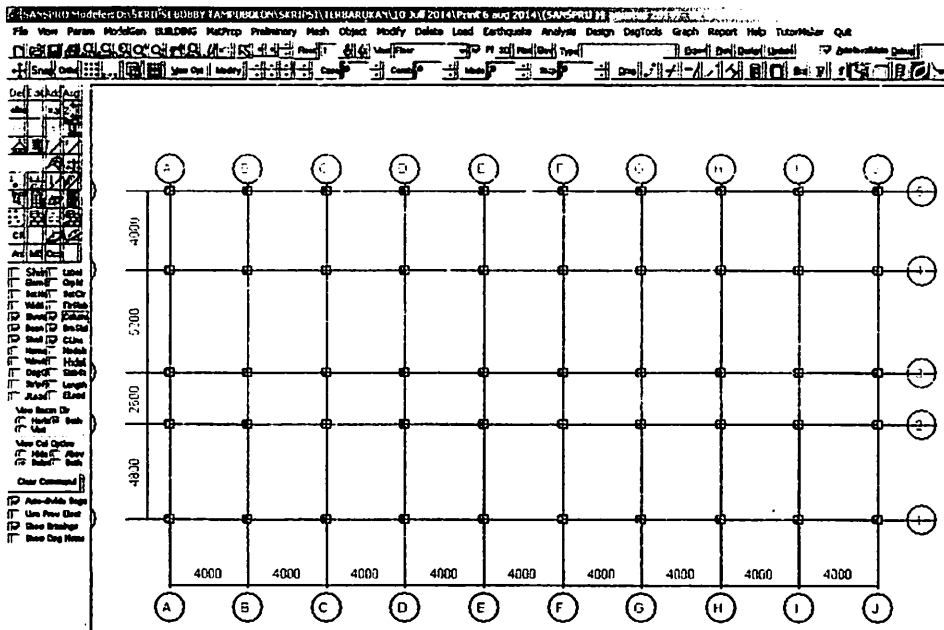


B. Klik OK

32. Maka kolom pada 1 titik sudah tampil

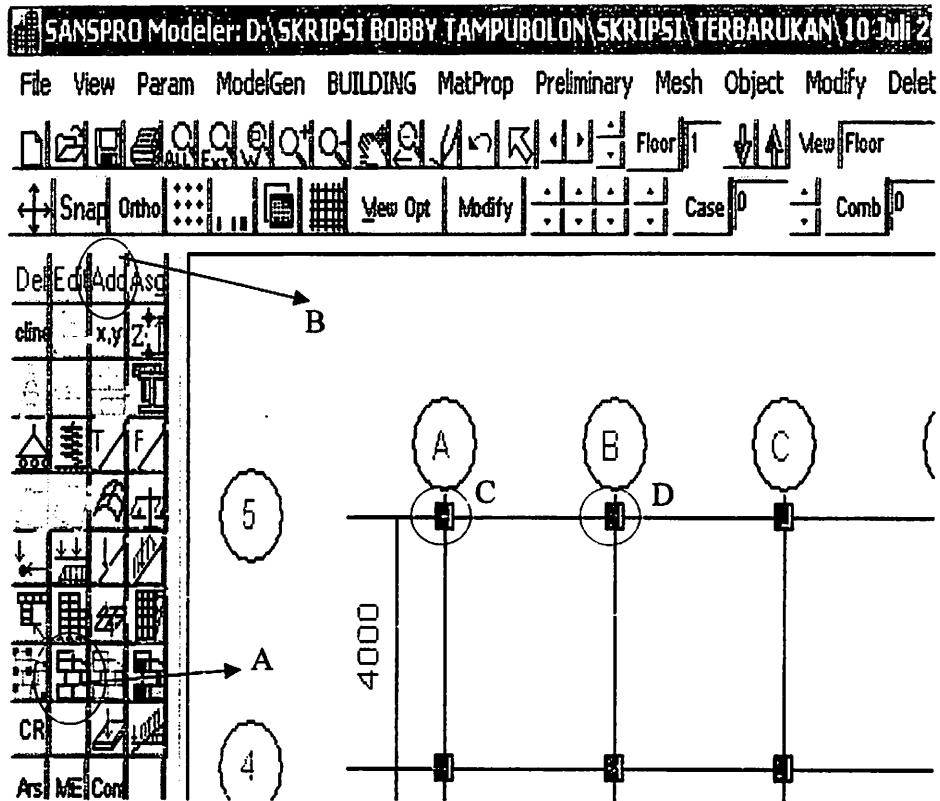


33. Begitu seterusnya sampai semua titik simpul terisi kolom



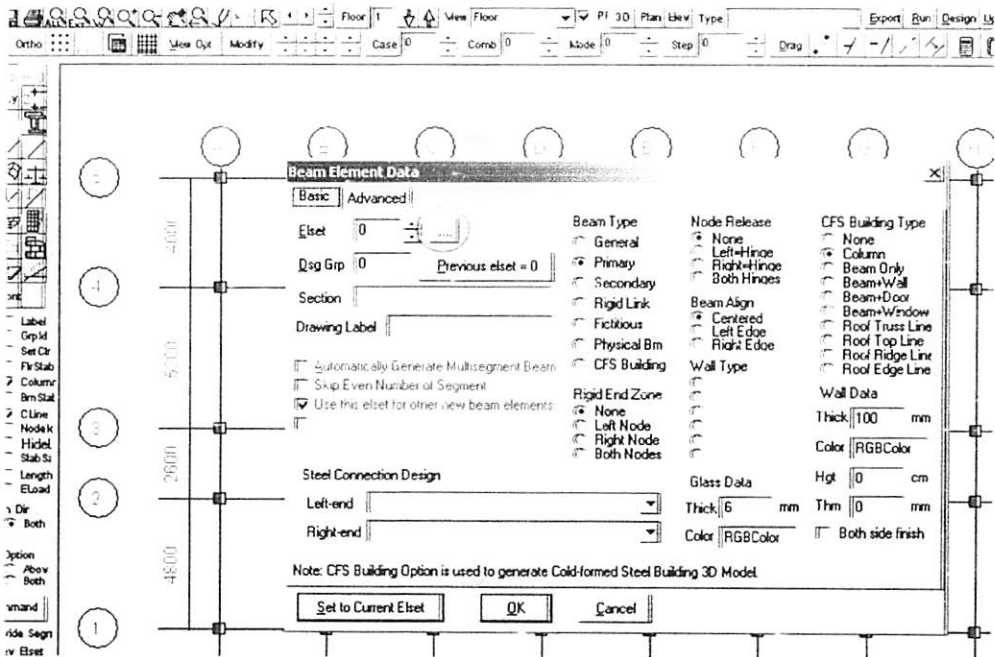
34. Menampilkan simbol balok pada bentang

- A. Klik *beam layout*
- B. Klik *add*
- C. Klik simpul yang mengawali bentang yang di tinjau
- D. Klik simpul yang mengakhiri bentang yang di tinjau.



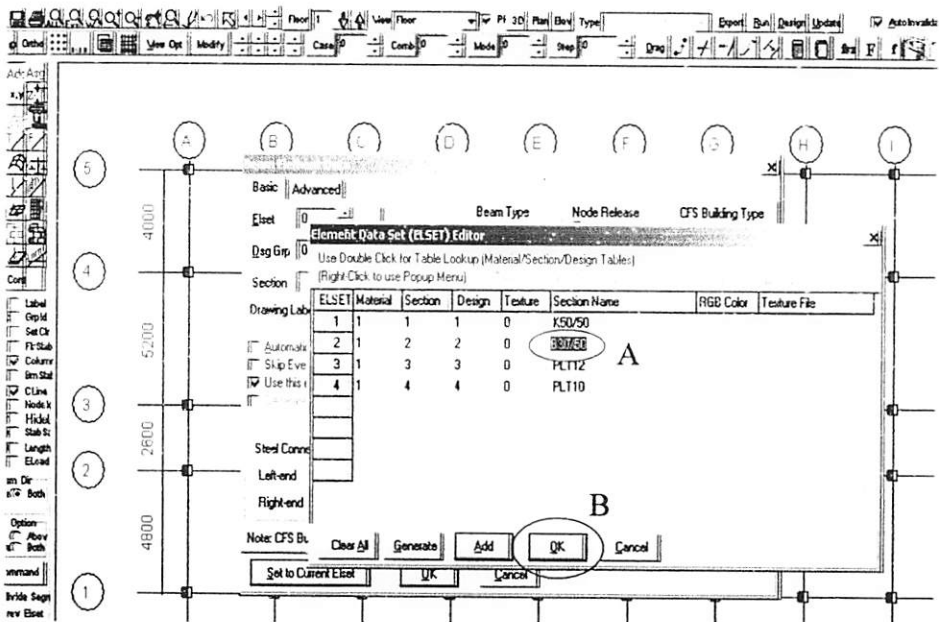
Apabila tipe bentang dari simpul A sampai simpul C atau dari simpul A sampai simpul J tipe baloknya sama, maka simpul yang mengakhiri bentang boleh terletak pada simpul C ataupun simpul J.

35. Tampil menu *beam element data*, kemudian klik (*titik-titik*) di samping *elset*.



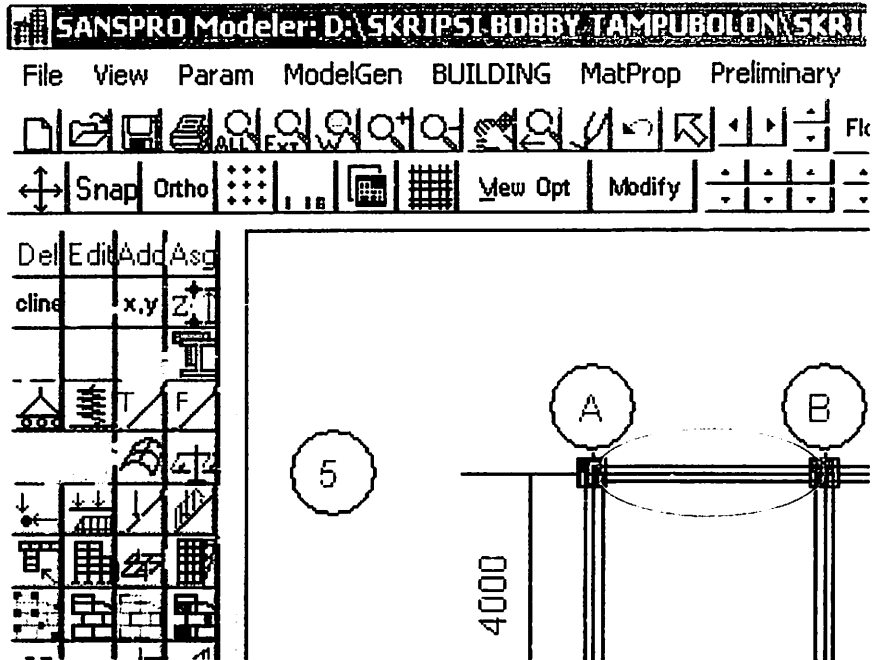
36. Tampil menu *element data set (ELSET) editor*.

- A. Pilih tipe balok yang di tinjau
- B. Klik OK

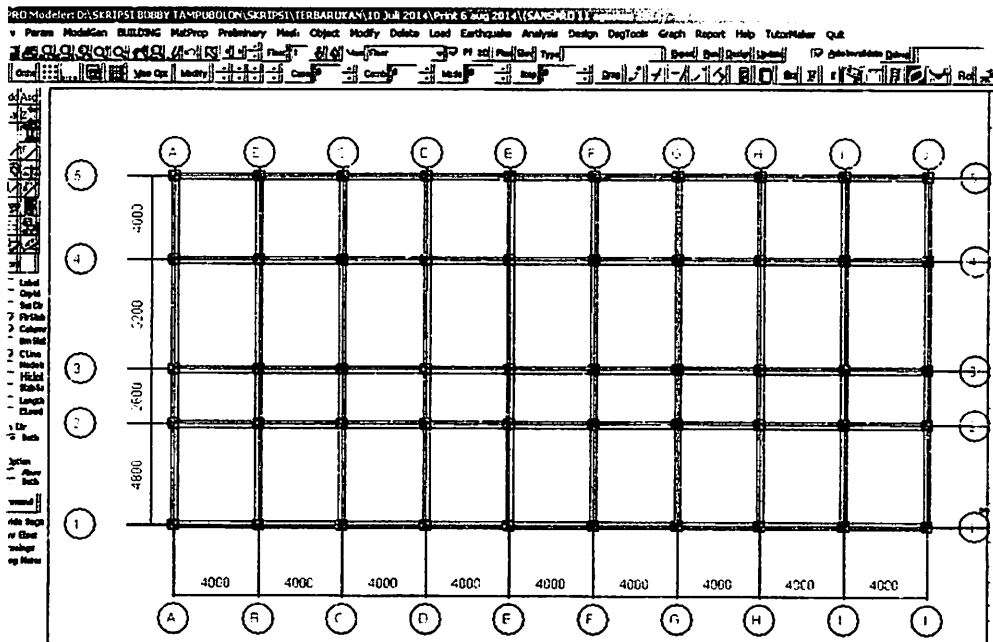


Setelah itu klik OK.

