

SKRIPSI

**PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN ANTARA PONDASI TELAPAK
SETEMPAT DENGAN PONDASI STRAUSS PADA PEMBANGUNAN
GEDUNG PARKIR RSU SAIFUL ANWAR MALANG**



Disusun Oleh :

HAFGAN BARANTA

NIM. 0721073

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG**

2012

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN ANTARA PONDASI
TELAPAK SETEMPATDENGAN PONDASI STRAUSS PADA
PEMBANGUNAN GEDUNG PARKIR
RSU SAIFUL ANWAR MALANG**

*Diajukan Sebagai Salah Satu Syarat Memperoleh Gelar Sarjana Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang*

**Disusun Oleh :
HAFGAN BARANTA
0721073**

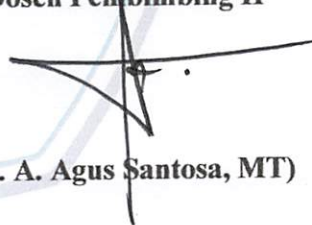
Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)

Dosen Pembimbing II



(Ir. A. Agus Santosa, MT)

Mengetahui

Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1




(Ir. H. Hirijanto, MT)

LEMBAR PENGESAHAN

PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN ANTARA PONDASI TELAPAK SETEMPAT DENGAN PONDASI STRAUSS PADA PEMBANGUNAN GEDUNG PARKIR RSU SAIFUL ANWAR MALANG

SKRIPSI

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu (S-1)
Pada Hari : Rabu
Tanggal : 22 Februari 2012
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna Memperoleh Gelar Sarjana Teknik*

Disusun Oleh :
HAFGAN BARANTA

0721073

Disahkan Oleh:

Ketua


(Ir. H. Hirijanto, MT)

Sekretaris


(Lila Ayu Ratna Winanda, ST. MT)

Anggota Penguji :

Dosen Penguji I


(Ir. Bambang Wedyantadi, MT)

Dosen Penguji II


(Ir. Sudirman Indra, M.Sc)

**PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2012**

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : HAFGAN BARANTA
NIM : 0721073
Program Studi : Teknik Sipil S1
Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya dengan judul :

**“ PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN ANTARA PONDASI
TELAPAK SETEMPAT DENGAN PONDASI STRAUSS PADA
PEMBANGUNAN GEDUNG PARKIR RSU SAIFUL ANWAR MALANG ”**

Adalah hasil karya saya sendiri, bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip
atau menyadur dari hasil karya orang lain kecuali disebutkan sumbernya.

Malang, Maret 2012

Yang Membuat Pernyataan

METERAI
TEMPEL

PAJAK PENANGANAN MALANG
10%
20
C1637AAF91431380

6000 DJP

(HAFGAN BARANTA)

ABSTRAKSI

Hafgan Baranta, **Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Setempat Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Parkir RSUD Saiful Anwar Malang**. Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT. ; Pembimbing II : Ir. A. Agus Santosa, MT.

Kata Kunci : Daya Dukung, Penulangan

Pondasi berfungsi memikul dan menahan beban yang bekerja di atasnya yaitu beban konstruksi di atasnya untuk diteruskan ke tanah lapisan keras. Dalam perencanaan pondasi tiang harus dilakukan dengan teliti dan sebaik mungkin karena setiap pondasi harus mampu mendukung beban sampai batas keamanan yang ditentukan termasuk memikul beban maksimum yang mungkin terjadi.

Tujuan dari perencanaan pondasi ini adalah merencanakan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss yang direncanakan pada kedalaman telapak setempat 1,60 meter dan 1,40 untuk pondasi tiang bor (strauss). Data yang digunakan adalah data sondir, nilai sondir yang digunakan adalah nilai sondir pada titik S1.

Hasil dari perhitungan analisa struktur diperoleh beban dukung gabungan tipe I = 511000 kg, tipe II = 410905 kg dan tipe III = 335834 kg, daya dukung antara pondasi telapak setempat dengan pondasi tiang bor (strauss) mampu menahan beban struktur dari masing-masing titik. Untuk penulangan pondasi, diperoleh pula tiga tipe kebutuhan tulangan, tipe I = untuk telapak setempat arah x tulangan tarik 8D25 dan arah y 8D25. Tipe II = untuk telapak setempat arah x tulangan tarik 7D25 dan arah y 7D25. Tipe III = untuk telapak setempat arah x tulangan tarik 7D25 dan arah y 7D25. Tulangan strauss menggunakan kebutuhan tulangan yang sama yaitu tulangan pokok 8D25 dan tulangan spiral ϕ 12-30.

KATA PENGANTAR

Puji syukur penyusun panjatkan kehadirat Allah SWT, karena rahmat dan hidayah-Nya penyusun dapat menyelesaikan skripsi yang berjudul ” Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Setempat Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Parkir RSUD Saiful Anwar Malang ” yang merupakan salah satu syarat untuk memperoleh gelar Sarjana Teknik Sipil S-1 Institut Teknologi Nasional Malang. Dalam kesempatan ini penyusun juga ingin menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar – besarnya kepada berbagai pihak yang telah membantu dalam menyelesaikan laporan ini, diantaranya :

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo, MT., selaku Rektor Institut Teknologi Nasional Malang.
2. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT., selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Institut Teknologi Nasional Malang.
3. Bapak Ir. H. Hirijanto, MT., selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1.
4. Ibu Lila Ayu Ratna Winanda, ST., selaku Sekretaris Program Studi Teknik Sipil S-1.
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT., selaku Koordinator Bidang Geoteknik sekaligus dan dosen Pembimbing I.
6. Bapak Ir. Agus Santosa, MT, selaku dosen Pembimbing II.
7. Bapak Ir. Bambang Wedyantadji, MT., selaku dosen penguji I.
8. Bapak Ir. Sudirman Indra, M.Sc., selaku dosen penguji II.

9. Rekan-rekan Teknik Sipil S-1 2007 yang telah membantu baik secara langsung maupun tidak langsung dalam penyelesaian laporan ini.
10. Kedua Orangtuaku yang selalu memberi kasih sayang dan doa sepanjang waktu kepadaku.

Penyusun berharap laporan ini dapat menambah wawasan bagi penyusun, khususnya dan untuk pembaca pada umumnya. Penyusun menyadari bahwa laporan skripsi ini masih kurang sempurna, oleh karena itu sangat mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun untuk perbaikan di masa mendatang.

Malang, Maret 2012

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR KEASLIAN	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	vii
DAFTAR TABEL	xiii
DAFTAR GAMBAR	xiv
DAFTAR NOTASI	xv
BAB I PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Identifikasi Masalah	2
1.3 Rumusan Masalah	3
1.4 Maksud Dan Tujuan	3

1.5	Lingkup Pembahasan	4
BAB II	DASAR TEORI	
2.1	Pengertian Pondasi	5
2.1.1	Kapasitas Dukung Tanah Terhadap Pembebanan	5
2.2	Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi	6
2.3	Pondasi Langsung	8
2.4	Pondasi Tidak Langsung	9
2.5	Dasar Teori Pondasi Telapak	9
2.5.1	Teori Pondasi Telapak	9
2.5.2	Jenis – Jenis Pondasi Telapak	10
2.5.3	Daya Dukung Pondasi Telapak	12
2.5.4	Penurunan Pondasi Telapak	16
2.6	Dasar Teori Pondasi Strauss	17
2.6.1	Daya Dukung Pondasi Strauss	18
2.7	Efisiensi Kelompok Tiang	19
2.8	Pembebanan	24
2.9	Teori Konversi Data Sondir Ke Parameter Tanah	26

BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1	Data Perencanaan	28
3.1.1	Bangunan	28
3.1.2	Bahan Bangunan	28
3.2	Perhitungan Pembebanan	30
3.2.1	Perhitungan Beban Yang Bekerja Pada Lantai 2 dan 3 .	30
3.2.2	Perhitungan Beban Yang Bekerja Pada Lantai 4	30
3.2.3	Pembebanan Pada Portal Memanjang	31
3.2.3.1	Perataan Beban Plat Pada Balok Memanjang	31
3.2.3.2	Pembebanan Balok Lantai	71
3.2.4	Pembebanan Pada Portal Melintang	85
3.2.4.1	Perataan Beban Plat Pada Balok Melintang .	85
3.2.4.2	Pembebanan Balok Lantai	108
3.3	Perhitungan Pembebanan Gempa	119
3.3.1	Perhitungan Berat Total Bangunan	119
3.4	Menghitung Lebar Efektif Balok (b.eff)	128
3.4.1	Lebar Efektif (b.eff) Balok Memanjang	128

3.4.2	Lebar Efektif (b.eff) Balok Melintang	132
-------	---	-----

BAB IV PERENCANAAN PONDASI

4.1	Data Perencanaan	137
4.1.1	Spesifikasi Umum Dan Parameter Perencanaan	137
4.1.2	Perencanaan Pondasi Gabungan	138
4.2	Perhitungan Pondasi	141
4.2.1	Perencanaan Pondasi Tipe I	141
4.2.1.1	Perhitungan Pondasi Telapak	141
4.2.1.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	144
4.2.1.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm	146
4.2.1.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	150
4.2.1.5	Perhitungan Penurunan	152
4.2.2	Perencanaan Pondasi Tipe II	153
4.2.2.1	Perhitungan Pondasi Telapak	153
4.2.2.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	156
4.2.2.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm	158
4.2.2.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	162

4.2.2.5	Perhitungan Penurunan	164
4.2.3	Perencanaan Pondasi Tipe III	165
4.2.3.1	Perhitungan Pondasi Telapak	165
4.2.3.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	168
4.2.3.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm	170
4.2.3.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	174
4.2.3.5	Perhitungan Penurunan	176
4.3	Perhitungan Penulangan Pondasi	177
4.3.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe I	177
4.3.1.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak	177
4.3.1.2	Kontrol Geser Pons (Dua Arah Sumbu).....	184
4.3.1.3	Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss.....	186
4.3.1.4	Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat	190
4.3.1.5	Perencanaan Tulangan Spiral	192
4.3.2	Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe II	194
4.3.2.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak	194
4.3.2.2	Kontrol Geser Pons (Dua Arah Sumbu).....	201

4.3.2.3	Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss.....	203
4.3.2.4	Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat	207
4.3.2.5	Perencanaan Tulangan Spiral	209
4.3.3	Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe III	211
4.3.3.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak...	211
4.3.3.2	Kontrol Geser Pons (Dua Arah Sumbu).....	218
4.3.3.3	Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss.....	220
4.3.3.4	Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat	224
4.3.3.5	Perencanaan Tulangan Spiral	226

BAB V KESIMPULAN DAN SARAN

5.1	Kesimpulan	230
5.2	Saran	231

DAFTAR PUSTAKA

LAMPIRAN

DAFTAR TABEL

2.1	Koefisien Daya Dukung Dari Terzaghi	16
2.2	Syarat Penurunan Maksimum Yang Diijinkan	17
3.1	Distribusi Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa Ke Portal	128
4.1	Nilai Parameter Tanah	140
4.2	Perhitungan Dimensi Pondasi, Beban Terjadi Dan Penurunan.....	176
4.3	Tabel Pelat Stiglat-Wippel	177
4.4	Perhitungan Penulangan Pondasi Telapak Setempat Pada Tiap Titik	228
4.5	Perhitungan Penulangan Pondasi Strauss Pada Tiap Titik	229

DAFTAR GAMBAR

2.1	Pondasi Langsung / Dangkal	8
2.2	Pondasi Tidak Langsung	9
2.3	Pondasi Telapak Sebar dan Pondasi Telapak Bertingkat	10
2.4	Jenis-jenis Pondasi Telapak	11
2.5	Bentuk Keruntuhan Dan Analisa Kapasitas Dukung.....	13
2.6	Hubungan ϕ , N_c' ; N_q' ; $N\gamma'$	15
2.10	Skema Jarak Antar Tiang	21
2.11	Skema Kontribusi Daya Dukung Tiang	21
2.13	Skema Pondasi Tiang Kelompok	23
2.14	Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Sondir	27
4.1	Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Sondir.....	139
4.2	Rencana Pondasi Telapak Setempat (Tipe I)	141
4.3	Diagram Tegangan Yang Terjadi Pada Setiap Titik (1,2,3,4)	143
4.4	Gambar Rencana Pondasi Gabungan (Tipe I)	145
4.5	Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir	148
4.6	Skema Rencana Tiang Bor (Tipe I)	151

4.7	Rencana Pondasi Telapak Setempat (Tipe II)	153
4.8	Diagram Tegangan Yang Terjadi Pada Setiap Titik (1,2,3,4)	155
4.9	Gambar Rencana Pondasi Gabungan (Tipe II)	157
4.10	Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir	160
4.11	Skema Rencana Tiang Bor (Tipe II)	163
4.12	Rencana Pondasi Telapak Setempat (Tipe III)	165
4.13	Diagram Tegangan Yang Terjadi Pada Setiap Titik (1,2,3,4)	167
4.14	Gambar Rencana Pondasi Gabungan (Tipe III)	169
4.15	Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir	172
4.16	Skema Rencana Tiang Bor (Tipe III)	175
4.17	Arah Pembebanan Pondasi Tiang Bor Pada Telapak (Tipe I)	178
4.18	Momen Arah x Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe I)	178
4.19	Momen Arah z Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe I)	179
4.20	Skema Geser Pons Terhadap Kolom	184
4.21	Ekivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat	188
4.22	Arah Pembebanan Pondasi Tiang Bor Pada Telapak (Tipe II)	195
4.23	Momen Arah x Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe II)	195
4.24	Momen Arah z Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe II)	196

4.25	Skema Geser Pons Terhadap Kolom.....	201
4.26	Ekivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat	205
4.27	Arah Pembebanan Pondasi Tiang Bor Pada Telapak (Tipe III)	212
4.28	Momen Arah x Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe III)	212
4.29	Momen Arah z Akibat Reaksi Tiang Bor (Tipe III)	213
4.30	Skema Geser Pons Terhadap Kolom.....	218
4.31	Ekivalen Penampang Bulat Ke Penampang Segi Empat	222

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Pondasi merupakan bagian terpenting dalam sebuah konstruksi bangunan karena berfungsi meneruskan beban konstruksi di atasnya ke lapisan tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya. Suatu perencanaan pondasi dikatakan benar apabila beban yang diteruskan oleh pondasi ke tanah tidak melampaui kekuatan tanah yang bersangkutan. Apabila kekuatan tanah dilampaui, maka penurunan yang berlebihan atau keruntuhan dari tanah akan terjadi, kedua hal tersebut akan menyebabkan kerusakan konstruksi yang berada di atasnya.