37. Akan tampil simbol balok pada gambar.

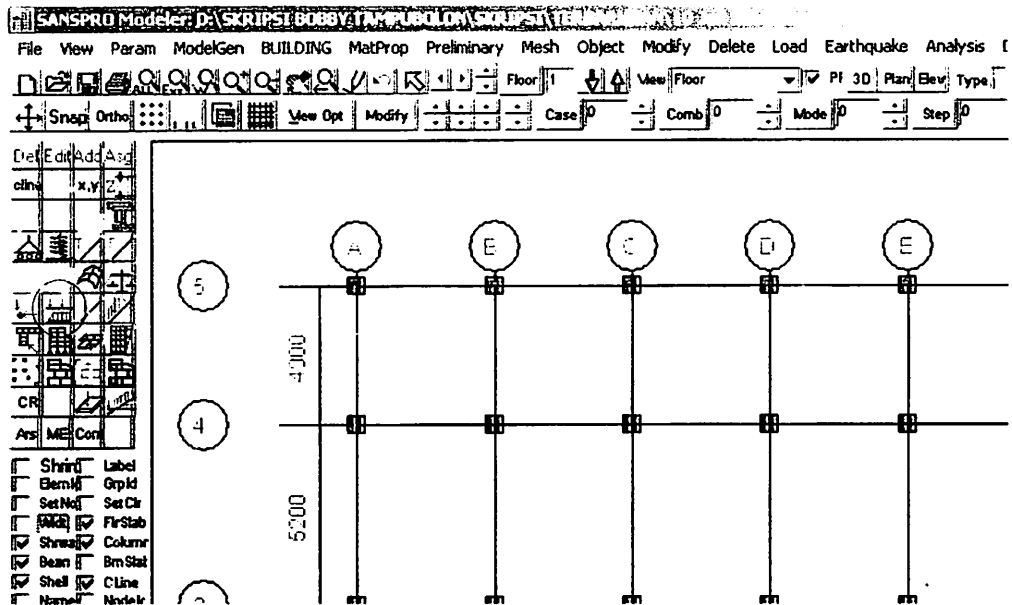


38. Begitu seterusnya sampai semua bentang terisi balok.



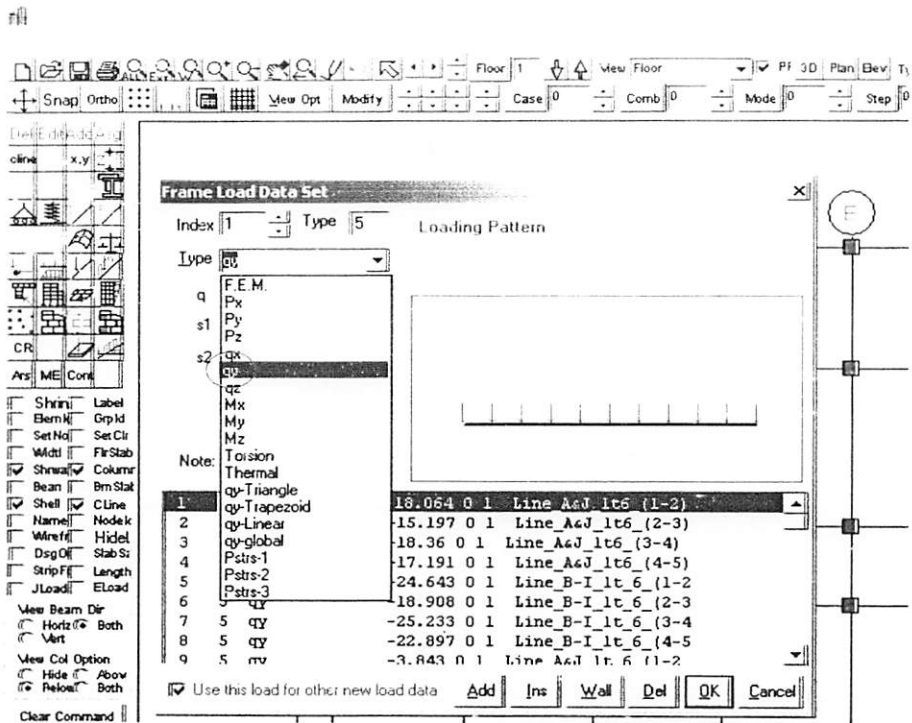
39. menginput beban ke dalam program SANSPRO.

Klik *member load table*.

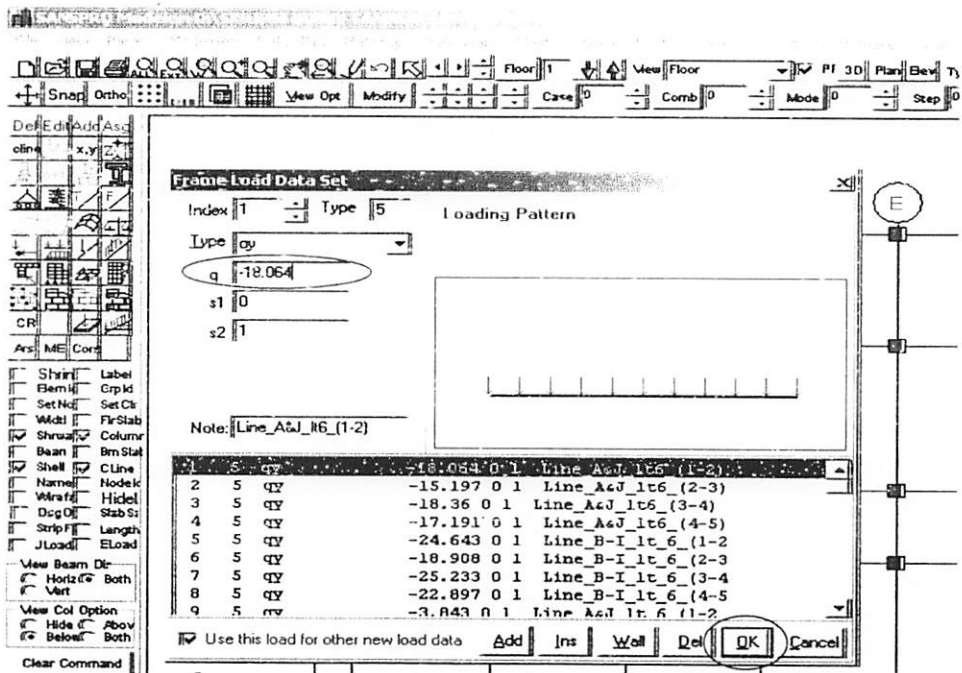


40. Akan tampil menu *frame load data set*, kemudian masukkan nilai-nilai pembebanan yang telah dihitung secara manual pada analisa pembebanan, yaitu beban hidup dan beban mati. Tidak termasuk berat sendiri balok sebab pada program, berat sendiri balok telah terhitung secara otomatis. Oleh karena beban aksial, maka tipe yang digunakan adalah qy dengan nilai negatif sebab arah beban aksial terpusat ke bawah.

A. type di pilih adalah q_y

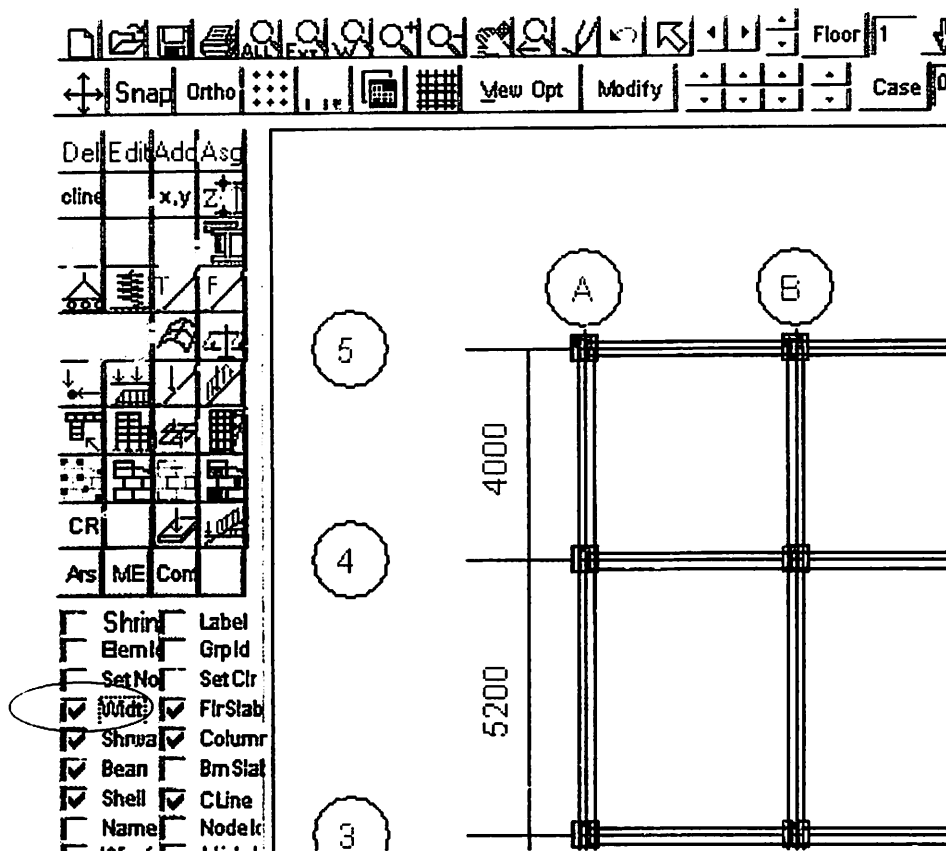


B. Nilai pembebanan di masukkan di baris q , begitu seterusnya sampai bagian terakhir.

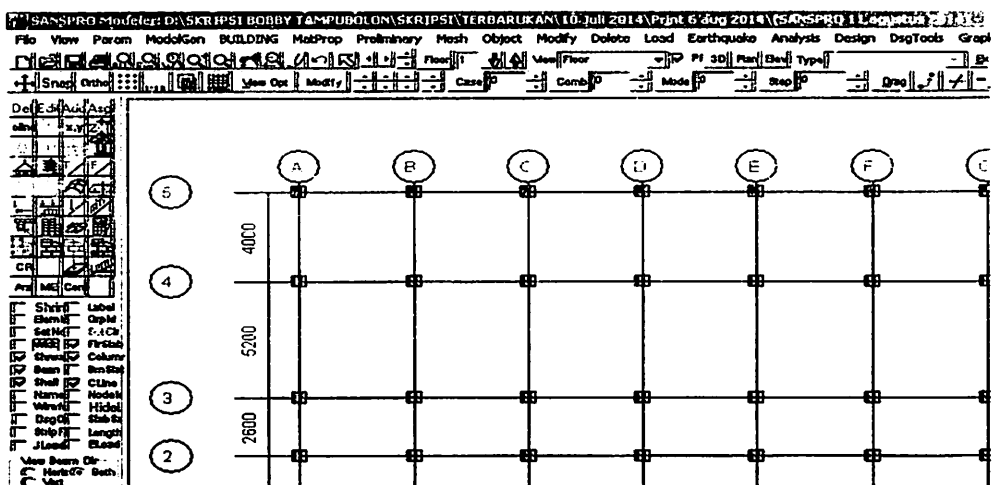


C. Klik OK

41. Untuk memasukkan beban pada gambar, akan lebih baik jika simbol balok di hilangkan terlebih dahulu, agar gambar untuk pembebanan terlihat jelas. hilangkan tanda centang pada opsi *width*.

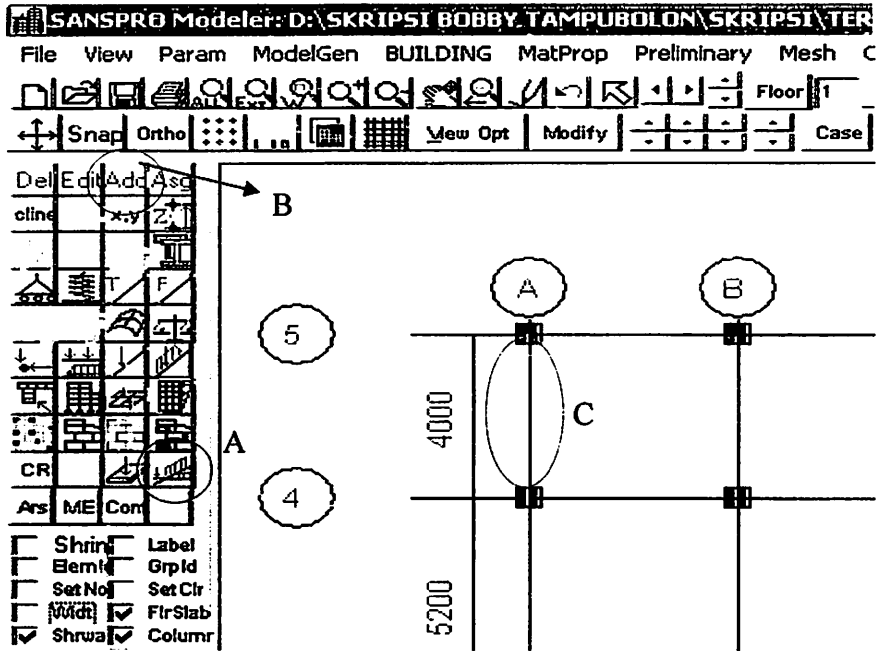


42. Tampilan akan menjadi seperti di bawah ini.

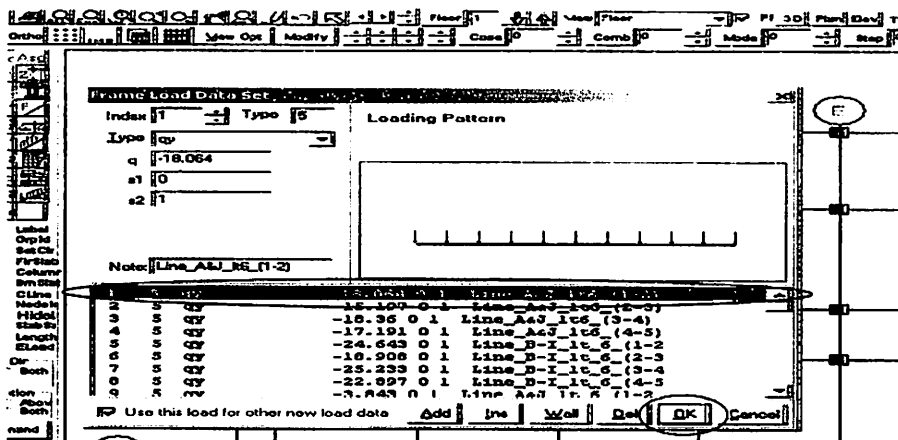


43. Memasukkan beban mati pada setiap bentang

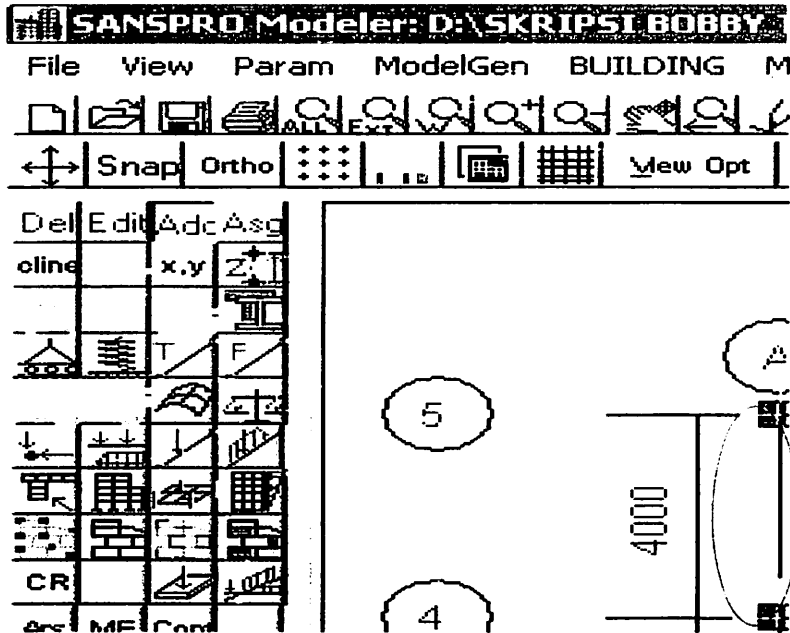
- A. Klik *frame load table*
- B. Klik add
- C. Klik salah satu bentang yang akan diberi beban



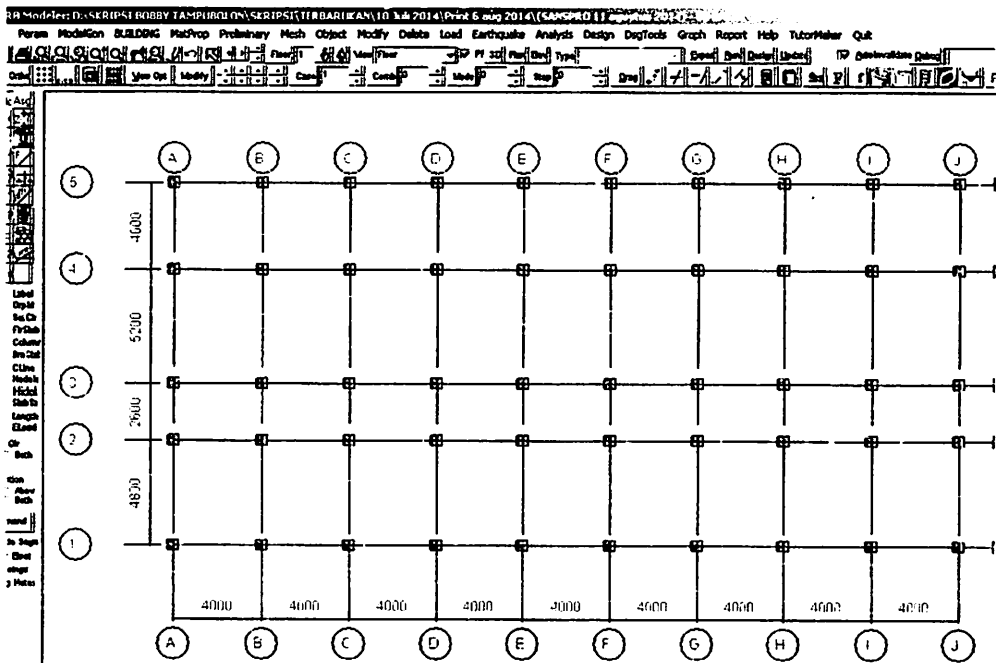
44. Akan tampil menu *frame load data set*, kemudian klik nilai beban yang akan di masukan ke dalam bentang yang di tinjau, lalu *klik OK*. Beban yang dimasukkan kesetiap bentang harus sesuai dengan beban yang telah direncanakan pada setiap bentang. Jangan sampai salah memasukkan beban, oleh sebab hasil perhitungan nantinya tidak akan sesuai dengan yang direncanakan.



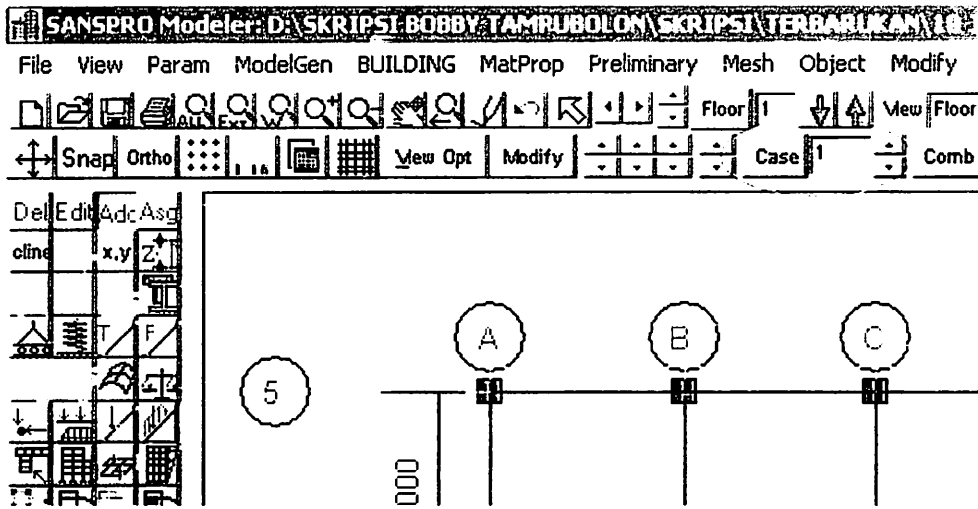
45. Akan tampil simbol untuk beban hidup



46. Begitu seterusnya sampai semua bentang terisi beban yang direncanakan.



47. Ada 1 hal yang sangat perlu diperhatikan dalam memasukkan nilai beban, yaitu pada menu *case*

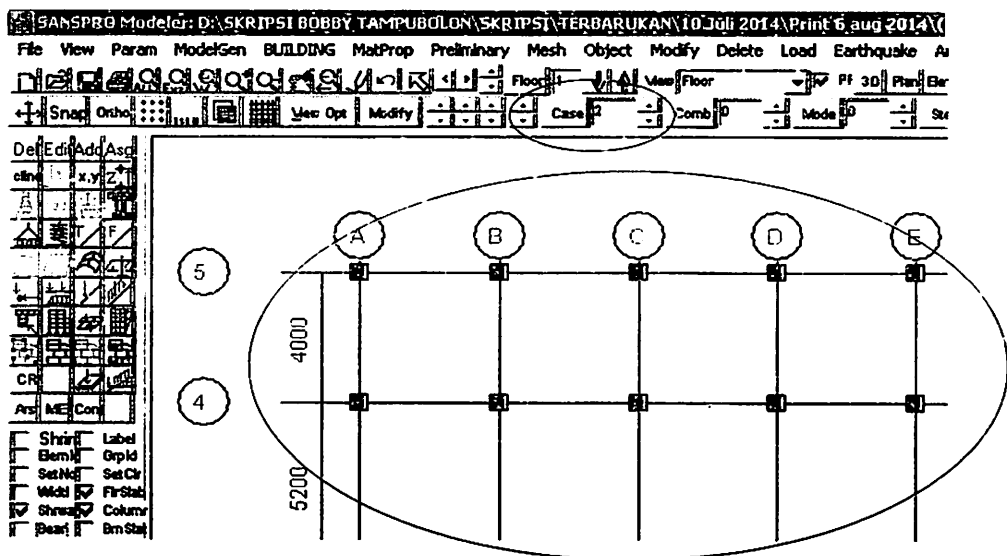


Untuk beban mati, *case* yang digunakan adalah "1"