Pada umumnya ada dua jenis pondasi yaitu pondasi langsung dan pondasi tidak langsung. Pondasi langsung adalah pondasi yang menyalurkan beban langsung ke lapisan tanah keras dimana letak lapisan tanah keras ini tidak dalam, antara lain pondasi setempat, pondasi batu kali, pondasi plat beton, pondasi rakit. Sedangkan pondasi tidak langsung adalah pondasi yang berada di atas lapisan tanah keras yang cukup jauh, sehingga pada pendistribusian beban dibantu dengan struktur pembantu, antara lain pondasi tiang pancang, pondasi tiang bor (strauss), pondasi sumuran.

Dalam perencanaan pondasi perlu diperhatikan data tanah, hal yang menjadi pertimbangan direncanakannya pondasi gabungan pada pembangunan gedung parkir RSUD Saiful Anwar Malang, sebagai berikut :

1. Tanah padat mulai dari kedalaman 1,40 meter.

2. Sebagai alternatif pengganti pondasi di lapangan, digunakan pondasi gabungan telapak dengan pondasi Strauss.
3. Tanah di lokasi pembangunan mempunyai daya dukung yang baik.

Dalam skripsi ini akan mengkaji **“Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Parkir RSUD Saiful Anwar Malang”**,

1.2 Identifikasi Masalah

Pembangunan pondasi Strauss dengan kedalaman 7,20 meter pada gedung parkir RSUD Saiful Anwar Malang ini mempunyai luas $\pm 767 \text{ m}^2$ terdiri dari 4 lantai, dengan lantai 1 difungsikan sebagai ruang gudang dan lantai 2 sampai lantai 4 digunakan sebagai parkir kendaraan roda empat.

Dalam merencanakan suatu pondasi harus didukung dengan data-data yang dapat dipertanggung jawabkan secara teknis, agar hasil yang didapatkan sesuai yang diinginkan. Sedangkan data tanah yang dipakai dalam perhitungan pondasi di dapat dari hasil penyelidikan tanah Laboratorium Tanah Institut Teknologi Nasional Malang, tujuan dari penyelidikan ini adalah untuk mendapatkan data teknis tanah dasar setempat guna perencanaan pondasi bangunan. Data tersebut berupa data *Dutch Cone Parameter Test (Sondir)* (lampiran).

Dari hasil penyondiran di lapangan, permukaan tanah hingga kedalaman 1.40 meter mulai memasuki tanah keras, namun nilai kepadatan masih belum stabil. Hingga pada kedalaman 5 meter didapatkan lapisan tanah sangat keras

yaitu dengan nilai $q_c = 250 \text{ kg/cm}^2$. Hal ini sudah memenuhi syarat minimum, yaitu nilai $q_c > 40 \text{ kg/cm}^2$.

Berdasarkan data hasil penyelidikan tanah tersebut diatas, maka jenis pondasi yang digunakan adalah jenis pondasi dangkal sehingga terdapat lebih dari satu alternatif pilihan pondasi. Pada penulisan proposal skripsi ini dicoba perencanaan dengan menggunakan pondasi gabungan antara pondasi telapak dengan pondasi strauss.

1.3 Rumusan Masalah

Berdasarkan dari uraian diatas maka dapat dirumuskan masalah yang dapat dibahas yaitu:

1. Bagaimana daya dukung dan penurunan yang terjadi dari pondasi gabungan tersebut?
2. Bagaimana tulangan pondasi gabungan tersebut?

1.4 Maksud Dan Tujuan

Penyusunan skripsi ini tentang perencanaan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss ini mempunyai maksud dan tujuan sebagai berikut :

Maksud

1. Berdasar dari hasil test sondir yang dilakukan, mempunyai daya dukng tanah yang baik yaitu $q_c > 40 \text{ kg/m}^2$.
2. Karena tanah di lokasi rencana pembangunan sangat mendukung untuk digunakan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss.

Tujuan

1. Mendapatkan nilai daya dukung pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss yang memenuhi untuk pembangunan gedung parker 4 lantai RSUD Saiful Anwar Malang.
2. Untuk menambah daya dukung pondasi telapak setempat, sehingga ditambahkan pondasi strauss.

1.5 Lingkup Pembahasan

Dengan memperhatikan maksud dan tujuan maka ruang lingkup pembahasan tugas akhir ini adalah meliputi:

1. Perhitungan daya dukung pondasi telapak setempat dan pondasi strauss.
2. Perhitungan penulangan pondasi telapak dan pondasi strauss.

Sebagai pedoman perhitungan analisa pembebanan dan analisa statika.

didasarkan pada:

- a. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983
- b. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
- c. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer (Staad Pro 2004).
- d. SNI 03-1726-2002 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Pengertian Pondasi

Pondasi menurut disiplin ilmu Teknik Sipil adalah suatu bagian struktur atau lapisan tanah padat yang berfungsi sebagai penopang bangunan dan meneruskan beban bangunan atas (*upper structure*) ke lapisan tanah dibawahnya yang mempunyai daya dukung cukup dan tidak boleh terjadi penurunan melebihi batas yang diijinkan.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan agar pondasi itu sesuai dengan keadaan tanah di lapangan. Sebelum menentukan tipe pondasi yang akan digunakan, ada beberapa faktor yang harus dipertimbangkan yaitu :

2.1.1 Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

Daya dukung ultimit adalah beban maksimum yang sedemikian besarnya yang dapat ditahan oleh tanah sesaat sebelum hancur. Akibat pembebanan, tegangan didalam tanah meningkat, mula-mula tanah memadat, jika beban bertambah besar akan timbul retak-retak didalam tanah sampai tercapai suatu saat yang kekuatan tanahnya mencapai batas, kalau batas kekuatan tanah itu dilampaui maka tanahnya pecah sehingga tanah terdesak ke samping dan tanah tersembul atau terdesak naik diatas muka tanah.

Dalam perencanaan pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan

tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

2.2 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan suatu pondasi, ada beberapa yang harus di pertimbangkan :

a. Keadaan tanah pondasi

Kokohnya suatu bangunan di tentukan antara lain oleh kokohnya tanah dasar yang mendukung, sehubungan dengan itu, untuk merencanakan suatu pondasi bangunan, tanah dasarnya dikenal sebaik – baiknya. Harus kita ketahui besarnya kapasitas daya dukung tanah dasarnya serta sifat dan kelakuannya jika di bebani.

b. Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

Daya dukung ultimit adalah beban maksimum yang sedemikian besarnya yang dapat ditahan oleh tanah sesaat sebelum hancur. Akibat pembebanan, tegangan didalam tanah meningkat, mula-mula tanah memadat, jika beban bertambah besar akan timbul retak-retak didalam tanah sampai tercapai suatu saat yang kekuatan tanahnya mencapai batas, kalau batas kekuatan tanah itu dilampaui maka tanahnya pecah sehingga tanah terdesak ke samping dan tanah tersembul atau terdesak naik diatas muka tanah.

Dalam perencanaan pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau

kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

c. Keadaan sekelilingnya

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

d. Waktu dan biaya pekerjaan

Dalam pertimbangan pemilihan jenis pondasi tentunya tidak lepas dari segi waktu dan biaya, karena itu menyangkut apakah pemilihan jenis pondasi yang kita rencanakan ekonomis atau tidak.

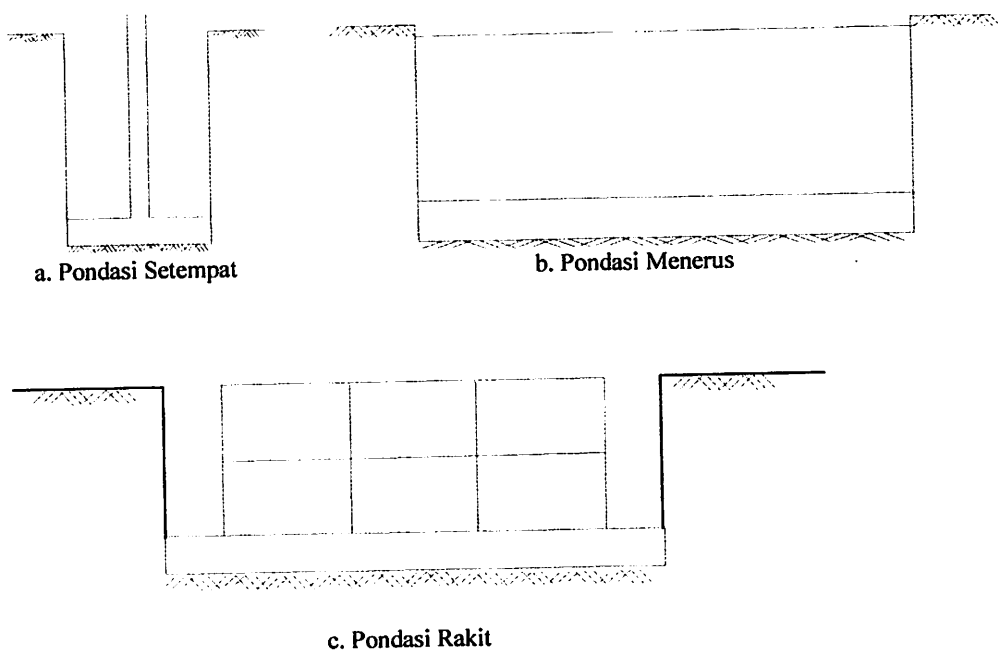
Selain itu, suatu pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan deformasi, seperti : (*Bowles,JE;1983:6*)

1. Kedalaman pondasi harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi.
2. Kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Pondasi haruslah ekonomis.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahan berbahaya yang terdapat di dalam tanah, terutama pada bangunan laut.
5. Pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus mampu ditolerir oleh elemen pondasi.

6. Berdasarkan kedalaman lapisan tanah padat (keras) yang mempunyai daya dukung cukup guna menopang beban bangunan, pondasi dapat digolongkan menjadi dua yaitu :

2.3 Pondasi Langsung

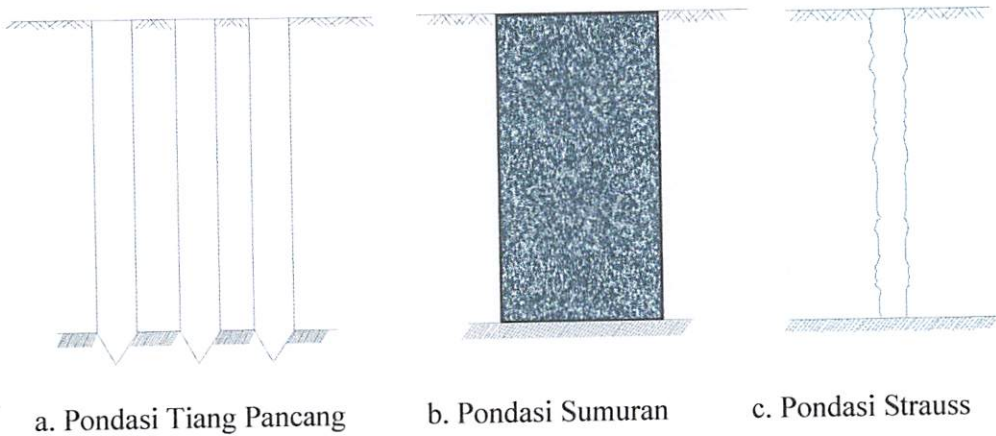
Pondasi langsung atau pondasi dangkal, merupakan pondasi dimana bagian dasar pondasi menumpang langsung pada lapisan tanah yang dianggap kuat menahannya. Menurut Terzaghi, istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mana perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B) lebih kecil atau sama, ($D \leq B$). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari jarak D , dimasukkan dalam kategori pondasi dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman ≤ 3 meter, yang mana termasuk didalamnya : pondasi setempat, pondasi pondasi menerus (lajur) dan pondasi rakit.



Gambar 2.1 : Pondasi Langsung / Dangkal

2.4 Pondasi Tidak Langsung

Pondasi tidak langsung atau pondasi dalam, merupakan pondasi dimana letak tanah keras sebagai landasan pondasi cukup dalam, misalnya sampai di atas 3 meter , sehingga tidak memungkinkan dibuat pondasi langsung. Pondasi dalam pada umumnya mempunyai kedalaman $\frac{D}{B} > 3$, dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B), yang mana termasuk didalamnya : pondasi tiang pancang, bor pile, pondasi sumuran dan pondasi strauss.



a. Pondasi Tiang Pancang

b. Pondasi Sumuran

c. Pondasi Strauss

Gambar 2.2 : Pondasi Tidak Langsung / Dalam

2.5 Dasar Teori Pondasi Telapak

2.5.1 Teori Pondasi Telapak

Pondasi Telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, bilamana terdapat lapisan tanah yang

cukup tebal dengan kualitas yang baik dan mampu mendukung bangunan di atasnya pada permukaan tanah atau sedikit di bawah permukaan tanah.

2.5.2 Jenis – jenis Pondasi Telapak

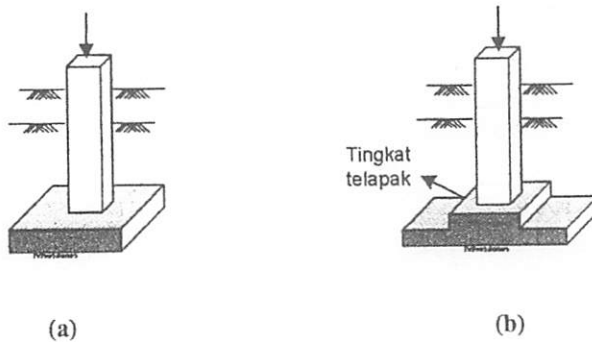
Berdasarkan bentuk dan fungsinya, pondasi telapak dapat dibedakan menjadi dua, yaitu :

1. Pondasi telapak tunggal

Adalah pondasi yang berdiri sendiri dalam mendukung kolom.

Pondasi telapak dapat dibedakan menjadi :

- a. Pondasi telapak sebar
- b. Pondasi telapak bertingkat

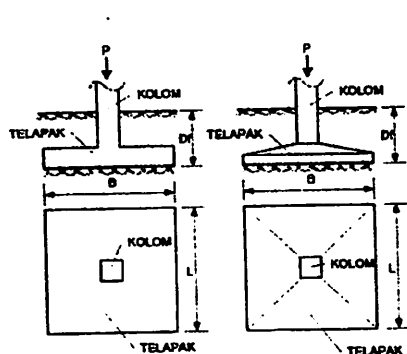
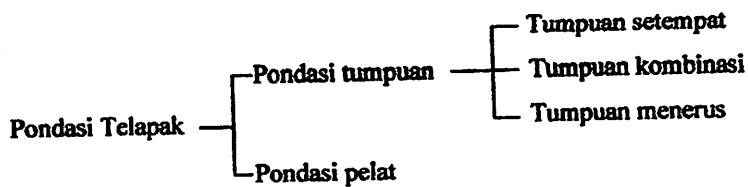


Gambar 2.3 (a) Pondasi Telapak Sebar (b) Pondasi Telapak Beringkat

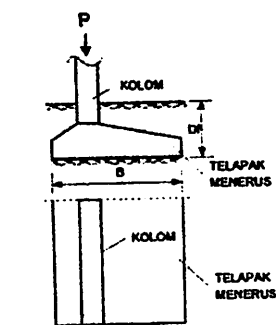
2. Pondasi telapak menerus

Pondasi telapak menerus digunakan untuk mendukung dinding memanjang atau digunakan untuk mendukung sederetan kolom-kolom yang berjarak sangat dekat, sehingga bila dipakai pondasi telapak setempat sisi-sisinya akan berhimpit satu sama lain.