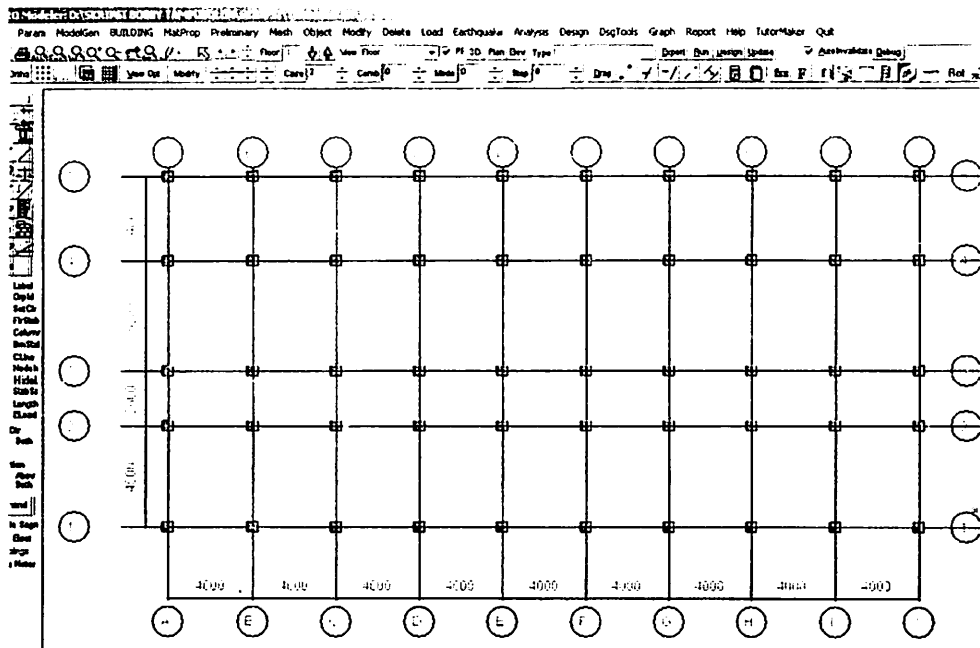
Untuk beban hidup, *case* yang digunakan adalah "2"

Sebelum memulai dari *frame load table* yang telah disebutkan pada no.43 diatas, nilai *case* harus terlebih dahulu di ubah sesuai dengan jenis beban yang akan kita masukkan.

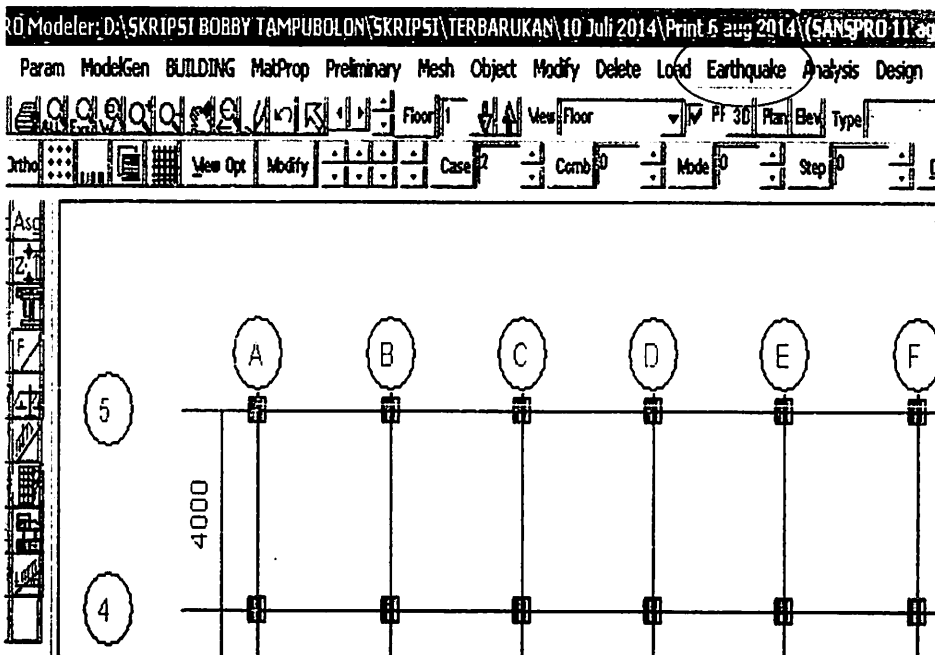
48. Jika pada *case 1* semua bentang sudah terisi beban, maka pada *case* di beri angka 2 menjadi *case 2* untuk memasukkan beban hidup pada setiap bentang. Maka akan tampil seperti di bawah ini.



49. Untuk langkah selanjutnya sama dengan pada saat memasukkan beban mati, yaitu sesuai langkah no.43 sampai no.46.

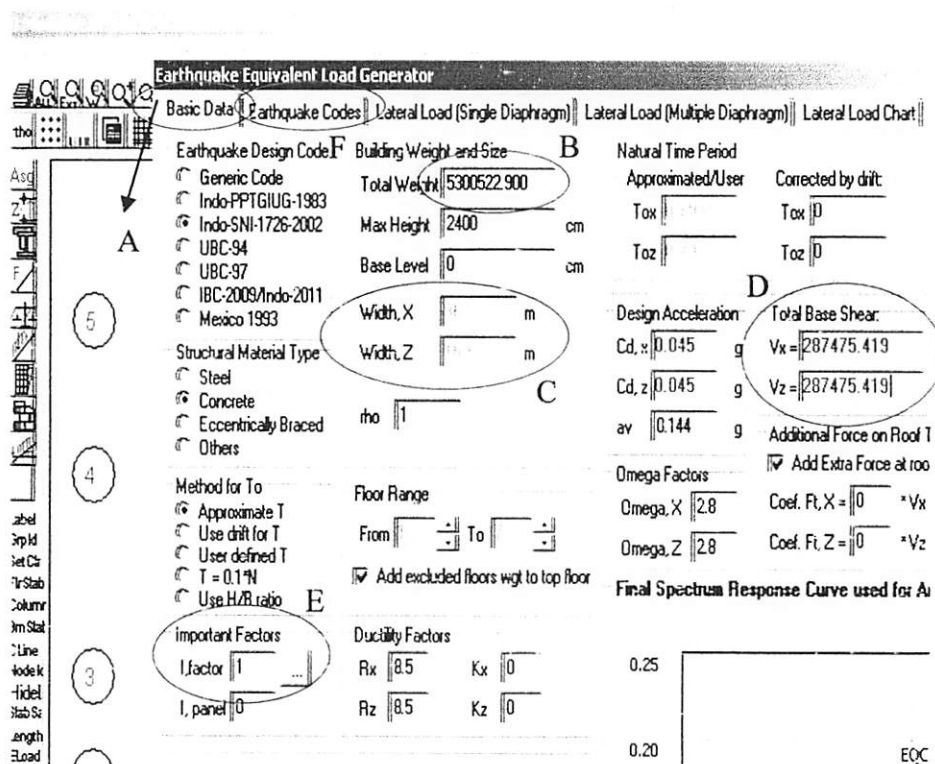


50. Untuk perencanaan beban gempa, klik menu *earthquake*



51. Akan tampil menu earthquake ekuivalent load generator

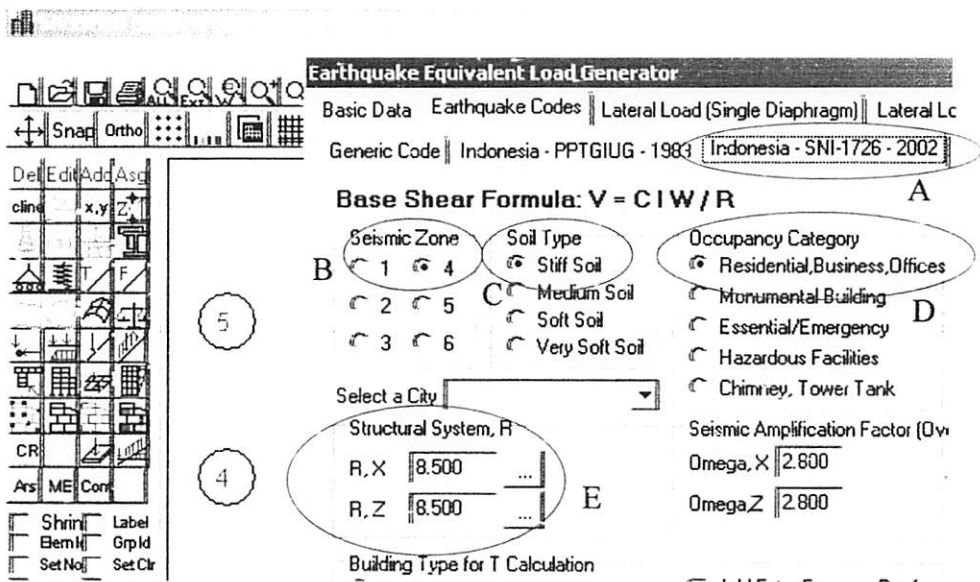
- A. Klik pada menu *basic data*
- B. Masukkan nilai berat total yang telah di hitung manual
- C. Masukkan nilai panjang bentang arah dan arah y pada *width X* dan *width Z*, jika nilai belum tercantum
- D. Masukkan nilai gaya geser horisontal total akibat gempa (*Vx dan Vz*) pada menu *total base shear*
- E. Masukkan nilai faktor keutamaan, sesuai dengan fungsi gedung yaitu 1 untuk *commercial buildings* seperti hotel.



F. Kemudian klik *earthquake codes*

52. Akan tampil seperti di bawah ini

- A. Klik peraturan yang digunakan, yaitu *Indonesia-SNI-1726-2002*
- B. Pilih zona gempa, yaitu *zona gempa 4* sesuai letak kota mataram pada peta gempa.
- C. di pilih jenis tanah *stiff soil*, sesuai data tanah yang diperoleh yaitu tanah keras (padat)
- D. *Occupancy category* di pilih *residential, business, office* oleh karena hotel setara dengan fungsi bangunan tersebut.



E. *Structure system*, untuk R_x dan R_z klik titik-titik disebelahnya, akan tampil seperti di bawah ini.

F. Pilih *category*

rsi

Category	Lateral Load System	μ_{max}	R_{max}	Omega	Hmax (m)
Bearing Wall System	Reinforced Concrete (RC) Shearwall	2.7	4.5	2.8	48
Bearing Wall System	Light Steel Frame, Tension Bracing	1.8	2.8	2.2	20
Bearing Wall System	Braced Frame, Steel	2.8	4.4	2.2	48
Bearing Wall System	Braced Frame, Concrete (not for Zone 5,6)	1.8	2.8	2.2	
Building Frame System	Eccentric Steel Bracings	4.3	7.0	2.8	75
Building Frame System	RC Shearwall	3.3	5.5	2.8	75
Building Frame System	Ordinary Steel Bracing	3.6	5.6	2.2	48
Building Frame System	Ordinary Concrete Bracing (not for zone 5,6)	3.6	5.6	2.2	
Building Frame System	Special Concentric Steel Bracing	4.1	6.4	2.2	75
Building Frame System	RC Shearwall Connected	4.0	6.5	2.8	
Building Frame System	RC Shearwall, Fully Ductile	3.6	6.0	2.8	
Building Frame System	RC Shearwall, Partially Ductile	3.3	5.5	2.8	75
Moment-Resisting Frame System	Special Moment Resisting Frame, Steel	5.2	8.5	2.8	
Moment-Resisting Frame System	Special Moment Resisting Frame, Concrete	5.2	8.5	2.8	
Moment-Resisting Frame System	Medium Moment Resisting Frame, Concrete	3.3	5.5	2.8	
Moment-Resisting Frame System	Ordinary Moment Resisting Frame, Steel	2.7	4.5	2.8	48
Moment-Resisting Frame System	Ordinary Moment Resisting Frame, Concrete	2.1	3.5	2.8	
Moment-Resisting Frame System	Special Moment Resisting Steel Truss	4.0	6.5	2.8	75
Dual System	Shearwall + Special Moment Resisting Concrete Frame	5.2	8.5	2.8	
Dual System	Shearwall + Ordinary Moment Resisting Steel Frame	2.6	4.2	2.8	48

Notes: Wall/Slab Bearing wall Braced Frame Moment Frame Shear Wall Space Frame SI

X direction: Moment-Resisting Frame System, Special Moment Resisting 1.0

Z direction: Moment-Resisting Frame System, Special Moment Resisting 0.8

CODE: SNI-17

Kategori yang di pilih adalah sesuai dengan parameter daktilitas struktur gedung untuk SRPMK pda SNI.

G. Klik *select*

53. Akan tampil seperti di bawah ini

- A. Klik *compute floor weight*
- B. Klik *generate*
- C. Klik *compute*
- D. Klik *apply*

Earthquake Equivalent Load Generator

Basic Data | Earthquake Codes | Lateral Load (Single Diaphragm) | Lateral L

Generic Code | Indonesia - PPTGIUG - 1983 | Indonesia - SNI-1726 - 2002

Base Shear Formula: $V = CIW/R$

Seismic Zone	Soil Type	Occupancy Category
<input type="radio"/> 1 <input checked="" type="radio"/> 4	<input checked="" type="radio"/> Stiff Soil	<input checked="" type="radio"/> Residential,Business,Offices
<input type="radio"/> 2 <input type="radio"/> 5	<input type="radio"/> Medium Soil	<input type="radio"/> Monumental Building
<input type="radio"/> 3 <input type="radio"/> 6	<input type="radio"/> Soft Soil	<input type="radio"/> Essential/Emergency
	<input type="radio"/> Very Soft Soil	<input type="radio"/> Hazardous Facilities
		<input type="radio"/> Chimney, Tower Tank

Select a City

Structural System, R

R, X ...

R, Z ...

Seismic Amplification Factor (Over)

Omega, X

Omega, Z

Building Type for T Calculation

Steel Moment Resisting Frames

RC Moment Resisting Frame

Eccentrically Braced Frames

Other Buildings

Add Extra Force on Roof

Use user defined R

Use user defined To

Use Cmax for T < 0.2 sec

Use constant C if T > Tmax

Additional Min. Limit for C (UBC-97)

Use Cmin from UBC-97

Limit for To,max = $\sqrt{1.190 \text{ Sec}}$

Sec (0.17 x NST)

Cmin = 0.026

Structural System Name

X direction

Z direction

Peak Bedrock Accel. (Amax) g Am g Tc sec

Peak Surface Accel. (Ao) g Ar g

Vertical Acceleration, avr = $0.600 \times I \times A_o = a_v = 0.144 \text{ g}$

A C D B

MSG | Generate Static Equivalent Earthquake Load for Building with Single Diaphragm per | SNAP ON | ORTHO OFF

54. Semua data sudah terinput sesuai dengan data-data yang dimasukkan.

Earthquake Equivalent Load Generator

Basic Data Earthquake Codes Lateral Load (Single Diaphragm) Lateral Load (Multiple Diaphragm) Lateral Load Chart Storey Shear Chart

Generic Code | Indonesia - PPTGIUG - 1983 Indonesia - SNI-1726 - 2002 UBC-94 UBC-97 IBC-2003/NEHRP/Indonesia SNI 1726-2011 | Mexico 1993 |

Base Shear Formula: $V = C I W / R$

Seismic Zone: 1 4 Soil Type: Stiff Soil Occupancy Category: Residential/Business/Offices

2 5 Medium Soil Monumental Building

3 6 Soft Soil Essential/Emergency

Very Soft Soil Hazardous Facilities

Chimney, Tower Tank

Select a City: [Dropdown]

Structural System, R: R, X: 0.500 R, Z: 0.500

Seismic Amplification Factor (Dw): Omega, X: 2.800 Omega, Z: 2.800

Building Type for T Calculation: Steel Moment Resisting Frames RC Moment Resisting Frame Eccentrically Braced Frames Other Buildings

Additional Min. Limit for C (UBC-97): Use Cmin from UBC-97 Cmin = 0.026

Limit for $T_{0,max}$ = 1.190 Sec (0.17 x NST)

Structural System Name: X direction: Moment-Resisting Frame System, Special Moment Resisting Z direction: Moment-Resisting Frame System, Special Moment Resisting

Peak Bedrock Accel. (Amax): 0.200 g Am: 0.600 g Tc: 0.500 sec

Peak Surface Accel. (Ao): 0.240 g Av: 0.300 g

Vertical Acceleration, av = 0.600 x Av = ay = 0.144 g

Compute Apply Earthquake Map

Calculation Result for Earthquake Load:

Parameters	X,dir	Z,dir	Unit	Note
Impedance, I	1.000	1.000		
Ductility, R	8.500	8.500		
Site Coef, S	1	1		
Height, H	24.000	24.000	m	
Width, B	36.000	16.600	m	
T_Coef, Ct	0.06	0.06		T=CLH ^{0.75/4}
Period, T	0.651	0.651	sec	
Seismic C	0.461	0.461		
Design Cd	0.045	0.045		C1/R
Weight, W	5300522.900	5300522.900	kg	
Base Shear, V	287475.419	287475.419	kg	
Extra Coef., CFI	0.000	0.000		xV
Extra Force, R	0.00	0.00	kn	

Spectrum Response Curve - SNI-1726-2002

Compute Floor Weight Generate Save Graph Get Max Force OK Cancel Help

Klik menu *lateral load (single diaphragm)*

55. Akan tampil menu *earthquake equivalent load generator*

A. Masukkan nilai-nilai beban gempa arah X dan arah Z yang telah terdistribusi ke tiap lantai.

Earthquake Equivalent Load Generator

Basic Data | Earthquake Codes | Lateral Load (Single Diaphragm) | Lateral Load (Multiple Diaphragm) | Lateral Load Chart | Storey Shear Chart

Lateral Storey Force (Computed) | User-Edited / from Dynamic:

Storey	Eqload-Fx	Eqload-Fz	Lateral-Fx	Lateral-Fz
1	778.900	1298.200	0	0
2	1325.300	2208.900	0	0
3	1914.400	3190.600	0	0
4	2503.400	4172.400	0	0
5	3092.500	5154.100	0	0
6	3732.900	6221.500	0	0
7	3901.100	6501.800	0	0

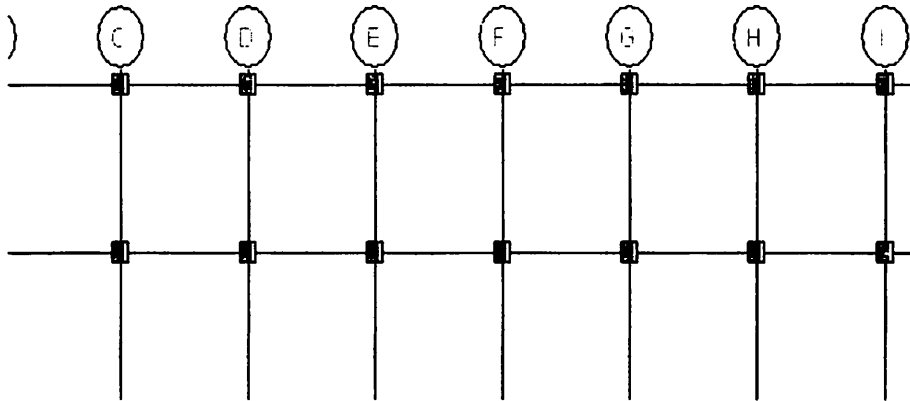
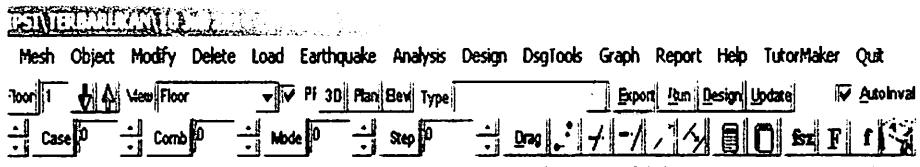
Compute Floor Weight | Generate | Save Graph | Get Max Force | **OK** | Cancel

MSG Generate Static Equivalent Earthquake Load for Building with Single Diaphragm per SNAP ON ORTHO OFF x: 774.279 y: 1