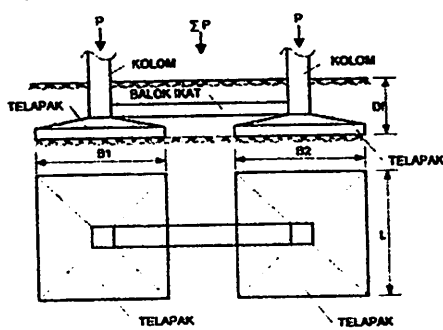
Jenis-jenis pondasi telapak dapat dibedakan sebagai berikut :



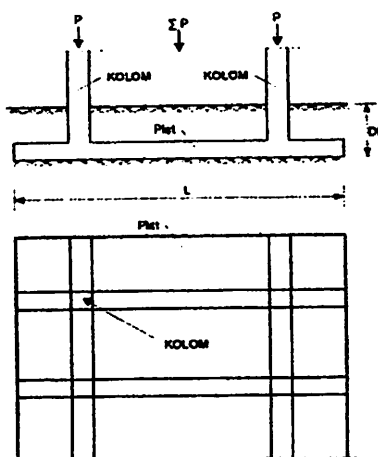
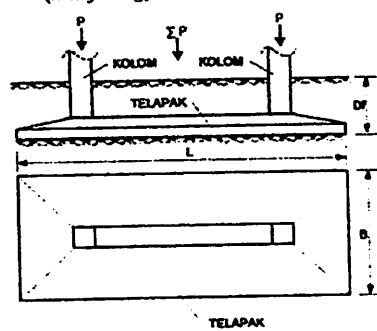
(a) Tumpuan tunggal (*Independent footing*)



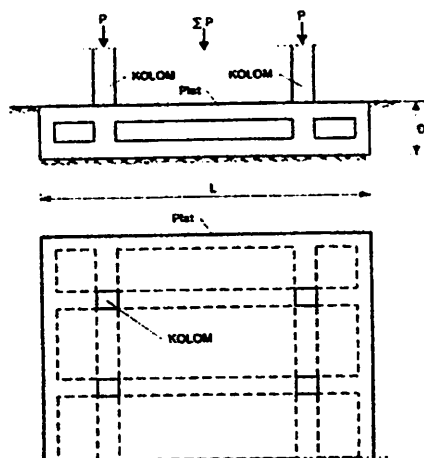
(c) Tumpuan menerus (*Wall footing*)



(b) Tumpuan kombinasi (*Combined footing*)



(d) Tumpuan pelat (*Raft footing*)



2.5.3 Daya Dukung Pondasi Telapak

Daya dukung *ultimate* (q_u) didefinisikan sebagai beban maksimum per satuan luas (kg/cm^2) dimana tanah masih dapat mendukung beban tanpa mengalami keruntuhan. Bila dinyatakan dalam persamaan adalah, (Hardiyatmo, H.C., I, 2002.,87) :

$$q_u = \frac{P_u}{A} \quad (2.1)$$

dimana : q_u = daya dukung ultimate (kg/cm^2)

P_u = beban ultimate (kg)

A = luas pondasi (cm^2)

Untuk pondasi berbentuk selain memanjang, Terzaghi memberikan rumus sebagai berikut (Hardiyatmo, H.C., I, 2002., 92) :

Bujur Sangkar :

$$q_u = 1,3 c \cdot N_c + P_o \cdot N_q + 0,4 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (2.2)$$

Lingkaran :

$$q_u = 1,3 c \cdot N_c + P_o \cdot N_q + 0,3 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma \quad (2.3)$$

Persegi Panjang :

$$q_u = c \cdot N_c (1 + 0,3 B/L) + P_o \cdot N_q + 0,5 \cdot B \cdot \gamma \cdot N_\gamma (1 - 0,2 B/L) \quad (2.4)$$

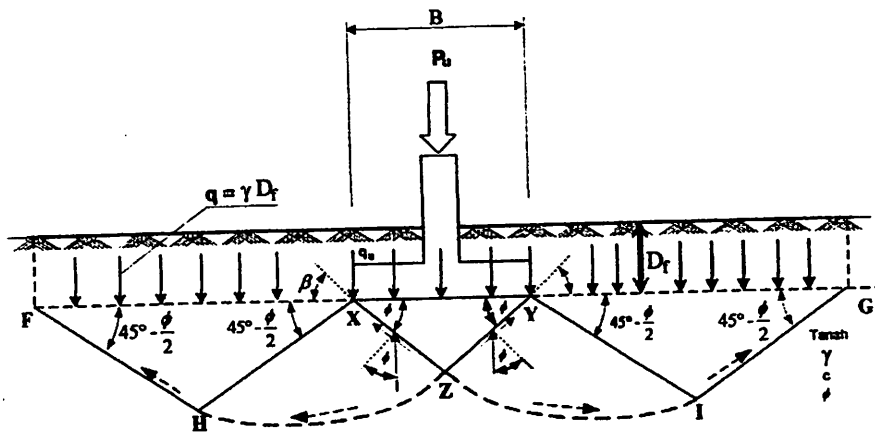
Dimana : q_u = daya dukung ultimate untuk pondasi memanjang (kg/cm^2)

c = kohesi (kg/cm^2)

D_f = kedalaman pondasi (cm)

γ = berat volume tanah (kg/cm^3)

$D_f \cdot \gamma = P_o$ = tekanan *overburden* pada dasar pondasi (kg/cm^2)



Gambar 2.5. Bentuk keruntuhan dan analisis kapasitas dukung

Adapun penjelasan gambar di atas adalah sebagai berikut :

1. Tanah XYZ di bawah pondasi bergerak ke bawah dan ke samping sehingga terjadi garis keruntuhan ZHF dan ZIG ;
2. Bagian XHF dan YIG dalam keadaan seimbang dengan tekanan tanah pasif ;
3. Bagian XZH dan YZI merupakan daerah Radial geser (*Radial Shear*) ;
4. Tanah di atas garis dasar galian pondasi (FXYG) sebagai *surchARGE* (bahan tambahan).

Pada tanah lempung, Skempton (1951) mengusulkan persamaan kapasitas dukung ultimit pondasi yang terletak pada lempung jenuh ($\phi = 0$), dengan mengalikan N_c pondasi dengan faktor $0,84 + 0,16 B/L$.

Jadi untuk menghitung daya dukung tanah, perlu diketahui berat volume tanah (γ), kohesi tanah (c) dan sudut geser tanah (ϕ).

Rumus daya dukung tanah Terzaghi tersebut berlaku pada kondisi *general shear failure* yang terjadi pada tanah yaitu karena desakan pondasi bangunan pada tanah, maka mula-mula terjadi penurunan kecil, tetapi bila desakan bertambah sampai melampaui batas daya dukung tanah ultimate maka akan terjadi penurunan yang besar dan cepat, serta tanah dibawah pondasi akan mendesak tanah sekitarnya kesamping dan menyebabkan tanah tersembul atau terdesak naik (*bulge out*) di atas muka tanah. Keruntuhan geser umum terjadi dalam waktu yang relatif mendadak, diikuti dengan penggulingan pondasi. Model keruntuhan geser umum diharapkan terjadi pada pondasi yang relatif dangkal yang terletak pada padat atau kira-kira dengan $\theta' > 36^\circ$.

Pada *lokal shear failure* keruntuhannya hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinyu tidak berkembang. Pondasi tenggelam akibat bertambahnya beban pada kedalaman yang relatif dalam, yang menyebabkan tanah didekatnya mampat. Tetapi mampatnya tanah tidak sampai mengakibatkan kedudukan kritis keruntuhan geser umum. Dalam tipe keruntuhan geser lokal, terdapat sedikit pengembangan tanah disekitar pondasi, namun tidak terjadi penggulingan pondasi. Model keruntuhan lokal kira-kira $\theta' < 29^\circ$.

Untuk kondisi ini rumus daya dukung tanah Terzaghi harus diberi reduksi. Caranya, seluruh faktor daya dukung tanah dihitung kembali dengan menggunakan ϕ' dan c' , dengan :

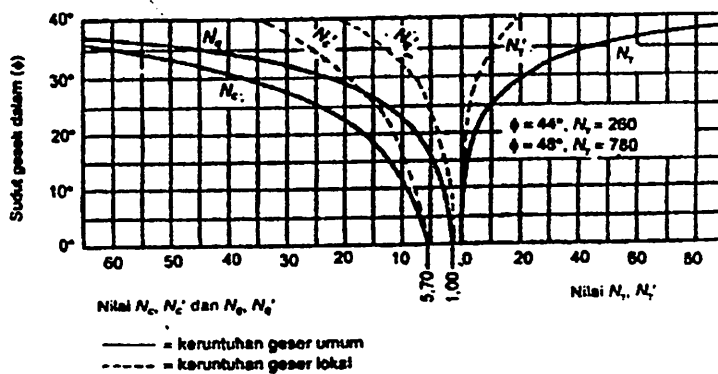
$$c = 2/3 c' \quad (2.5)$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi \quad (2.6)$$

dimana : c' = kohesi tanah pada "local shear failure" (kg/cm^3)

ϕ' = sudut geser tanah pada "local shear failure" ($^\circ$)

Sedangkan untuk faktor daya dukung tanah dipakai N_c' ; N_q' ; N_γ'



Gambar 2.6 Hubungan $\phi, N_c'; N_q'; N_\gamma'$ (Terzaghi, 1943)

Tabel 2.1. Koefisien Daya Dukung Dari Terzaghi

ϕ	Keruntuhan Geser Umum			Keruntuhan Geser Lokal		
	N_c	N_q	N_γ	N_c'	N_q'	N_γ'
0°	5,7	1,0	0	5,7	1,0	0,0
5°	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10°	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15°	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20°	17,9	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25°	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30°	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34°	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35°	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40°	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45°	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48°	258,3	287,9	780,1	66,8	50,5	60,4
50°	347,6	415,1	1153,1	81,3	65,6	87,1

Sumber : Hardiyatmo, H.C., I., 2002., 93-94

2.5.4. Penurunan Pondasi Telapak

Secara umum penurunan (*settlement*) pada tanah yang disebabkan oleh pembebanan dapat dibagi menjadi dua kelompok besar, yaitu :

Penurunan segera (*immediate settlement*), adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi massa tanah yang tertekan dan terjadi pada volume konstan. Penurunan pada tanah-tanah berbutir kasar dan tanah-tanah berbutir

halus yang tidak jenuh termasuk tipe penurunan segera, karena penurunan terjadi segera setelah terjadi penerapan beban.

Tabel 2.3 Syarat Penurunan maksimum yang diijinkan

Limiting Factor or Type of Structure	Maximum Allowable Settlement	
	Differential	Total (in.)
Drainage of floors	0.01-0.02L	6-12
Stacking, warehouse lift trucks	0.01L	6
Tilting of smokestacks, silos	0.004B	3-12
Framed structure, simple	0.005L	2-4
Framed structure, continous	0.002L	1-2
Framed structure with diagonals	0.0015L	1-2
Reinforced concrete structure	0.002-0.004L	1-3
Brick walls, one-story	0.001-0.002L	1-2
Bricks walls, high	0.0005-0.001L	1
Cracking of panel walls	0.003L	1-2
Cracking of plaster	0.001L	1
Machine operation, noncritical	0.003L	1-2
Crane rails	0.003L	-
Machines, critical	0.0002L	-

(Soils and Foundation., Chap.6.,162)

2.6 Dasar Teori Pondasi Strauss

Pondasi tiang digunakan untuk mendukung bangunan, apabila lapisan tanah keras terletak sangat dalam. Pondasi ini kerap kali digunakan untuk mendukung bangunan yang mempunyai bobot total bangunan cukup besar.

Pondasi Strauss dipasang ke dalam tanah dengan cara mengebor tanah terlebih dahulu, kemudian diisi dengan tulangan dan dicor beton. Pondasi ini digunakan pada tanah yang stabil dan kaku sehingga memungkinkan untuk membentuk lubang yang stabil dengan alat bor. Jika tanah mengandung air, maka pipa (casing) dibutuhkan untuk menahan dinding lubang dan akan ditarik keluar pada waktu pengecoran beton. Pada tanah yang padat atau batuan rapuh, dasar tiang dapat dibesarkan untuk menambah tahanan dukung ujung tiang (end bearing).

Secara umum, bila ditinjau dari segi pelaksanaannya, pondasi tiang bor dapat dibedakan menjadi 3 macam, yaitu :

1. Pelaksanaan dengan cara kering (*Dry Method*)
2. Pelaksanaan dengan casing
3. Pelaksanaan dengan Slurry.

2.5.1 Daya Dukung Pondasi Strauss 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 tanah pondasi telah melampaui batas daya dukung dan tegangan geser maka akan berakibat keruntuhan pada pondasi.

Persamaan daya dukung tiang strauss secara umum sebagai berikut:

$$Q_u = Q_p + Q_s$$

Dimana : Q_u = daya dukung tiang

Q_p = daya dukung ujung tiang (ton)

Q_s = daya dukung selimut (ton)

Penentuan daya dukung pondasi tiang dengan menggunakan data SPT yang telah dikorelasikan dari data sondir $N = \frac{q_u}{4}$ (Teknik Pondasi I, Hardiyatmo, H.C.). Dan menurut Meyerhof (1956) (Manual Pondasi Tiang Edisi 3, Universitas Katolik Parahyangan) menganjurkan untuk tiang dengan desakan tanah yang kecil seperti tiang Strauss, maka daya dukung selimut hanya diambil separuh dari persamaan tiang pancang sehingga dirumuskan sebagai berikut :

$$Q_u = 40 \times N_b \times A_p + 0.1 \times N \times A_s$$

Dimana :

Q_u = Daya dukung tiang (ton)

N_b = Nilai N SPT pada elevasi dasar tiang

A_p = Luas penampang dasar tiang (m^2)

N = Nilai N SPT rata-rata sepanjang tiang

A_s = Luas selimut tiang (m^2)

- Daya dukung ijin (Q_a)

$$Q_a = \frac{Q_u}{SF}$$

Q_a = Daya dukung ijin tiang (ton)

Q_u = Daya dukung tiang (ton)

SF = Angka keamanan

2.7 Efisiensi Kelompok Tiang

Penentuan daya dukung vertikal sebagai tiang dalam kelompok perlu dihitung dulu efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya

dukung vertikal sebuah tiang yang berdiri adalah tidak sama besarnya yang berada dalam suatu kelompok.

Efisiensi η adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok terhadap jumlah tahanan kulit masing-masing tiang pancang. Misalkan banyaknya baris adalah (n) dan banyaknya kolom (m) dan jarak masing-masing tiang (s), maka banyaknya tiang $K = m.n$.

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{\text{tiang}}}{n \times Q_{\text{tiang}}}$$

Penentuan daya dukung vertikal kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus dibawah ini :

$$Q_{\text{tiang}} = \eta \cdot n \cdot Q_{\text{tiang}}$$

$$\text{Kontrol : } Q_{\text{tiang}} > \sum V$$

Dimana :

Q_{tiang} = daya dukung yang diijinkan untuk sebuah tiang dalam kelompok

Q_{tiang} = daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

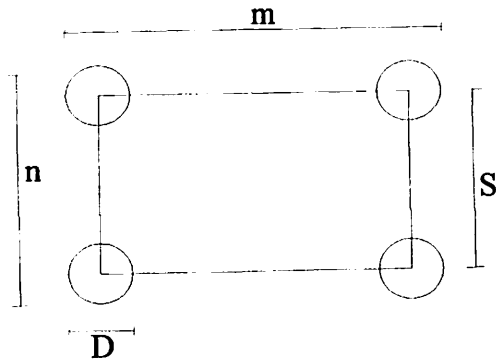
n = jumlah tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

a) Jarak antara tiang dalam kelompok

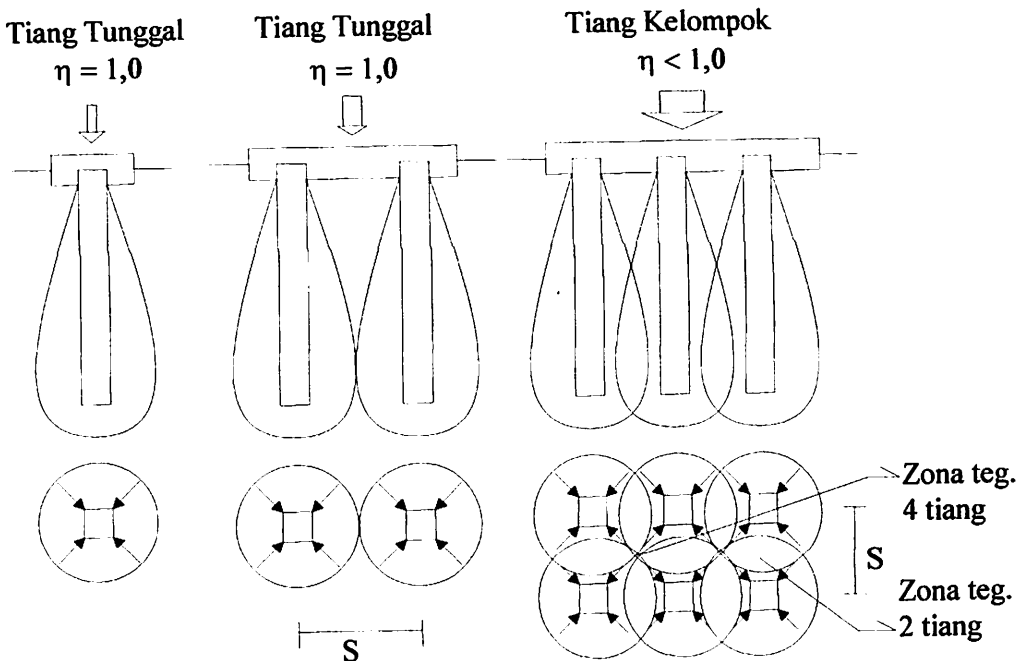
syarat jarak tiang :



Gambar 2.10 : Skema Jarak Antar Tiang

Kontribusi daya dukung tiang yang dihasilkan dari lekatan atau friksi kulit tiang dengan tanah di sekeliling tiang (lihat sketsa).

- Dimana :
- m = jumlah baris tiang
 - n = jumlah tiang dalam baris
 - D = diameter tiang (cm)
 - S = jarak antara as ke as tiang (cm)



Gambar 2.11 : Skema Kontribusi Daya Dukung 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 safety factor yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

a. Rumus Converse-labarre

$$\eta = 1 - \frac{\phi}{90} \left[\frac{(n-1).m + (m-1).n}{m.n} \right]$$

Dimana :

$$\phi = \text{arc tg } \frac{D}{S}$$

b. Rumus Los Angeles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi.m.S.n} \left[m.(n-1) + n.(m-1) + \dots + (m-1)(n-1).\sqrt{2} \right]$$

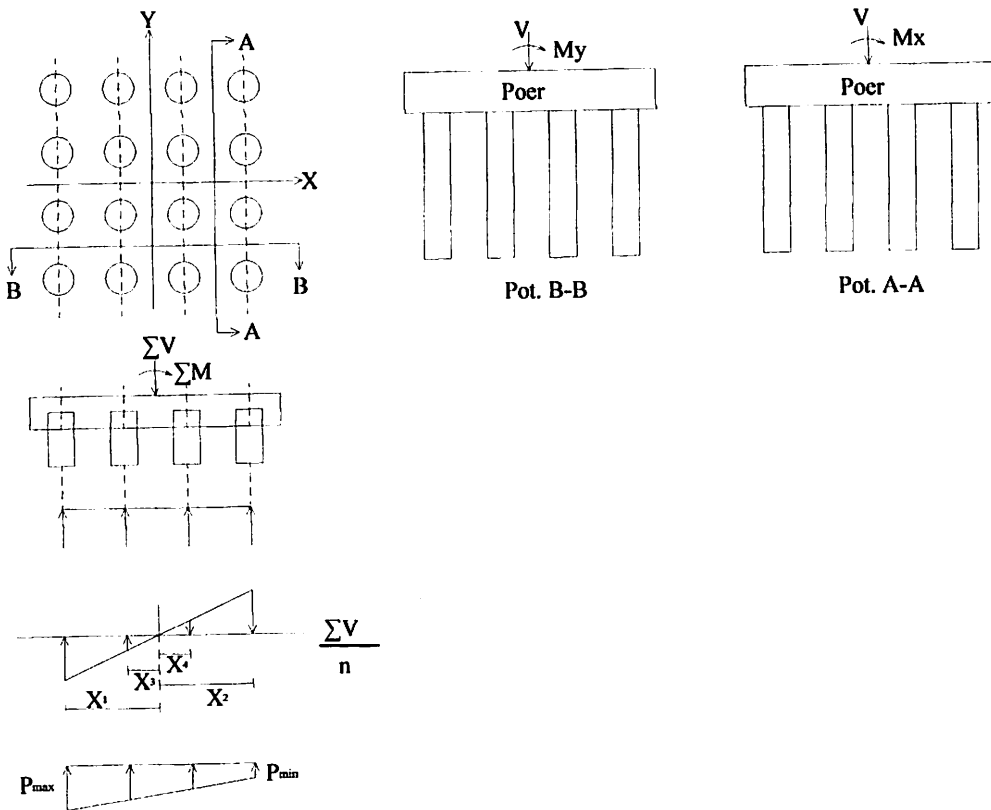
c. Rumus Seiler Keeny

$$\eta = \left[1 - \frac{(11.S)(m+n-2)}{7(S^2-1)(m+n-1)} \right] + \left[\frac{0,3}{(m+n)} \right]$$

Dimana :

- m = jumlah baris tiang arah x
- n = jumlah tiang dalam baris arah y
- D = diameter tiang
- S = jarak antara as ke as tiang

b) Kelompok tiang yang menerima beban normal sentries dan momen yang bekerja pada dua arah.



Gambar 2.13 : Skema Pondasi Tiang Kelompok

Rumus :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{My \cdot X_{\max}}{ny \cdot \Sigma x^2} \pm \frac{Mx \cdot Y_{\max}}{nx \cdot \Sigma y^2}$$

Kontrol : $P_{\max} < Q_1$ tiang

Dimana :

P_{\max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang (kg)

- P_{total} = Beban vertikal yang diterima oleh kelompok tiang (kg)
 n = Banyaknya jumlah tiang (buah)
 X_{max} = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu
 X (m)
 Y_{max} = Jarak terjauh tiang ke pusat berat kelompok tiang searah sumbu
 Y (m)
 M_x = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu x
(kgm)
 M_y = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu y
(kgm)
 n_x = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu x (buah)
 n_y = Banyak tiang dalam satu baris searah sumbu y (buah)
 $\sum X^2$ = Jumlah kuadrat absis tiang (m^2)
 $\sum Y^2$ = Jumlah kuadrat ordinat tiang (m^2)

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

2.8 Pembebanan

Suatu pondasi harus mampu menahan beban yang bekerja di atasnya, sehingga gedung tersebut tidak mengalami keruntuhan. Adapun perhitungan pembebanan terdiri dari :

- **Beban Mati**

Sesuai dengan Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1987, maka beban mati diatur sebagai berikut :

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m²
- Berat isi beton = 2400 kg/m³

- **Beban Hidup**

Sesuai dengan peraturan pembebanan indonesia untuk gedung 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Ruang parkir = 400 kg/m²
- Tangga = 300 kg/m²
- Beban guna atap sebagai tempat parkir = 400 kg/m²

- **Beban Gempa (di atas muka tanah)**

Berdasarkan SNI 1726 – 2002, beban gempa yang di analisis menggunakan analisis statistik ekivalen adalah sebagai berikut

$$V = \frac{c_i \cdot I}{R} \cdot W_t$$

Dimana :

- V = Gaya geser rencana total akibat beban gempa
- C_i = faktor respon gempa
- I = faktor keutamaan gedung
- R = faktor reduksi gempa
- T = Waktu getar alami fundamental struktur gedung
- W_t = Berat total gedung, termasuk beban hidup yang sesuai

- **Berat Total Gedung**

Perhitungan massa bangunan di gunakan sebagai beban gempa yang akan bekerja pada pusat massa bangunan

- **Beban Gempa Nasional Statik Ekvivalen (F_i)**

$$F_1 = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum_{i=1}^n W_i \cdot Z_i} \cdot v$$

Dimana :

W_i = Berat lantai ke - i termasuk beban hidup

z_i = Ketinggian lantai tingkat ke - i

n = Jumlah Tingkat

2.9 Konversi Data Sondir Ke Parameter Tanah

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam mengkonversi data sondir ke parameter tanah, antara lain :

1. $q_c = 4 N$

dimana, N = nilai SPT

$$q_c = \text{tahanan konus (kg/cm}^2\text{)}$$

2. Hubungan N dan q_c dari jenis tanah

- Lanau, lempung, lanau bepasir sedikit kohesif, $N = 2 q_c$
- Pasir bersih halus sampai sedang, pasir sedikit lanau, $N = 3,5 q_c$
- Pasir kasar dan pasir sedikit kerikil, $N = 5 q_c$
- Kerikil bepasir, $N = 6 q_c$

3. Konversi ke nilai c (kohesi)

$$c = \frac{q_c}{14} (\text{kg/cm}^2)$$

4. Nilai Gamma (γ)

Untuk berat jenis kondisi basah dirumuskan :

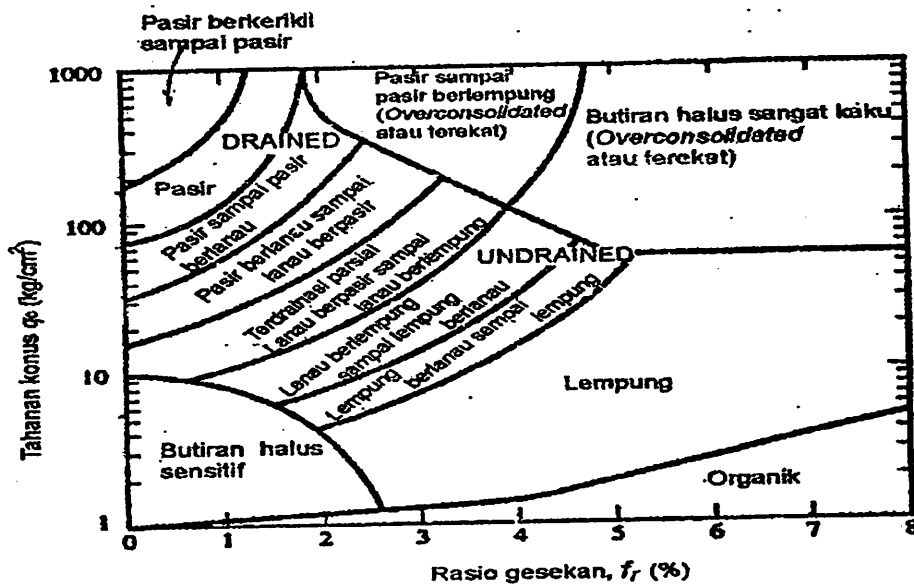
$$\gamma = \gamma_d (1 + w)$$

Keterangan :

w = kadar air jernih, dalam persen terhadap berat kering

γ_d = berat volume tanah kering

γ = berat volume tanah basah



Gambar 2.14 Klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis (sondir)

Sumber : (Hardiyatmo, H.C., *Analisis dan Perancangan Fondasi I*, 2011., Hal 75)

BAB III

ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1. Data Perencanaan

3.1.1 Bangunan

1. Fungsi Bangunan = Gudang (lantai 1/dasar) dan parkir (lantai 2-4)
2. Lantai Bangunan = Plat Beton Bertulang
3. Lokasi Bangunan = Jl. Jaks Agung Suprpto No.2 Malang
4. Panjang Bangunan = 48,21 m
5. Lebar Bangunan = 18 m (utara) dan 14,45 m (selatan)
6. Tinggi Bangunan = 10,80 m
7. Zona Gempa = Wilayah Gempa 4
8. Data Tanah = Sondir

3.1.2 Bahan Bangunan

1. Peraturan Perencanaan Dasar
 - a. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
 - b. SNI 03-1726-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)
 - c. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983 (PPIUG)
2. Kuat Tekan Beton ($f'c$) = 30 Mpa

3. Tegangan leleh tulangan (f_y) = 350 MPa

4. Pembebanan

Perencanaan pembebanan dihitung dari berat sendiri struktur, beban hidup akibat fungsi struktur, dan beban lateral akibat gempa.