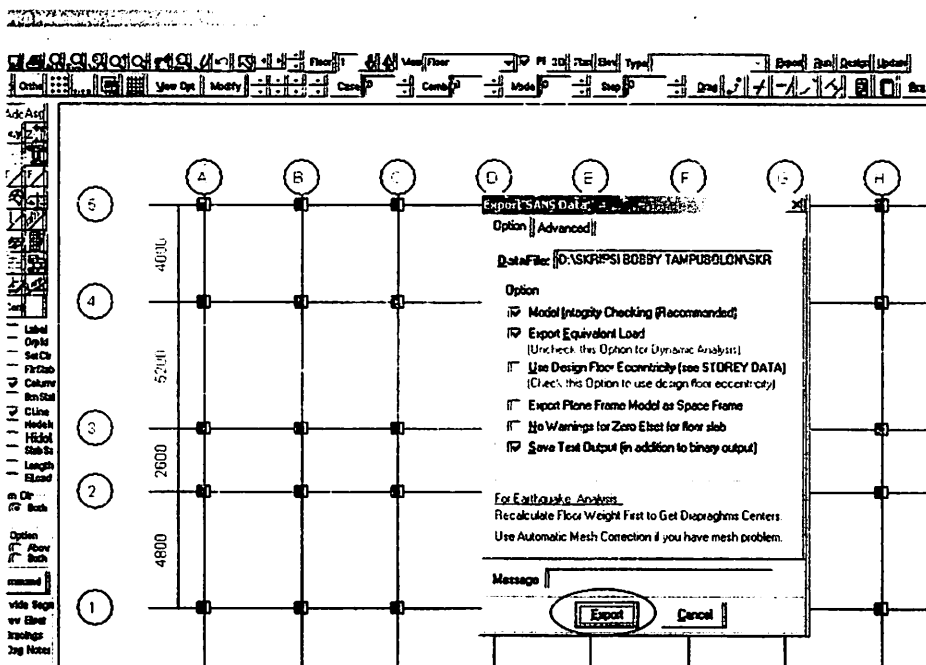
B. Klik OK

56. Tahap pengolahan data pembebanan

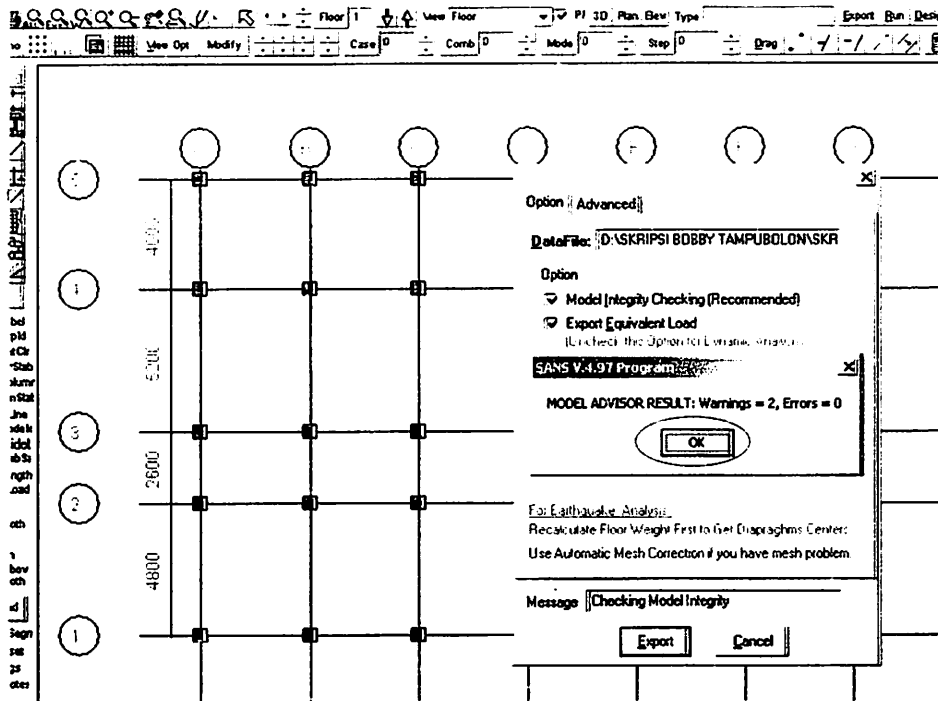
A. Klik export



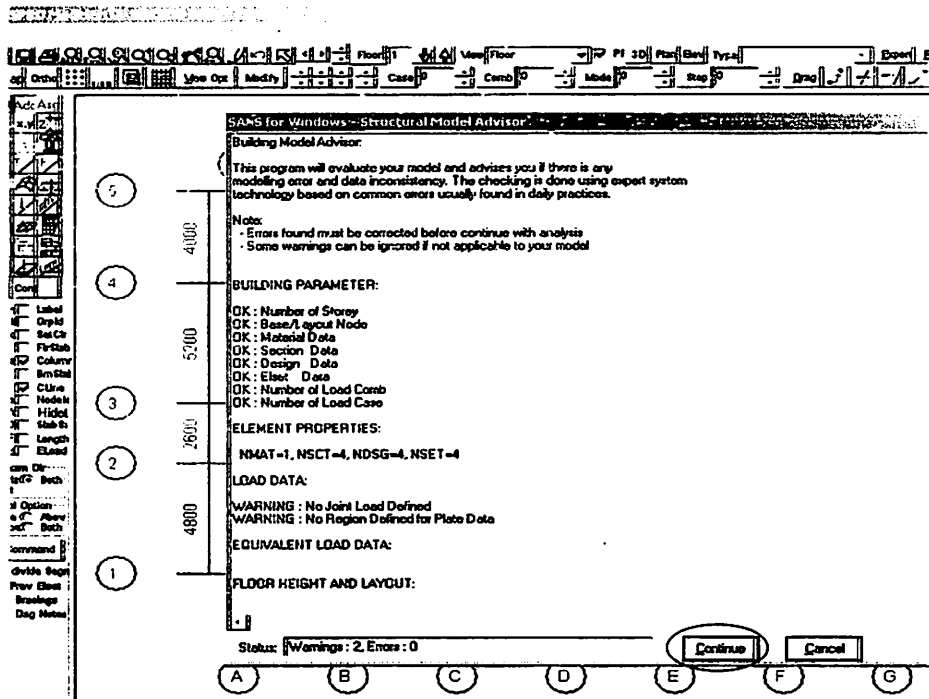
B. Akan tampil menu *export SANS data*, kemudian klik *export*



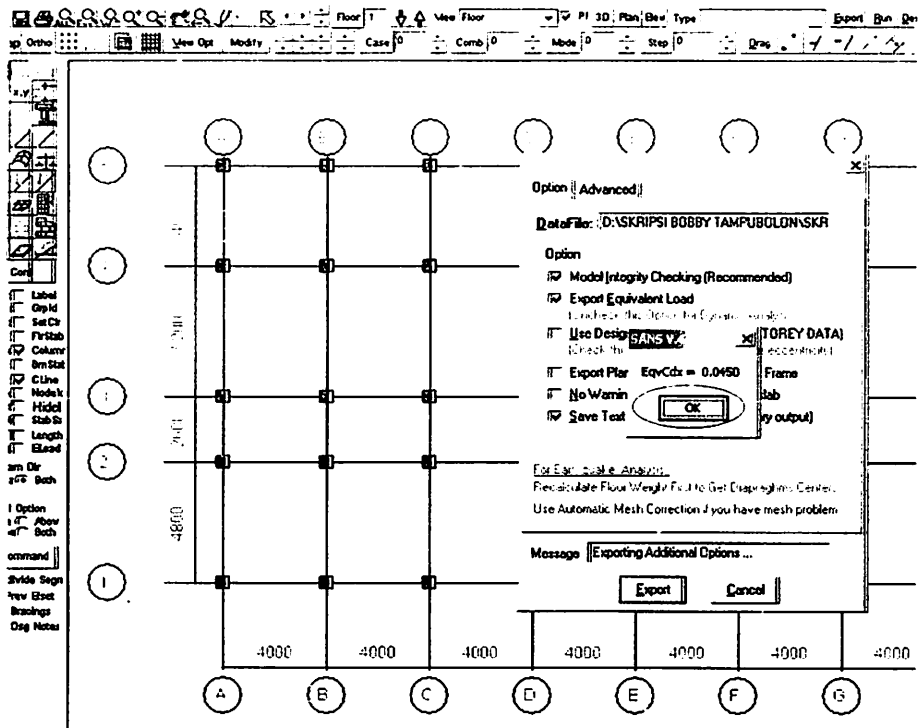
C. Akan tampil seperti di bawah ini, lalu klik OK



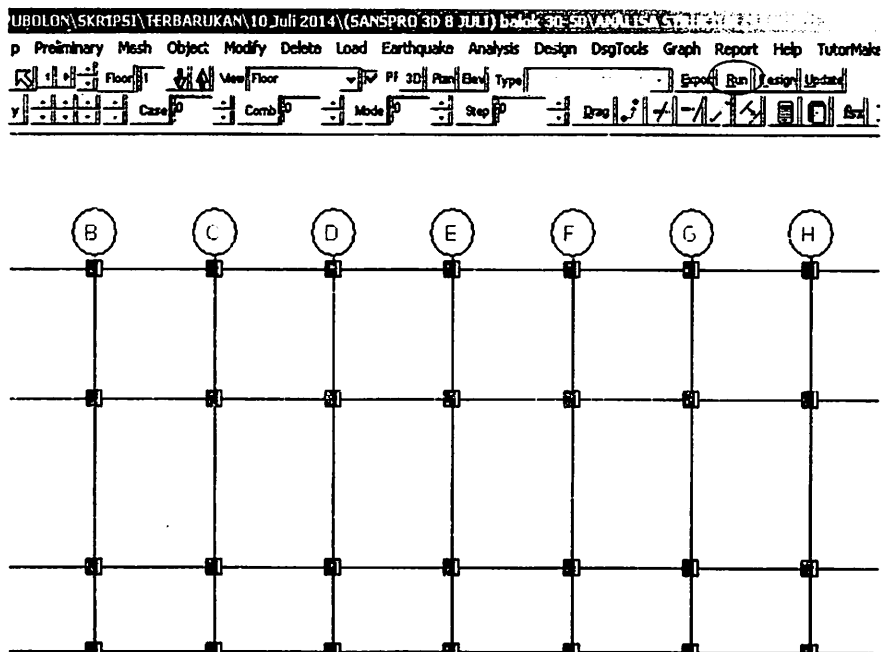
D. Tampil seperti di bawah ini, lalu klik *continue*



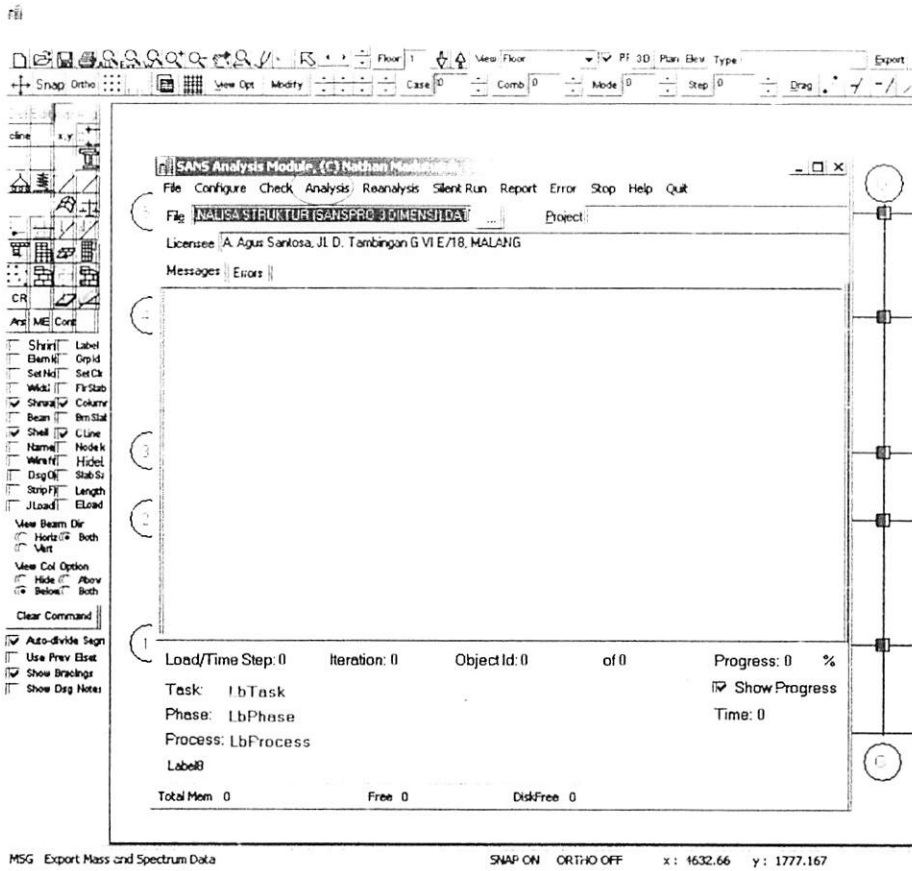
E. Akan tampil seperti di bawah ini, lalu klik OK



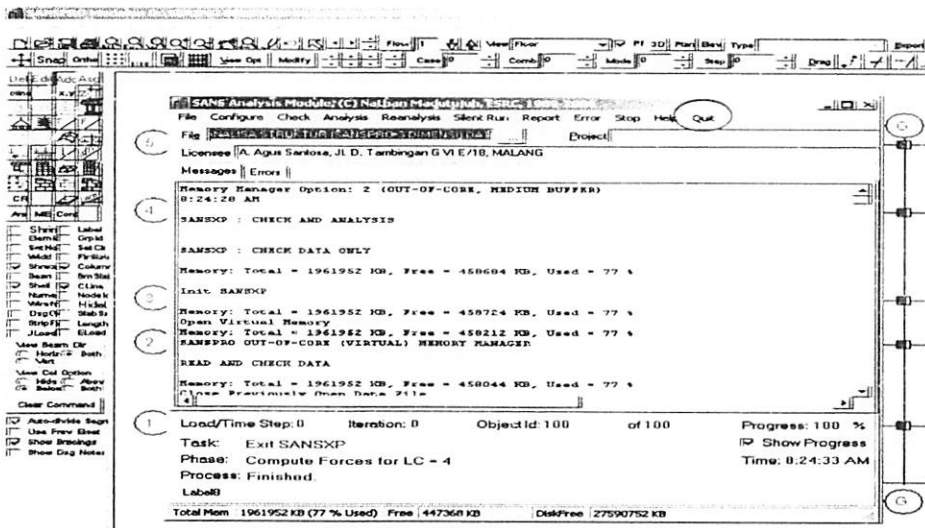
F. Klik menu *run*



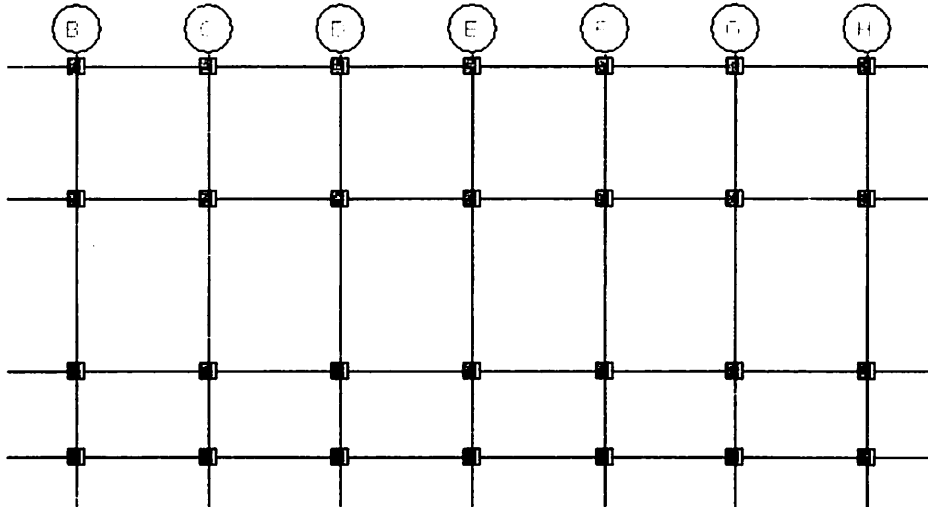
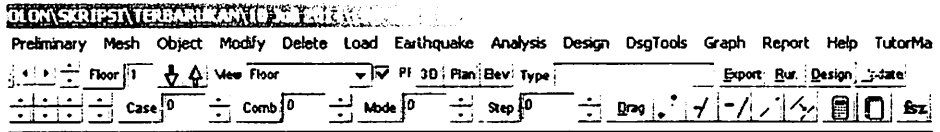
G. Akan tampil seperti di bawah ini, klik *analysis*