Kode pembebanan adalah sebagai berikut :

- Beban mati : D
- Beban hidup : L
- Beban gempa : E

Berat sendiri dari material konstruksi sesuai dengan PPIUG 1983 diambil sebagai berikut:

- Beton bertulang = 2400 kg/m³
- Berat dinding = 1700 kg/m³
- Beton (bukan beton pengisi) = 2200 kg/m³

Beban hidup yang direncanakan sesuai dengan PPIUG 1983 adalah sebagai berikut :

- Beban hidup bangunan parkir = 400 kg/m²
- Beban hidup untuk helipad = 1870,5 kg (beban terpusat)
- Beban hidup air hujan = 20 kg/m²

5. Dimensi balok dan kolom

a. Balok

- B12 = B13 = B15 = 40 x 80

- B14 = 40 x 60 (ujung) dan 40 x 95 (pangkal)
- B16 = 30 x 60

b. Kolom

- K1 = 50 x 80
- K2 = 15 x 15 (kolom praktis)

3.2 Perhitungan Pembebanan

3.2.1 Perhitungan Beban yang Bekerja pada Lantai 2 & 3

- Beban Mati (qd)

– Berat sendiri plat = $0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$ $= 360 \text{ kg/m}^2$

qd = 360 kg/m^2

- Beban Hidup (ql)

Fungsi bangunan gedung parkir = 400 kg/m^2 (PPIUG 1983 ; 17)

– Gedung parkir $= 400 \text{ kg/m}^2$

–

3.2.2 Perhitungan Beban yang Bekerja pada Lantai 4

- Beban Mati (qd)

– Berat sendiri plat = $0.15 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$ $= 360 \text{ kg/m}^2$

qd = 360 kg/m^2

- Beban Hidup (ql)

- Di luar daerah landasan helipad = 400 kg/m^2 (PPIUG 1983;17)
- Pada daerah landasan helipad

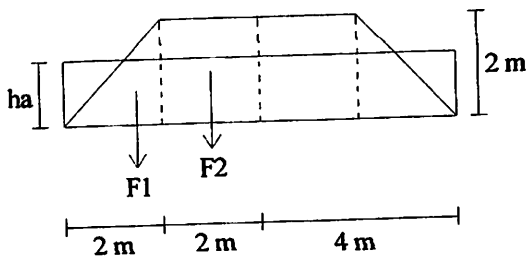
- o Berat bruto helicopter (type FH-1100) = 1247 kg (PPIUG 1983;18)
- o Beban rencana = berat bruto x koefisien kejut
 $= 1247 \text{ kg} \times 1.5$
 $= 1870.5 \text{ kg}$

Beban pada landasan helipad merupakan beban terpusat, yang terbagi pada 2 tumpuan, jadi beban masing-masing tumpuan adalah : $\frac{1870.5 \text{ kg}}{2}$
 $= 935.25 \text{ kg}$

3.2.3 Pembebanan pada Portal Memanjang

3.2.3.1 Perataan Beban Plat pada Balok Memanjang

a. Tipe A



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 2 \text{ m}$$

$$F_2 = 2 \cdot 2 = 4 \text{ m}$$

$$R_A = R_B = F_1 + F_2 = 2 + 4 = 6$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot ha \cdot l^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot ha \cdot 8^2 = 8 ha$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (2 + \frac{1}{3} \cdot 2)) - (F_2 \cdot \frac{1}{2} \cdot 2)$$

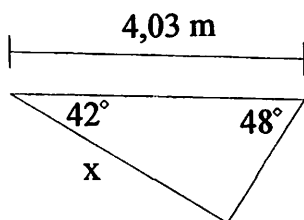
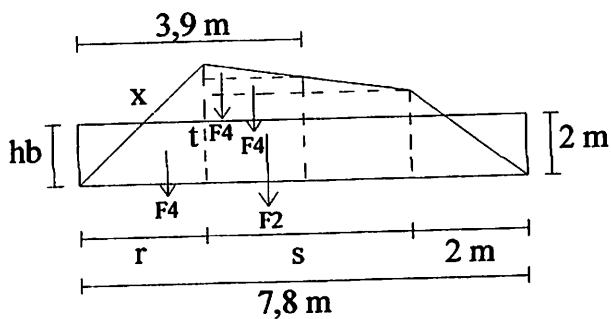
$$= (6.4) - (2 \cdot (2 + \frac{1}{3} \cdot 2)) - (4.1) = 14,667 \text{ kNm}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$8 ha = 14,667$$

$$ha = 1,83 \text{ m}$$

b. Tipe B

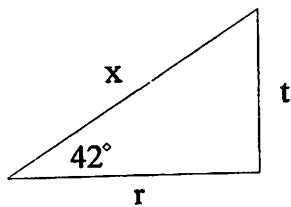


$$\sin 48^\circ = \frac{x}{4,03}$$

$$= 2,9925 \text{ m}$$

$$\cos 42^\circ = \frac{x}{4,03}$$

$$= 2,9925 \text{ m}$$



$$\sin 42^\circ = \frac{t}{x}$$

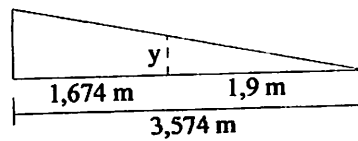
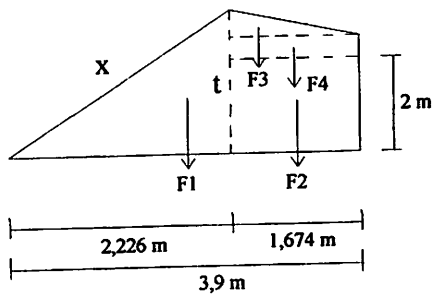
$$= 2,004 \text{ m}$$

$$\cos 42^\circ = \frac{r}{x}$$

$$r = 2,226 \text{ m}$$

$$S = (7,8 - 2 - r) \text{ m}$$

$$= (7,8 - 2 - r) \text{ m} = 3,574 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,226 \cdot 2,004 = 2,23$$

$$F_2 = 1,674 \cdot 2 = 3,348$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,674 \cdot (0,004 - 0,00213) = 0,001565$$

$$F_4 = 1,674 \cdot 0,00213 = 0,003566$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2,23 + 3,348 + 0,001565 + 0,003566$$

$$= 5,58$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hb \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hb \cdot 7,8^2 = 7,605 \text{ hb}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 3,9) - (F_1 \cdot (1,674 + \frac{1}{3} \cdot 2,226)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,674)) -$$

$$(F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,674)) - (F_4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 1,674)$$

$$= (5,58 \cdot 3,9) - (2,23 \cdot 2,416) - (3,348 \cdot 0,837) - (0,001565 \cdot 1,116)$$

$$- (0,003566 \cdot 0,837)$$

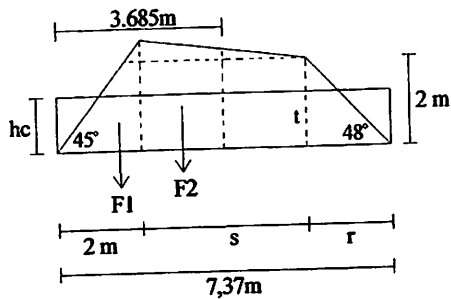
$$= 13,5673$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$7,605 = 13,5673$$

$$hb = 1,784 \text{ m}$$

c. **Tipe C**



$$t = 4 \text{ m} - tb$$

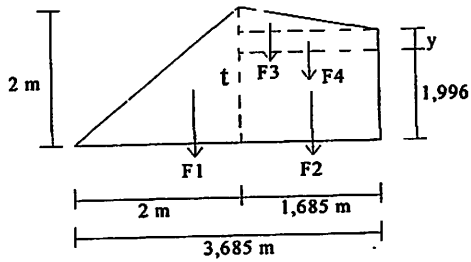
$$= 4 \text{ m} - 2,004 \text{ m}$$

$$= 1,996 \text{ m}$$

$$\tan 48^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 48^\circ}$$

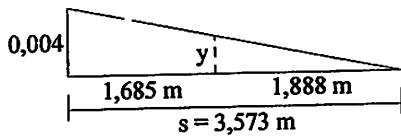
$$= 1,797 \text{ m}$$



$$S = (7,37 - 2 - r) \text{ m}$$

$$= (7,37 - 2 - 1,797) \text{ m}$$

$$= 3,573 \text{ m}$$



$$\frac{y}{1,888} = \frac{0,004}{3,573}$$

$$y = 0,00211 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2$$

$$= 2$$

$$F_2 = 1,685 \cdot 1,996 = 3,36326$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,685 \cdot (0,004 - 0,00211) = 0,00159$$

$$F_4 = 1,685 \cdot 0,00211 = 0,00356$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2 + 3,36326 + 0,00159 + 0,00356$$

$$= 5,368$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hc \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hc \cdot 7,37^2$$

$$= 6,7896 hc$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 3,685) - (F_1 \cdot (3,685 - \frac{2}{3} \cdot 2)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,685))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,685)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,685))$$

$$= (5,368 \cdot 3,685) - (2 \cdot 2,35167) - (3,36326 \cdot 0,8425)$$

$$(0,00159 \cdot 1,1233) - (0,00356 \cdot 0,8425)$$

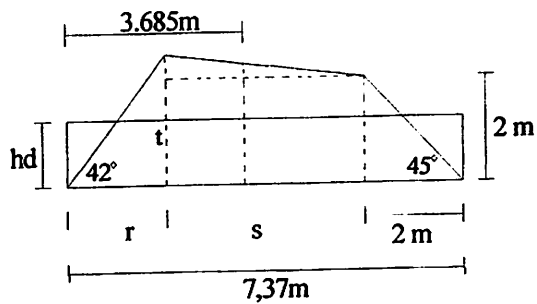
$$= 12,2394$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$6,7896 hc = 12,2394$$

$$hc = 1,803 \text{ m}$$

d. **Tipe D**



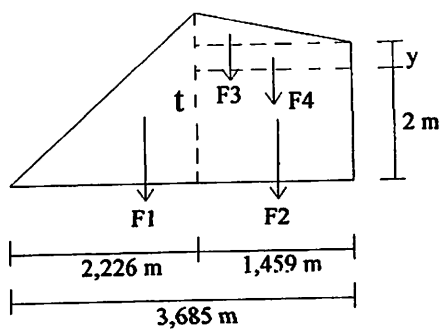
$$X = x \text{ pada tipe B} = 2,9925 \text{ m}$$

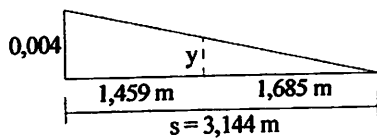
$$T = t \text{ pada tipe B} = 2,004 \text{ m}$$

$$\tan 42^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 42^\circ} = 2,226 \text{ m}$$

$$S = (7,37 - 2 - r) \text{ m} = (7,37 - 2 - 2,226) \text{ m} = 3,144 \text{ m}$$





$$\frac{y}{1,685} = \frac{0,004}{3,144}$$

$$y = 0,00214$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,226 \cdot 2,004 = 2,23$$

$$F_2 = 1,459 \cdot 2 = 2,918$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,685 \cdot (0,004 - 0,00214) = 0,00136$$

$$F_4 = 1,459 \cdot 0,00214 = 0,00312$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2,23 + 2,918 + 0,00136 + 0,00312$$

$$= 5,15248$$

$$M \max I = \frac{1}{8} \cdot hd \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hd \cdot 7,37^2$$

$$= 6,7896 \text{ hd}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 3,685) - (F_1 \cdot (3,685 - \frac{2}{3} \cdot 2,26)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,459))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,459)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,459))$$

$$= (5,15248 \cdot 3,685) - (2,23 \cdot 2,201) - (2,918 \cdot 0,7295)$$

$$- (0,00136 \cdot 0,97267) - (0,00312 \cdot 0,7295)$$

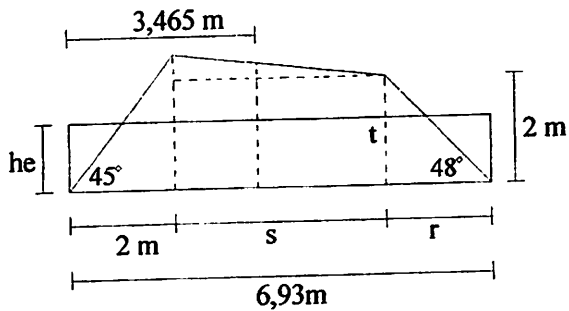
$$= 11,9464$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$6,7896 \text{ hd} = 11,9464$$

$$\text{hd} = 1,7595 \text{ m}$$

e. **Type E**



$$t = 4 \text{ m} - td$$

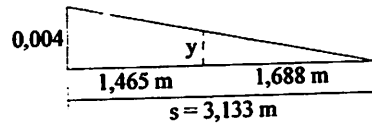
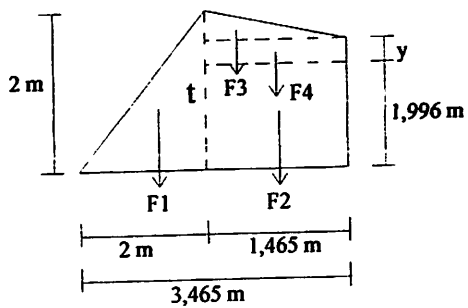
$$= 4 \text{ m} - 2,004 = 1,996 \text{ m}$$

$$\tan 48^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 48^\circ} = 1,797 \text{ m}$$

$$S = (6,93 - 2 - r) \text{ m}$$

$$= (6,93 - 2 - 1,797) \text{ m} = 3,133 \text{ m}$$



$$\frac{y}{1,688} = \frac{0,004}{3,133}$$

$$y = 0,00213$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 2$$

$$F_2 = 1,465 \cdot 1,996 = 2,92414$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,465 \cdot (0,004 - 0,00213) = 0,00137$$

$$F_4 = 1,465 \cdot 0,00213 = 0,00312$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2,23 + 2,92414 + 0,00137 + 0,00312$$

$$= 4,92863$$

$$M \max I = \frac{1}{8} \cdot h \cdot e \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h \cdot e \cdot 7,37^2$$

$$= 6,003 \text{ he}$$

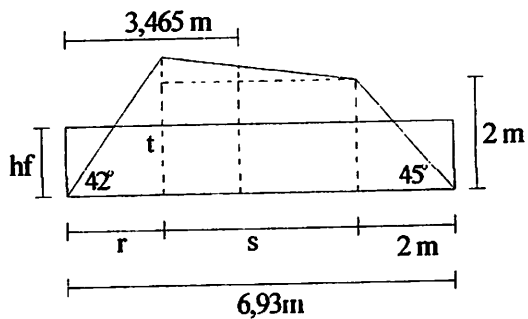
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_A \cdot 3,465) - (F_1 \cdot (3,465 - \frac{2}{3} \cdot 2)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,465)) \\
 &\quad - (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,465)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,465)) \\
 &= (4,92863 \cdot 3,465) - (2 \cdot 2,13167) - (2,92414 \cdot 0,7325) \\
 &\quad - (0,00137 \cdot 0,9767) - (0,00312 \cdot 0,7325) \\
 &= 10,6688
 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$6,003 \text{ he} = 10,6688$$

$$\text{he} = 1,777 \text{ m}$$

f. **Tipe F**



$$x = x \text{ pada tipe B} = 2,9925 \text{ m}$$

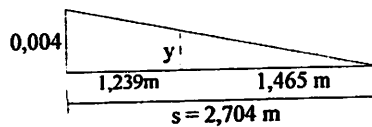
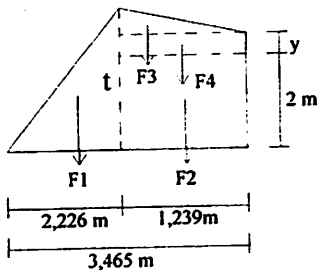
$$t = t \text{ pada tipe B} = 2,004 \text{ m}$$

$$\text{Tan } 42^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 42^\circ} = 2,226 \text{ m}$$

$$S = (6,93 - 2 - r) \text{ m}$$

$$= (6,93 - 2 - 2,226) \text{ m} = 2,704 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,226 \cdot 2,004 = 2,23$$

$$F_2 = 1,239 \cdot 2 = 2,478$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,239 \cdot (0,004 - 0,00217) = 0,00113$$

$$F_4 = 1,239 \cdot 0,00217 = 0,00269$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2,23 + 2,478 + 0,00113 + 0,00269$$

$$= 4,71182$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot hf \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hf \cdot 6,93^2$$

$$= 6,003 \text{ hf}$$

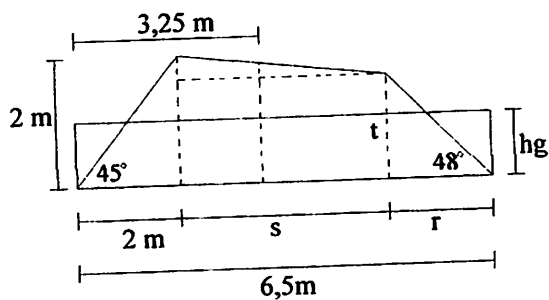
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_A \cdot 3,465) - (F_1 \cdot (3,465 - \frac{2}{3} \cdot 2,226)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,459)) \\
 &\quad (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,239)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,239)) \\
 &= (4,71182 \cdot 3,465) - (2,23 \cdot 1,981) - (2,478 \cdot 0,6195) \\
 &\quad (0,00113 \cdot 0,826) - (0,00269 \cdot 0,6195) \\
 &= 10,3711
 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$6,003 hf = 10,3711$$

$$hf = 1,728 \text{ m}$$

g. Tipe G



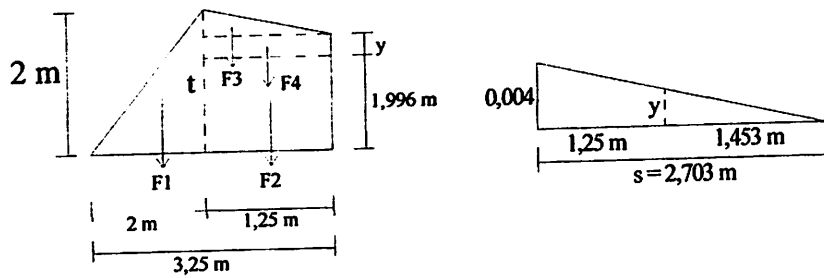
$$t = t \text{ pada tipe E} = 1,996 \text{ m}$$

$$\tan 48^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 48^\circ} = 1,797 \text{ m}$$

$$S = (6,5 - 2 - r) \text{ m}$$

$$= (6,5 - 2 - 1,797) \text{ m} = 2,703 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 2$$

$$F_2 = 1,25 \cdot 1,996 = 2,495$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot (0,004 - 0,00215) = 0,00185$$

$$F_4 = 1,25 \cdot 0,00215 = 0,00269$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2 + 2,495 + 0,00185 + 0,00269$$

$$= 4,4995$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot h \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h \cdot 6,5^2$$

$$= 5,28125 \text{ hg}$$

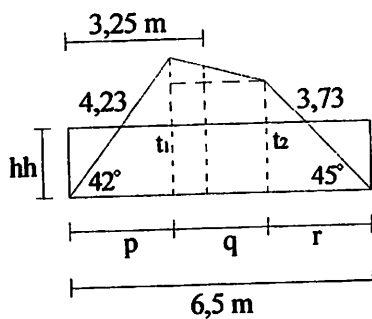
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_A \cdot 3,25) - (F_1 \cdot (3,25 - \frac{2}{3} \cdot 2)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,25)) \\
 &\quad (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,25)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,25)) \\
 &= (4,4995 \cdot 3,25) - (2 \cdot 1,9167) - (2,495 \cdot 0,625) \\
 &\quad - (0,00185 \cdot 0,8333) - (0,00269 \cdot 0,625) \\
 &= 9,2274
 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$5,28125 \text{ hg} = 9,2274$$

$$\text{hg} = 1,747 \text{ m}$$

h. Tipe H



$$\sin 42^\circ = \frac{t_1}{4,23}$$

$$t_1 = 2,83 \text{ m}$$

$$\sin 45^\circ = \frac{t_2}{3,73}$$

$$t_2 = 2,64 \text{ m}$$

$$\tan 42^\circ = \frac{t_1}{p}$$

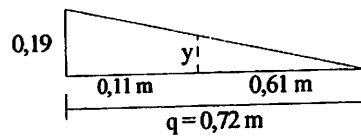
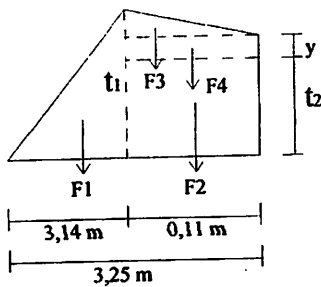
$$p = \frac{t_1}{\tan 42^\circ} = 3,14 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 2,64 \text{ m}$$

$$q = 6,5 - p - r$$

$$= 6,5 - 3,14 - 2,64 = 0,72 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,14 \cdot 2,83 = 4,4431$$

$$F_2 = 0,11 \cdot 2,64 = 0,2904$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,11 \cdot (0,19 - 0,16) = 0,00165$$

$$F_4 = 0,11 \cdot 0,16 = 0,0176$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 4,4431 + 0,2904 + 0,00165 + 0,0176$$

$$= 4,75275$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hh \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hh \cdot 6,5^2$$

$$= 5,28125 \text{ hh}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 3,25) - (F_1 \cdot (3,25 - \frac{2}{3} \cdot 3,14)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0,11))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 0,11)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0,11))$$

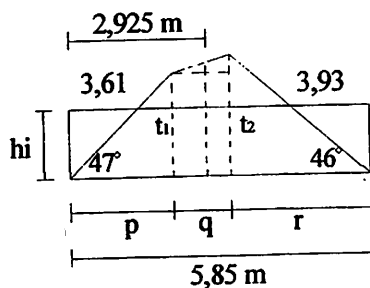
$$= 10,2947$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$5,28125 \text{ hh} = 10,2974$$

$$hh = 1,95 \text{ m} < 2,83 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

i. Type I



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{3,61}$$

$$t_1 = 2,64 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 2,46 \text{ m}$$

$$- \sin 46^\circ = \frac{t_2}{3,93}$$

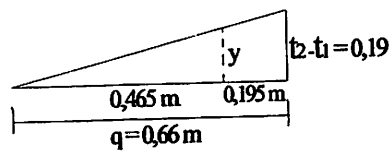
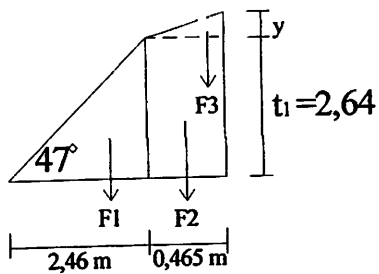
$$t_2 = 2,83 \text{ m}$$

$$\tan 46^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 46^\circ} = 2,73 \text{ m}$$

$$q = (5,85 - p - r) \text{ m}$$

$$= 0,66 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,46 \cdot 2,64$$

$$= 3,2472$$

$$F_2 = 0,465 \cdot 2,64$$

$$= 1,2276$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 0,465 \cdot 0,13 = 0,0302$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$
$$= 3,2472 + 1,2276 + 0,0302$$

$$= 4,505$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot h_i \cdot L^2$$
$$= \frac{1}{8} \cdot h_i \cdot 5,85^2$$
$$= 4,278 h_i$$

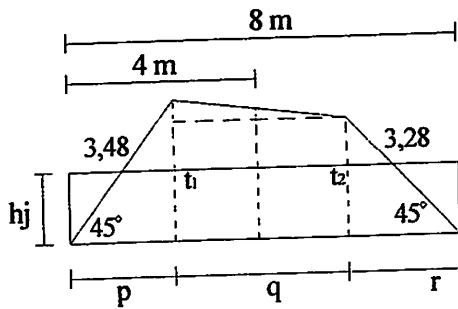
$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 2,925) - (F_1 \cdot (2,925 - \frac{2}{3} \cdot 2,46)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 0,465))$$
$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 0,465))$$
$$= 8,7144$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$4,278 h_i = 8,7144$$

$$h_i = 2,04 \text{ m} < 2,83 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

j. Tipe J



$$- \sin 45^\circ = \frac{t_1}{3,48}$$

$$t_1 = 2,46 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 45^\circ} = 2,46 \text{ m}$$

$$- \sin 45^\circ = \frac{t_2}{3,28}$$

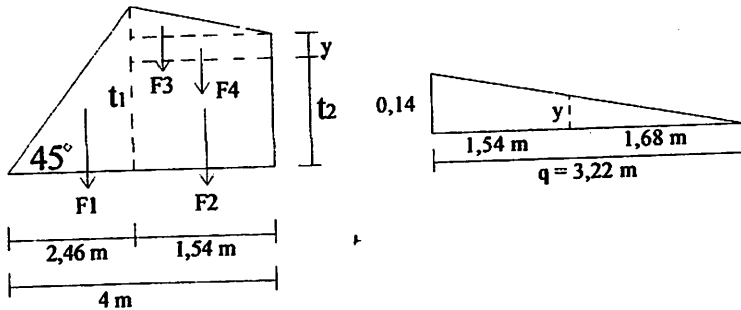
$$t_2 = 2,32 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 2,32 \text{ m}$$

$$q = (8 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8 - 2,46 - 2,32) = 3,22 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,46 \cdot 2,46 = 3,0258$$

$$F_2 = 1,54 \cdot 2,32 = 3,5728$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,54 \cdot (0,14 - 0,07) = 0,0539$$

$$F_4 = 1,54 \cdot 0,07 = 0,1078$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 3,0258 + 3,5728 + 0,0539 + 0,1078$$

$$= 6,7603$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_j \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_j \cdot 8^2$$

$$= 8 h_j$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (4 - \frac{2}{3} \cdot 2,46)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,54))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,54)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,54))$$

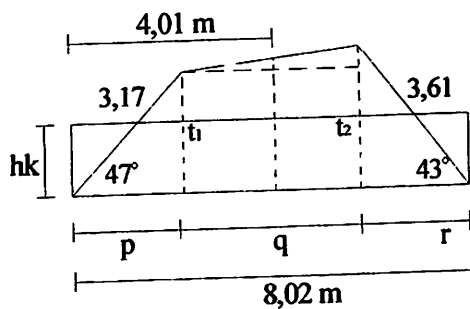
$$= 17,0109$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$8 \text{ hj} = 8,7144$$

$$\text{hj} = 2,13 \text{ m} < 2,46 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

k. Tipe K



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{3,17}$$

$$t_1 = 2,32 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 2,16 \text{ m}$$

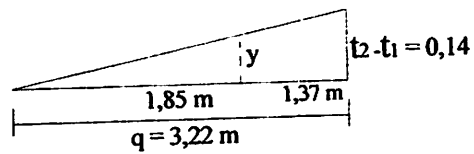
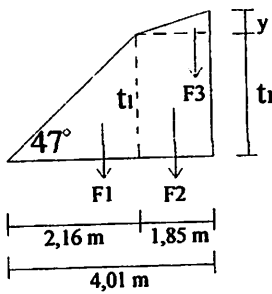
$$- \sin 43^\circ = \frac{t_2}{3,61}$$

$$t_2 = 2,46 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 43^\circ} = 2,64 \text{ m}$$

$$q = (8,02 - p - r) \text{ m} = 3,22 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,16 \cdot 2,32 = 2,5056$$

$$F_2 = 1,85 \cdot 2,32 = 4,292$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,85 \cdot 0,08 = 0,074$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$

$$= 2,5056 + 4,292 + 0,074$$

$$= 6,8716$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot hk \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hk \cdot 8,02^2$$

$$= 8,04 \text{ hk}$$

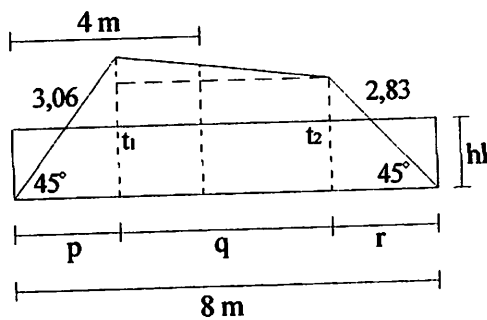
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_A \cdot 4,01) - (F_1 \cdot (4,01 - \frac{2}{3} \cdot 2,16)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,85)) \\
 &\quad - (F_3 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 1,85)) \\
 &= 17,099
 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$8,04 \text{ hk} = 17,099$$

$$\text{hk} = 2,13 \text{ m} < 2,46 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

i. Type L



$$- \sin 45^\circ = \frac{t_1}{3,06}$$

$$t_1 = 2,16 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 45^\circ} = 2,16 \text{ m}$$

$$- \sin 45^\circ = \frac{t_2}{2,83}$$

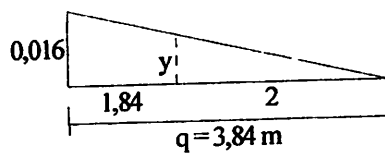
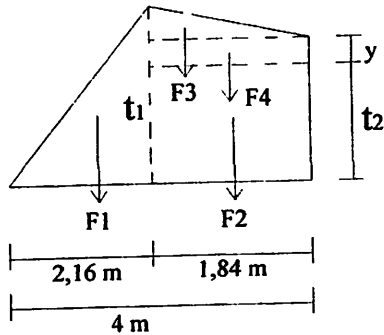
$$t_2 = 2 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 2 \text{ m}$$

$$q = (8 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8 - 2,16 - 2) = 3,84 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2,16 \cdot 2,16 = 2,3328$$

$$F_2 = 1,84 \cdot 2 = 3,68$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 1,84 \cdot (0,16 - 0,08) = 0,0736$$

$$F_4 = 1,84 \cdot 0,08 = 0,1472$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 2,3328 + 3,68 + 0,0736 + 0,1472 = 6,2336$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_l \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_l \cdot 8^2$$

$$= 8 h_l$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (4 - \frac{2}{3} \cdot 2,16)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,84))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 1,84)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 1,84))$$