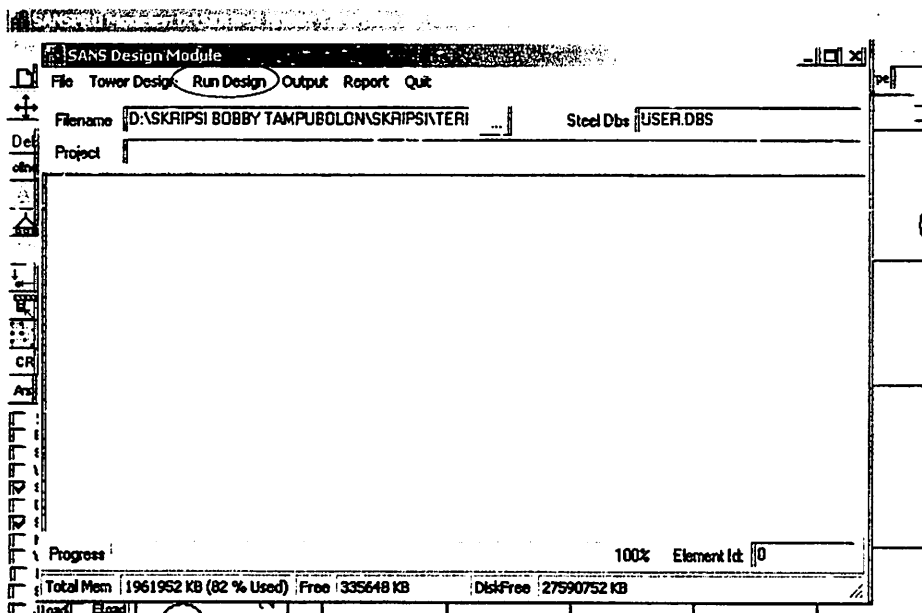
H. data-data sedang dip roses, tunggu sampai proses selesai dan tampil seperti di bawah ini, lalu klik *quit*



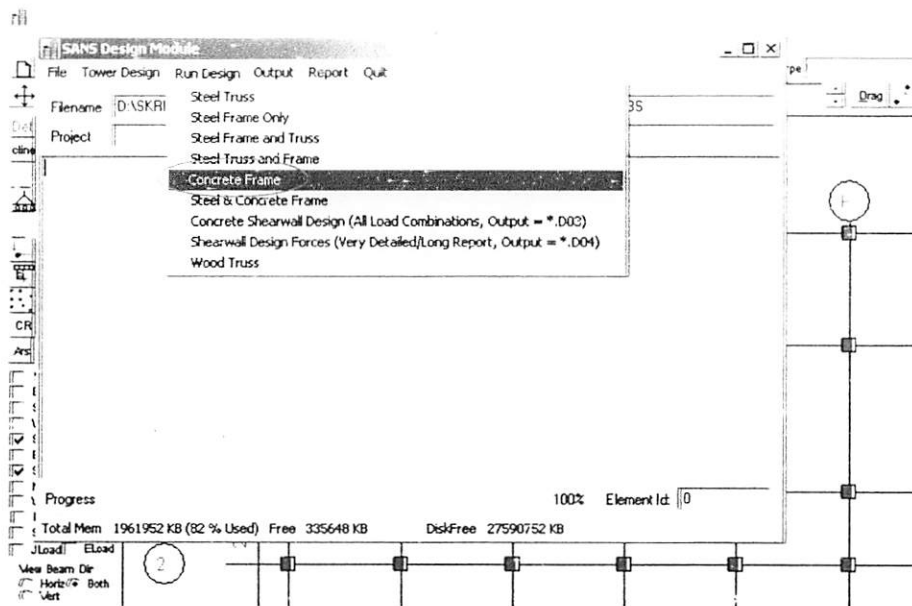
I. Klik menu *design*



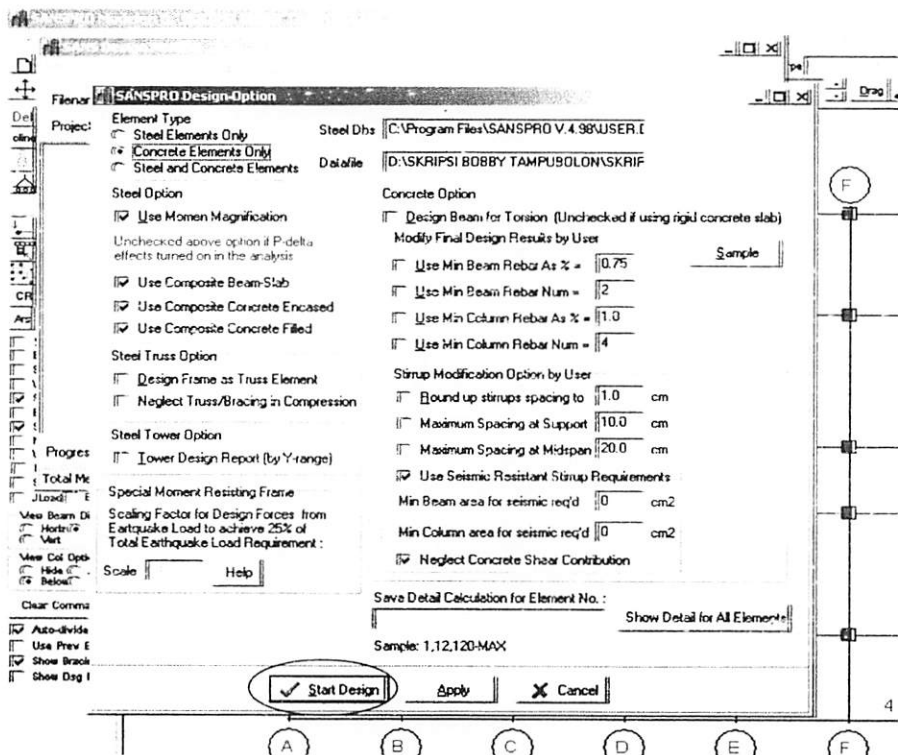
J. Tampil seperti di bawah ini, lalu klik *run design*



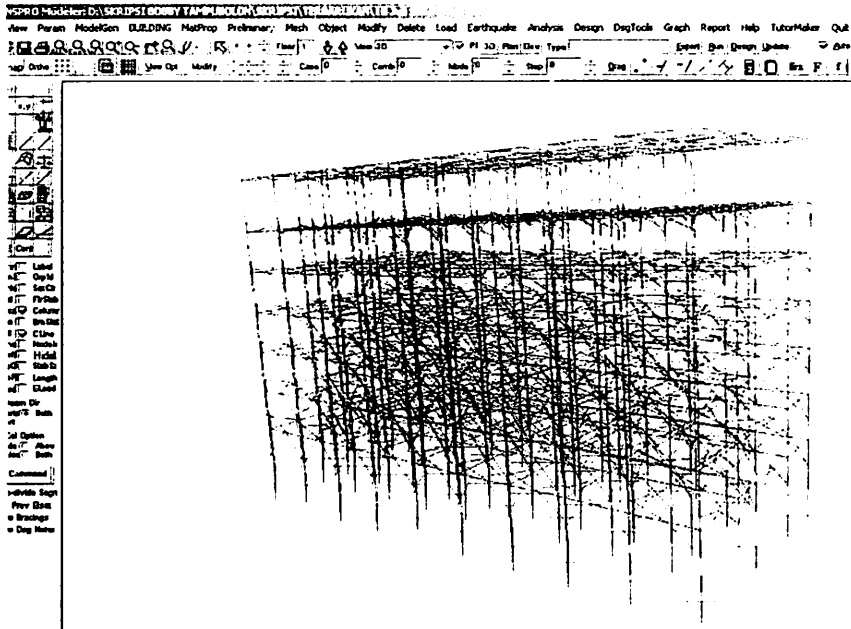
K. Tampil seperti di bawah ini, lalu pilih *concrete frame* oleh karena struktur atas menggunakan beton bertulang



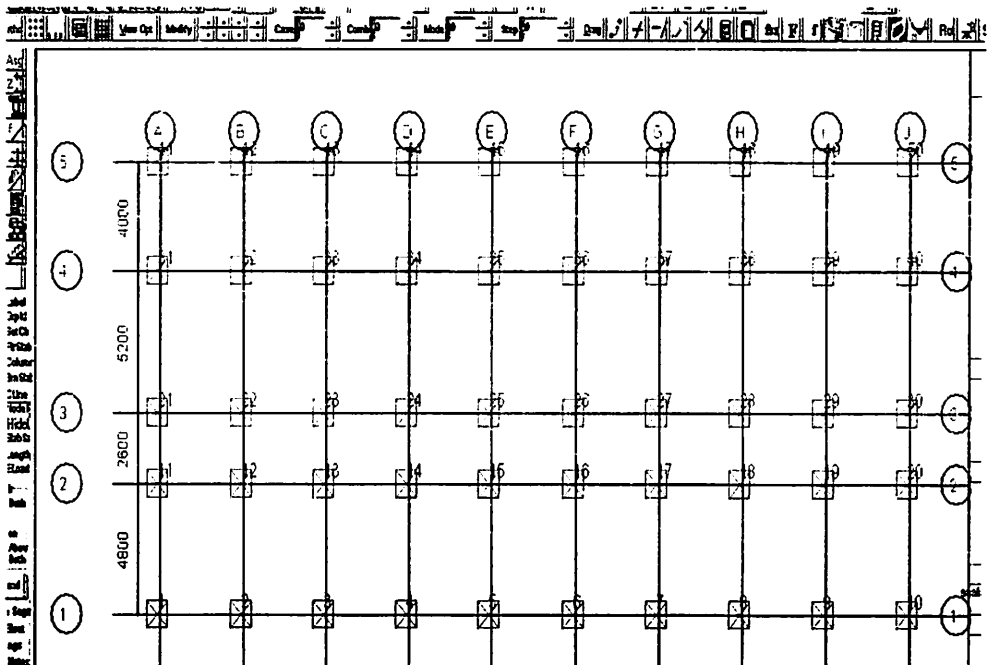
L. Akan tampil seperti di bawah ini, lalu klik *start design*



58. Tampilan diagram momen



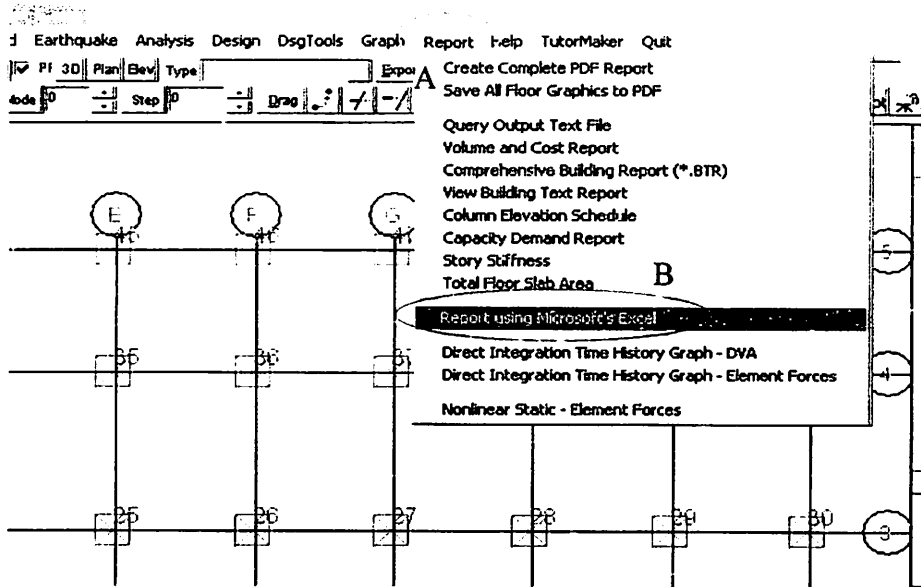
59. Tampilan nomor titik simpul (*node*)