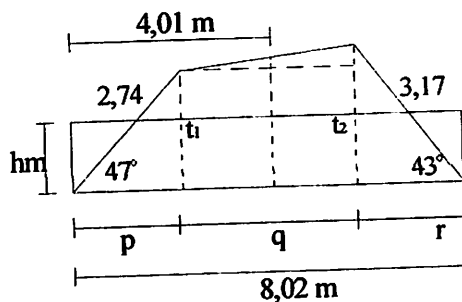
$$= 15,3511$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$8 h_l = 15,3511$$

$$h_l = 1,92 \text{ m} < 2,16 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

m. Tipe M



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{2,74}$$

$$t_1 = 2 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 1,87 \text{ m}$$

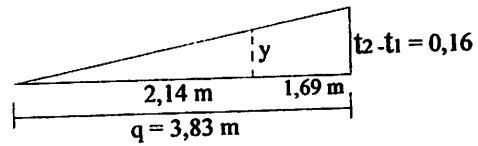
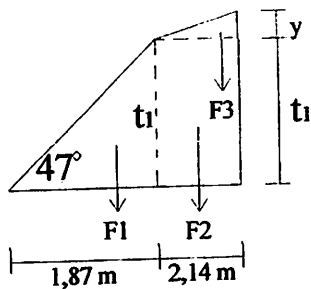
$$- \sin 43^\circ = \frac{t_2}{3,17}$$

$$t_2 = 2,16 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 43^\circ} = 2,32 \text{ m}$$

$$q = (8,02 - p - r) \text{ m} = 3,83 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,87 \cdot 2 = 1,87$$

$$F_2 = 2,14 \cdot 2 = 4,28$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,14 \cdot 0,09 = 0,0963$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$

$$= 1,87 + 4,28 + 0,0963$$

$$= 6,2463$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hm \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hm \cdot 8,02^2$$

$$= 8,04 \text{ hm}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4,01) - (F_1 \cdot (4,01 - \frac{2}{3} \cdot 1,87)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,14))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2,14))$$

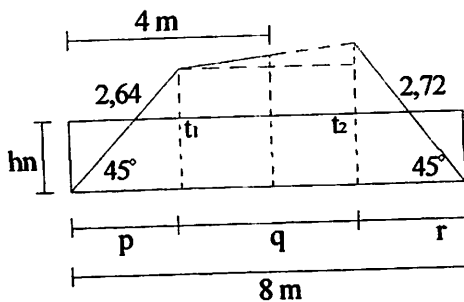
$$= 15,2319$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$8,04 \text{ hm} = 15,2319$$

$$\text{hm} = 1,89 \text{ m} < 2,16 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

n. Tipe N



$$- \sin 45^\circ = \frac{t_1}{2,64}$$

$$t_1 = 1,87 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 45^\circ} = 1,87 \text{ m}$$

$$- \sin 45^\circ = \frac{t_2}{2,72}$$

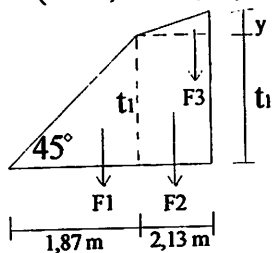
$$t_2 = 1,92 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

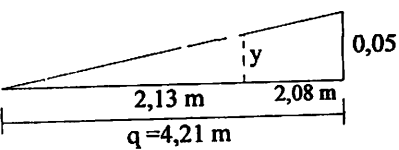
$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 1,92 \text{ m}$$

$$q = (8 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8 - 1,87 - 1,92) = 4,21 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,87 \cdot 1,87$$



$$= 1,74845$$

$$F_2 = 2,13 \cdot 1,87$$

$$= 3,9831$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,13 \cdot 0,025$$

$$= 0,0266$$

$$F_4 = 1,84 \cdot 0,08 = 0,1472$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$

$$= 1,74845 + 3,9831 + 0,0266$$

$$= 5,7582$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_n \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_n \cdot 8^2$$

$$= 8 h_n$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (4 - \frac{2}{3} \cdot 1,87)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,13))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2,13))$$

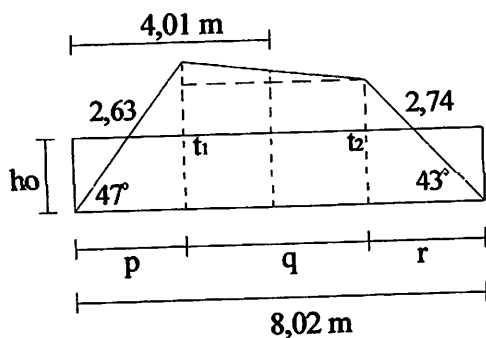
$$= 13,9578$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$8 h_n = 13,9578$$

$$h_n = 1,74 \text{ m} < 1,92 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

o. Tipe O



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{2,63}$$

$$t_1 = 1,92 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 1,79 \text{ m}$$

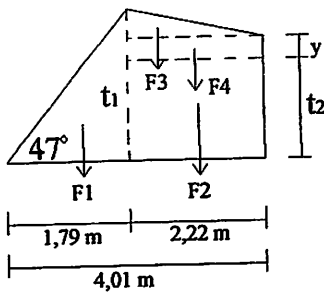
$$- \sin 43^\circ = \frac{t_2}{2,74}$$

$$t_2 = 1,87 \text{ m}$$

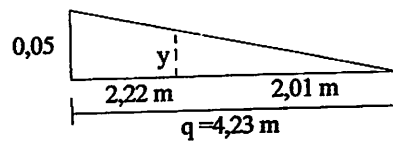
$$\tan 43^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 43^\circ} = 2 \text{ m}$$

$$q = (8,02 - p - r) \text{ m} = 4,23 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,79 \cdot 1,92$$



$$= 1,7184$$

$$F_2 = 2,22 \cdot 1,87 = 4,1514$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,22 \cdot (0,05 - 0,02) = 0,0333$$

$$F_4 = 2,22 \cdot 0,02 = 0,0444$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 1,7184 + 4,1514 + 0,0333 + 0,0444$$

$$= 5,9475$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot h_o \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_o \cdot 8,02^2$$

$$= 8,04 \text{ ho}$$

$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 4,01) - (F_1 \cdot (4,01 - \frac{2}{3} \cdot 1,79)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,22))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 2,22)) - (F_4 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,22))$$

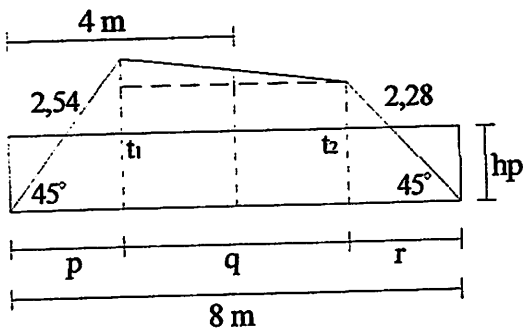
$$= 14,3027$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$8,04 \text{ ho} = 14,3027$$

$$h_o = 1,78 \text{ m} < 1,92 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

p. Tipe P



$$- \sin 45^\circ = \frac{t_1}{2,54}$$

$$t_1 = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 45^\circ} = 1,8 \text{ m}$$

$$- \sin 45^\circ = \frac{t_2}{2,28}$$

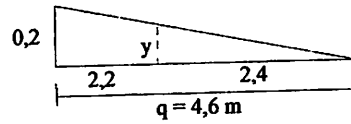
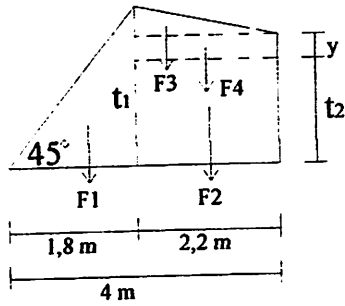
$$t_2 = 1,6 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 1,6 \text{ m}$$

$$q = (8 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8 - 1,8 - 1,6 = 4,6 \text{ m})$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 1,8 = 1,62$$

$$F_2 = 2,2 \cdot 1,6 = 3,52$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot (0,2 - 0,104) = 0,1056$$

$$F_4 = 2,2 \cdot 0,104 = 0,2288$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 1,62 + 3,52 + 0,1056 + 0,2288$$

$$= 5,4744$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hp \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hp \cdot 8^2$$

$$= 8 \text{ hp}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (4 - \frac{2}{3} \cdot 1,8)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,2))$$

$$- (F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 2,2)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,2))$$

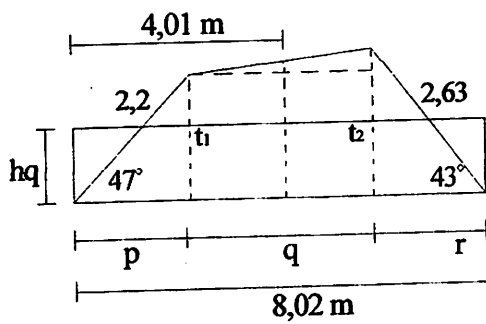
$$= 13,08304$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$8 \text{ hp} = 13,08304$$

$$\cdot \text{hp} = 1,635 \text{ m} < 1,8 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

q. Type Q



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{2,2}$$

$$t_1 = 1,61 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 1,5 \text{ m}$$

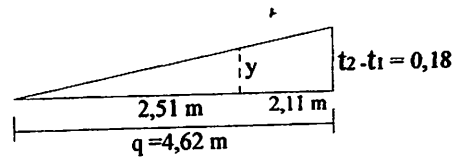
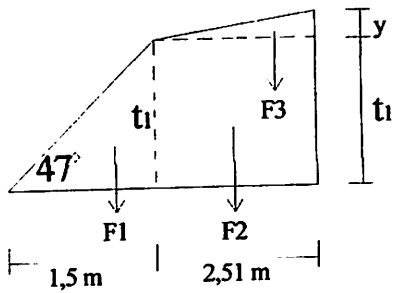
$$- \sin 43^\circ = \frac{t_2}{2,63}$$

$$t_2 = 1,79 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 43^\circ} = 1,9 \text{ m}$$

$$q = (8,02 - p - r) \text{ m} = 4,62 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 1,61 = 1,2075$$

$$F_2 = 2,51 \cdot 1,61 = 4,0411$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,51 \cdot 0,1 = 0,1255$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$

$$= 1,2075 + 4,0411 + 0,1255$$

$$= 5,3741$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hq \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hq \cdot 8,02^2$$

$$= 8,04 \text{ hq}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 4,01) - (F_1 \cdot (4,01 - \frac{2}{3} \cdot 1,5)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,51))$$

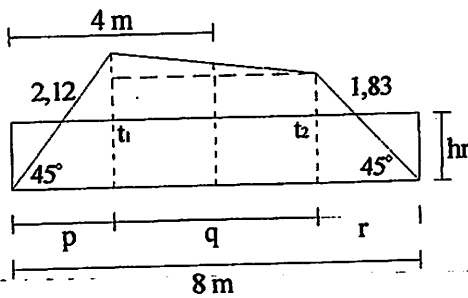
$$- (F_3 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2,51)) = 12,739$$

$$M \max I = M \max II$$

$$8,04 hq = 12,739$$

$$hq = 1,584 \text{ m} < 1,79 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

r. Type R



$$- \sin 45^\circ = \frac{t_1}{2,12}$$

$$t_1 = 1,5 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 45^\circ} = 1,5 \text{ m}$$

$$- \sin 45^\circ = \frac{t_2}{1,83}$$

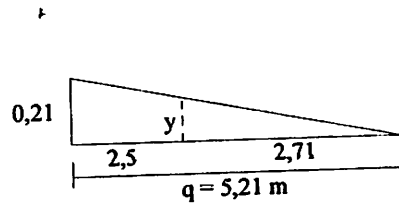
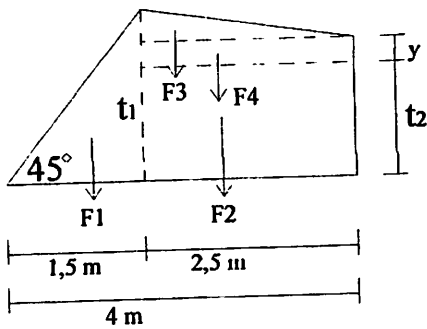
$$t_2 = 1,29 \text{ m}$$

$$\tan 45^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 45^\circ} = 1,29 \text{ m}$$

$$q = (8 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8 - 1,5 - 1,29) = 5,21 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,5 \cdot 1,5 = 1,125$$

$$F_2 = 2,5 \cdot 1,29 = 3,225$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,5 \cdot (0,21 - 0,11) = 0,125$$

$$F_4 = 2,5 \cdot 0,11 = 0,275$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3 + F_4$$

$$= 1,125 + 3,225 + 0,125 + 0,275$$

$$= 4,75$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot hr \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hr \cdot 8^2$$

$$= 8 \text{ hr}$$

$$M_{\max \text{ II}} = (R_A \cdot 4) - (F_1 \cdot (4 - \frac{2}{3} \cdot 1,5)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,5))$$

$$(F_3 \cdot (\frac{2}{3} \cdot 2,5)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,5))$$