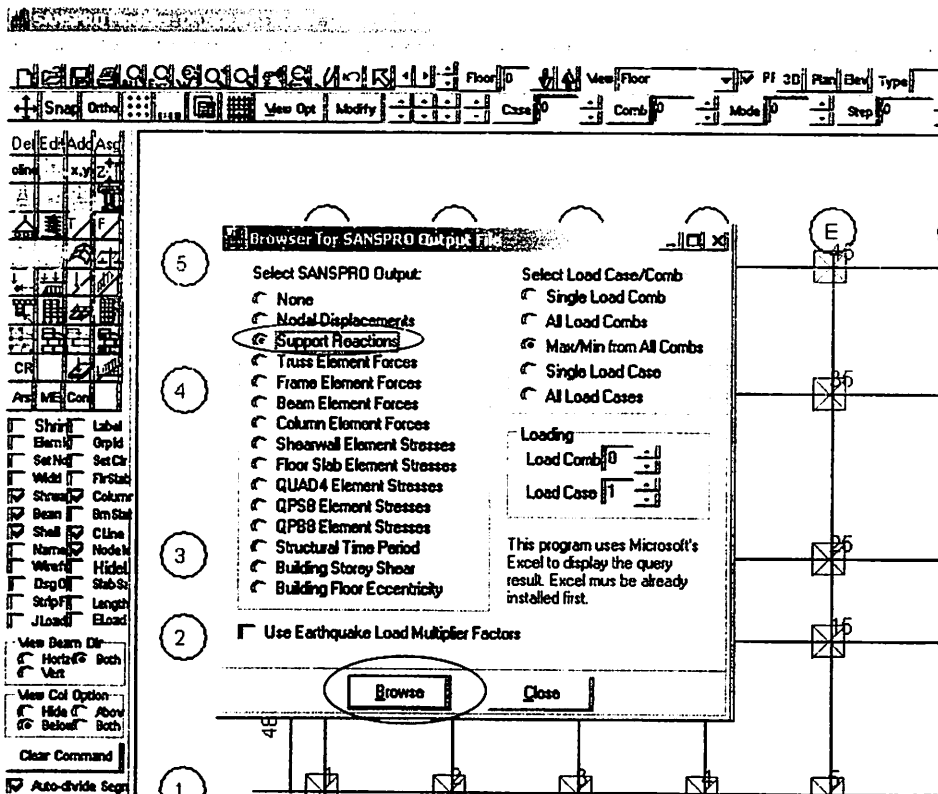
60. Menampilkan nilai *support reaction*

A. Klik *report*

B. Klik *report using microsoft's excel*



C. Akan tampil menu seperti di bawah ini, lalu pilih *support reaction*



D. Klik *browse*

E. Akan tampil report *support reactions*

The screenshot shows the SANSIRO V.4.7 software interface. The main window displays the 'Support Reactions' report. The report includes the following data:

Flo	No.	Comb	Fx	Fy	Fz	Mx	My
0	1	MAX	5157.1	1.30E+05	4217.5	1.24E+06	21
		MIN	-4369.1	40695	-5362.8	-1.40E+06	-21
2	2	MAX	5673.9	1.68E+05	4070.2	1.22E+06	21
		MIN	-5800.3	76318	-5650.4	-1.44E+06	-21
3	3	MAX	5769.9	1.72E+05	4065.3	1.22E+06	21

61. report support reaction siap digunakan untuk merencanakan pondasi



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo, Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-0305.09/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014

03 Mei 2014

Lampiran : -

Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/ Ibu. Ir. Eding Iskak Imananto, MT**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

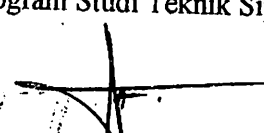
Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

Nama : **Bobby Octavianus T.**
Nim : **1121921**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Franki Pada Gedung Hotel SutanRaja Mataram".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **03 Mei 2014** ¹/_d **02 Nopember 2014**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)

Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. Y. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



PERKUMPULAN PENGELOLA PENDIDIKAN UMUM DAN TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

FAKULTAS TEKNOLOGI INDUSTRI
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM PASCASARJANA MAGISTER TEKNIK

PT. BNI (PERSERO) MALANG
BANK NIAGA MALANG

Kampus I : Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2 Telp. (0341) 551431 (Hunting), Fax. (0341) 553015 Malang 65145
Kampus II : Jl. Raya Karanglo. Km 2 Telp. (0341) 417636 Fax. (0341) 417634 Malang

Nomor : ITN-0305.09/21/B/TA/I/Gnp 2013-2014

03 Mei 2014

Lampiran : -

Perihal : **Bimbingan Skripsi**

Kepada Yth : **Bpk/ Ibu. Ir. Munasih, MT**
Dosen Institut Teknologi Nasional Malang

Di -

MALANG

Dengan Hormat,

Bersama ini kami beritahukan, bahwa sesuai dengan kesediaan saudara/i. atas permohonan dari Mahasiswa :

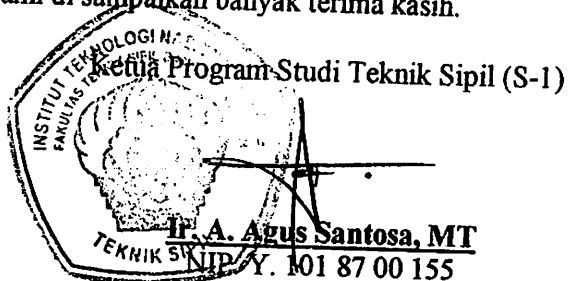
Nama : **Bobby Octavianus T.**
Nim : **1121921**
Prodi : **Teknik Sipil (S-1)**

Untuk dapat Membimbing Skripsi dan mendampingi Seminar Skripsi dengan judul :
"Perencanaan Struktur Pondasi Tiang Franki Pada Gedung Hotel SutanRaja Mataram".

Maka dengan ini kami menugaskan Saudara sebagai dosen pembimbing Skripsi. Waktu penyelesaian skripsi tersebut selama 6 (Enam) bulan terhitung mulai tanggal : **03 Mei 2014** s/d **02 Nopember 2014**. Apabila melebihi batas waktu yang telah di tentukan tetapi belum selesai, maka mahasiswa yang bersangkutan wajib memperpanjang masa bimbingannya.

Demikian atas perhatiannya kami di sampaikan banyak terima kasih.

Ketua Program Studi Teknik Sipil (S-1)



Ir. A. Agus Santosa, MT
NIP. 101 87 00 155

Tembusan Kepada Yth :

1. Wakil Dekan I FTSP.
2. Arsip.



LEMBAR ASISTENSI

SKRIPSI

Nama : Bobby Octavianus Tampubolon
 Nim : 11 21 921
 Jurusan : Teknik Sipil (S-1)
 Pembimbing : Ir. Eding Iskak Imananto, MT

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	13/06/14	- Bab III perbaikan pembebanan → pemrosesan? kromok beban beton bertulang utilitas 50 kg/m^2 → pemrosesan? pemrosesan beban → daerah d. depan cek satuan	
2	20/06/14	- Bab III perbaikan pembebanan pelat beban, utilitas A_c perbaikan hasil pembebanan Galah.	
3	06/08/14	- Bab III pembebanan - ak proses analisis program SAPRO? - Bab IV data tanah? pakai data sendiri	
4	12/08/14	- pelajari input data pakai program SAPRO. input data gempa masing-masing Lantai tabel 3.2 - dasar pembagian kategori pembebanan (Ringan, sedang, berat)? - data hambatan leleh (f_b)?, q_u hitung q_p 200mm perbaikan perhitungan Q_s	



5	$\frac{14}{08} / 14$	<ul style="list-style-type: none">- bid. listrik untuk pons \rightarrow jarak min. $\frac{d}{2}$ dari tepi kolom/pondasi- ϕ pons \rightarrow SNI?- jarak min. selang pondasi tiang	
6	$\frac{16}{08} / 14$	<ul style="list-style-type: none">- slipi bisa diseminarkan.- Siapkan seminar hasil & ujian	



LEMBAR ASISTENSI SKRIPSI

Nama : Bobby Octavianus Tampubolon
Nim : 11 21 921
Jurusan : Teknik Sipil (S-1)
Pembimbing : Ir. Munasih, MT

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
4	9/6 2014	perbaikan bab dan pembahasan pembahasan dan kesimpulan	[Signature]
6	12/16 2014	12.21.010 - perbaikan (2x)	
2	12/6 - 2014	perbaikan bab dan pembahasan	[Signature]
3	4/7 2014	perbaikan bab dan pembahasan	[Signature]
4	19/7 - 2014	perbaikan bab dan pembahasan 1 bab dan pembahasan	[Signature]
5	4/8 - 2014	perbaikan bab dan pembahasan 1 bab dan pembahasan	[Signature]
6	6/8 - 2014	acara seminar	[Signature]



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK

Nama : BOBBY OCTAVIANUS T.

NIM : 11.21.921

Hari / tanggal : Kamis, 24-04-2014

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

- Daftar Isi
- Bab I: Geopirasi : - data seclin
- perbaikan: bagan alir daya dukung pondasi Central ?

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 03-05- 2014
 Dosen Pembahas

Malang, 24-04- 2014
 Dosen Pembahas



Jl. Dendungan Sigura-gura 2
 Jl. Raya Karanglo Km 2
 Malang

SEMINAR PROPOSAL SKRIPSI
 PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Geoteknik

Nama : Bobby OF

NIM : 1121921

Hari / tanggal : Kamis 24 April 2014

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

lihat Catatan di proposal

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

[Signature]
[Name]

Malang, 24 April 2014.

Dosen Pembahas

[Signature]
[Name]



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK

Nama : BOBKY

NIM : ~~0921009~~ 1121921

Hari / tanggal : Kamis, 29-4-2014

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

- Diagram alir betulkan
- Betulkan semua catatan

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 29-4-14 20
Dosen Pembahas

Malang, 29-4-2014
Dosen Pembahas

A. Agus Santosa



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Geoteknik -

Nama : Bobby OT -

NIM : 1121921

Hari / tanggal : Sabtu 1 9 Agst 2014

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- 1/ cek cara hit DDT of delta Sudek, tak ulah di koreksi ke N apt.
- 2/ cek julaen + G . /
- 3/ kembalikan thd Eruen -
- 4/ kembalikan ke perbaiki -

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi.

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 18 - 8 2014
 Dosen Pembahas

[Signature]
 (TOP MAR)

Malang, 9 Ags 2014
 Dosen Pembahas

[Signature]
 (TOP MAR)



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG _____

Nama : BOBBY @ T.
 NIM : _____
 Hari / tanggal : _____

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi:

- > Kata pengantar ✓
- > Rumusan Masalah dan Kesimpulan
 tkk sesuai
- > Gambar Renc. yg lengkap dan detail
- > Renc. Tul. pondasi Ccbl lagi

Catatan

- Perhit tul tngg Fraksi Sempurnakan
- Berapa jangk max tul spiral ?
- Pondasi sedang Perlem Bengkang

du

Perbaiki Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

[Signature]

Malang, _____ 20

Dosen Pembahas

[Signature]



FORM REVISI / PERBAIKAN
 BIDANG Geoteknik

Nama : Bobby. OT.
 NIM : 1121921.
 Hari / tanggal : kamis / 21 Agst - 2014 .

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

1. Cek kontrol pile cap tnd tebal plat (0,50m) ukuran 1,0 x 2,2 m.
2. Cek tnd penulangan tunggal -
- 3) Cek gbr penulangan .

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Gas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 18 Sept 2014
 Dosen Penguji

[Signature]
Tosi Hw.

Malang, 21 Agst 2014
 Dosen Penguji

[Signature]
Toqi Hw



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
 Jl. Bendungan Sigura-gura 2
 Jl. Raya Karanglo Km. 2
 Malang

UJIAN SKRIPSI

PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN BIDANG _____

Nama : Bobby. O T

NIM : _____

Hari / tanggal : _____ / _____

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- > WBS AP. = Af hal- 97
- > Bagai mandi menentikan ujung tang 9
minutasi

[Handwritten Signature]

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Gas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20__

Dosen Penguji

[Handwritten Signature]

Malang, _____ 20__

Dosen Penguji

[Handwritten Signature]