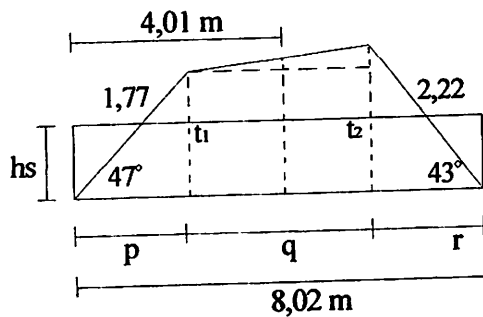
$$= 11,0417$$

$$M_{\max \text{ I}} = M_{\max \text{ II}}$$

$$8 \text{ hr} = 11,0417$$

$$\text{hr} = 1,38 \text{ m} < 1,5 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

s. **Type S**



$$- \sin 47^\circ = \frac{t_1}{1,77}$$

$$t_1 = 1,29 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t_1}{p}$$

$$p = \frac{t_1}{\tan 47^\circ} = 1,21 \text{ m}$$

$$- \sin 43^\circ = \frac{t_2}{2,2}$$

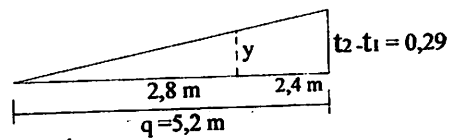
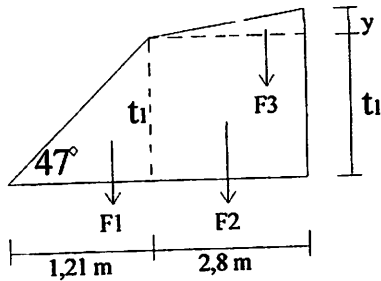
$$t_2 = 1,5 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t_2}{r}$$

$$r = \frac{t_2}{\tan 43^\circ} = 1,61 \text{ m}$$

$$q = (8,02 - p - r) \text{ m}$$

$$= (8,02 - 1,21 - 1,61) \text{ m} = 5,2 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 1,21 \cdot 1,29 = 0,78045$$

$$F_2 = 2,8 \cdot 1,29 = 3,612$$

$$F_3 = \frac{1}{2} \cdot 2,8 \cdot 0,16 = 0,224$$

$$R_A = F_1 + F_2 + F_3$$

$$= 0,78045 + 3,612 + 0,224$$

$$= 4,61645$$

$$M \max I = \frac{1}{8} \cdot h \cdot s \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot hs \cdot 8,02^2$$

$$= 8,04 \text{ hs}$$

$$M_{\max \text{ II}} = (R_A \cdot 4,01) - (F_1 \cdot (4,01 - \frac{2}{3} \cdot 1,21)) - (F_2 \cdot (\frac{1}{2} \cdot 2,8))$$

$$(F_3 \cdot (\frac{1}{3} \cdot 2,8))$$

$$= 10,7461$$

$$M_{\max \text{ I}} = M_{\max \text{ II}}$$

$$8,04 \text{ hs} = 10,7461$$

$$hs = 1,337 \text{ m} < 1,5 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

3.2.3.2 Pembebanan Balok Lantai

A. Beban mati merata (qd)

- Berat sendiri balok = $b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
- Berat plat = perataan hehan \times berat sendiri plat

➤ Lantai 2 & 3

- Portal Memanjang Line A

Untuk $L = 8 \text{ m}$

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^2 = 324\text{kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{– Berat plat} \quad = 1.83 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 658,8 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1282,8 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 7,8 m

$$\text{– Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\rightarrow \text{Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{– Berat plat} \quad = 1,784 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 642,24 \text{ kg/m} + \\
 \hline
 \text{qd} = 266,24 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

- Portal Memanjang Line B = Line C

Untuk L = 8 m

$$\text{– Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{– Berat plat} \quad = (2 \times 1,83 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 1317,6 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1641,6 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 7.37 m

$$\text{– Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{– Berat plat} \quad = (1.803 + 1.7595) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1282,5 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1606.5 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk I. = 6,93 m

$$\text{– Berat sendiri balok} = 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\begin{array}{r}
 \text{– Berat plat} \quad = (1,777 + 1,728) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 1261,8 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} =
 \end{array}$$

1585,8 kg/m

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 8 m (0-1)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,38) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 &&= 1155,6 \text{ kg/m} \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 1479,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (1-2)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,635) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 &&= 1247,4 \text{ kg/m} \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 1571,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (2-3)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,74) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 &&= 1285,2 \text{ kg/m} \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 1609,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (3-4)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,92) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 &&= 1350 \text{ kg/m} \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 1674 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (4-5)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 2,13) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 &&= 1425,6 \text{ kg/m} \\ &&&\underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&&\text{qd} = 1749,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

$$\text{Berat sendiri} = 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned} - \text{ Berat plat} &= (1,747 + 1,95) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 && = 1330,92 \text{ kg/m} \\ &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\ &&& \text{qd} = 1654,92 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

• Portal Memanjang Line E

Untuk L = 8,02 m (0-1)

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat plat} = 1,337 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 481,32 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ \text{qd} = 1105,32 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 8.02 m (1-2)

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat plat} = 1,584 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 570,24 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ \text{qd} = 1194,24 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 8.02 m (2-3)

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat plat} = 1,78 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 640,8 \text{ kg/m}$$

$$\underline{\hspace{1.5cm}} \\ \text{qd} = 1264,8 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 8.02 m (3-4)

- Berat sendiri balok	= 0,3m x (0,6 – 0,15)m x 2400 kg/m ²	= 324 kg/m
- Berat dinding	= 250 kg/m ² x 1,2 m	= 300 kg/m
- Berat plat	= 1,89 m x 360 kg/m ²	= 680,4 kg/m
		<hr/>
		qd = 1304,4 kg/m

Untuk L = 8.02 m (4-5)

- Berat sendiri balok	= 0,3m x (0,6 – 0,15)m x 2400 kg/m ²	= 324 kg/m
- Berat dinding	= 250 kg/m ² x 1,2 m	= 300 kg/m
- Berat plat	= 2,13 m x 360 kg/m ²	= 766,8 kg/m
		<hr/>
		qd = 1390,8 kg/m

Untuk L = 5.85 m

- Berat sendiri balok	= 0,3m x (0,6 – 0,15)m x 2400 kg/m ²	= 324 kg/m
- Berat dinding	= 250 kg/m ² x 1,2 m	= 300 kg/m
- Berat plat	= 2,04 m x 360 kg/m ²	= 734,4 kg/m
		<hr/>
		qd = 1358,4 kg/m

➤ **Lantai 4**

• Portal Memanjang Line A

Untuk L = 8 m (0-2)

- Berat sendiri balok	= 0,3m x (0,6 – 0,15)m x 2400 kg/m ²	= 324 kg/m
- Berat plat	= 1,83 m x 360 kg/m ²	= 658,8 kg/m
		<hr/>
		qd = 982,8 kg/m

Untuk L = 8 m (2-5)

- Berat sendiri balok	= 0,3m x (0,6 – 0,15)m x 2400 kg/m ²	= 324 kg/m
-----------------------	---	------------

- Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$	$= 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= 1,83 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 658,8 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1282,8 \text{ kg/m}$

Untuk L = 7,8 m

- Berat sendiri balok	$= 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 324 \text{ kg/m}$
- Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$	$= 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= 1,784 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 642,24 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1266,24 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line B = Line C

Untuk L = 8 m

- Berat sendiri balok	$= 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= (2 \times 1,83 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 1317,6 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1641,6 \text{ kg/m}$

Untuk L = 7,37 m

- Berat sendiri balok	$= 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= (1,803 + 1,7595) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 1282,5 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1606,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,93 m

- Berat sendiri balok	$= 0,3 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2$	$= 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= (1,777 + 1,728) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 1261,8 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1585,8 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 8 m (0-1)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,38) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1155,6 \text{ kg/m} \\ &\hline \text{qd} &= 1479,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (1-2)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,635) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1247,4 \text{ kg/m} \\ &\hline \text{qd} &= 1571,4 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (2-3)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,74) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1285,2 \text{ kg/m} \\ &\hline \text{qd} &= 1609,2 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (3-4)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 1,92) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1350 \text{ kg/m} \\ &\hline \text{qd} &= 1674 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 8 m (4-5)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat plat} &= (1,83 + 2,13) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1425,6 \text{ kg/m} \\ &\hline \text{qd} &= 1749,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

- Berat sendiri balok = $0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,747 + 1,95) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1330,92 \text{ kg/m}$

 $q_d = 1654,92 \text{ kg/m}$

• Portal Memanjang Line E

Untuk L = 8,02 m (0-1)

- Berat sendiri balok = $0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,337) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 481,32 \text{ kg/m}$

 $q_d = 805,32 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8,02 m (1-2)

- Berat sendiri balok = $0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,584) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 570,24 \text{ kg/m}$

 $q_d = 894,24 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8,02 m (2-3)

- Berat sendiri balok = $0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,78) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 640,8 \text{ kg/m}$

 $q_d = 1264,8 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8,02 m (3-4)

- Berat sendiri balok = $0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,89) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 680,4 \text{ kg/m}$

$$q_d = 1304,4 \text{ kg/m}$$

Untuk $L = 8,02 \text{ m}$ (4-5)

- Berat sendiri balok	$= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324$	kg/m
- Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$	$= 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= (2,13) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 766,8 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1390,8 \text{ kg/m}$

Untuk $L = 5,85 \text{ m}$

- Berat sendiri balok	$= 0,3\text{m} \times (0,6 - 0,15)\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 = 324$	kg/m
- Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$	$= 300 \text{ kg/m}$
- Berat plat	$= (2,04) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 734,4 \text{ kg/m}$
		<hr/>
		$q_d = 1358,4 \text{ kg/m}$

B. Beban hidup merata (q_l)

Beban hidup (q_l) = perataan beban x beban hidup bangunan

Beban hidup bangunan (gedung parkir) = 400 kg/m^2

➤ Lantai 2-4

• Portal Memanjang Line A

Untuk $L = 8 \text{ m}$

- Perataan beban tipe a = $1,83 \text{ m}$
- Beban hidup (q_l) = $1,83\text{m} \times 400 \text{ kg/m}^2 = 732 \text{ kg/m}$

Untuk $L = 7,8 \text{ m}$

- Perataan beban tipe b = $1,784 \text{ m}$
- Beban hidup (q_l) = $1,784\text{m} \times 400 \text{ kg/m}^2 = 713,6 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line B = Line C

Untuk L = 8 m

- Perataan beban tipe a = 1,83 m

- Beban hidup (ql) = $(2 \times 1,83\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1464 \text{ kg/m}$

Untuk L = 7,37 m

- Perataan beban tipe c = 1,803 m , tipe d = 1,7595 m

- Beban hidup (ql) = $(1,803\text{m} + 1,7595\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1425 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,93 m

- Perataan beban tipe e = 1,777 m , tipe f = 1,728 m

- Beban hidup (ql) = $(1,777\text{m} + 1,728\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1402 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 8 m (0-1)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe r = 1,38 m

- Beban hidup (ql) = $(1,83\text{m} + 1,38\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1284 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8 m (1-2)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe p = 1,635 m

- Beban hidup (ql) = $(1,83\text{m} + 1,635\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1386 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8 m (2-3)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe n = 1,74 m

- Beban hidup (ql) = $(1,83\text{m} + 1,74\text{m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1428 \text{ kg/m}$

Untuk L = 8 m (3-4)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe l = 1,92 m
- Beban hidup (ql) = (1,83m + 1,92m) x 400 kg/m² = 1500 kg/m

Untuk L = 8 m (4-5)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe j = 2,13 m
- Beban hidup (ql) = (1,83m + 2,13m) x 400 kg/m² = 1584 kg/m

Untuk L = 6,5 m

- Perataan beban tipe g = 1,747 m , tipe h = 1,95 m
- Beban hidup (ql) = (1,747m + 1,95m) x 400 kg/m² = 1478,8 kg/m

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 8,02 m (0-1)

- Perataan beban tipe s = 1,337 m
- Beban hidup (ql) = 1,337m x 400 kg/m² = 534,8 kg/m

Untuk L = 8,02 m (1-2)

- Perataan beban tipe q = 1,584 m
- Beban hidup (ql) = 1,584m x 400 kg/m² = 633,6 kg/m

Untuk L = 8,02 m (2-3)

- Perataan beban tipe o = 1,78 m
- Beban hidup (ql) = 1,78m x 400 kg/m² = 712 kg/m

Untuk L = 8,02 m (3-4)

- Perataan beban tipe m = 1,89 m
- Beban hidup (ql) = 1,89m x 400 kg/m² = 756 kg/m

Untuk L = 8,02 m (4-5)

- Perataan beban tipe k = 2,13 m
- Beban hidup (ql) = 2,13m x 400 kg/m² = 852 kg/m

Untuk L = 5,85 m

- Perataan beban tipe i = 2,04 m
- Beban hidup (ql) = 2,04m x 400 kg/m² = 816 kg/m

Beban air hujan (qr) = perataan beban x beban air hujan

Beban air hujan = 20 kg/m² (PPIUG 1983;13)

➤ Lantai 4

- Portal Memanjang Line A

Untuk L = 8 m

- Perataan beban tipe a = 1,83 m
- Beban air hujan (qr) = 1,83m x 20 kg/m² = 36,6 kg/m

Untuk L = 7,8 m

- Perataan beban tipe b = 1,784 m
- Beban air hujan (qr) = 1,784m x 20 kg/m² = 35,68 kg/m

- Portal Memanjang Line B = Line C

Untuk L = 8 m

- Perataan beban tipe a = 1,83 m
- Beban air hujan (qr) = (2 x 1,83m) x 20 kg/m² = 73,2 kg/m

Untuk L = 7,37 m

- Perataan beban tipe c = 1,803 m , tipe d = 1,7595 m
- Beban air hujan (qr) = (1,803m + 1,7595m) x 20 kg/m² = 71,25 kg/m

Untuk L = 6,93 m

- Perataan beban tipe e = 1,777 m , tipe f = 1,728 m
- Beban air hujan (qr) = (1,777m + 1,728m) x 20 kg/m² = 70,1 kg/m

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 8 m (0-1)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe r = 1,38 m
- Beban air hujan (qr) = (1,83m + 1,38m) x 20 kg/m² = 64,2 kg/m

Untuk L = 8 m (1-2)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe p = 1,635 m
- Beban air hujan (qr) = (1,83m + 1,635m) x 20 kg/m² = 69,3 kg/m

Untuk L = 8 m (2-3)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe n = 1,74 m
- Beban air hujan (qr) = (1,83m + 1,74m) x 20 kg/m² = 71,4 kg/m

Untuk L = 8 m (3-4)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe l = 1,92 m
- Beban air hujan (qr) = (1,83m + 1,92m) x 20 kg/m² = 75 kg/m

Untuk L = 8 m (4-5)

- Perataan beban tipe a = 1,83 m , tipe j = 2,13 m
- Beban air hujan (qr) = (1,83m + 2,13m) x 20 kg/m² = 79,2 kg/m

Untuk L = 6,5 m

- Perataan beban tipe g = 1,747 m , tipe h = 1,95 m
- Beban air hujan (qr) = (1,747m + 1,95m) x 20 kg/m² = 73,94 kg/m

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 8,02 m (0-1)

- Perataan beban tipe s = 1,337 m
- Beban air hujan (qr) = 1,337m x 20 kg/m² = 26,74 kg/m

Untuk L = 8,02 m (1-2)

- Perataan beban tipe q = 1,584 m
- Beban air hujan (qr) = 1,584m x 20 kg/m² = 31,68 kg/m

Untuk L = 8,2 m (2-3)

- Perataan beban tipe o = 1,78 m
- Beban air hujan (qr) = 1,78m x 20 kg/m² = 35,6 kg/m

Untuk L = 8,02 m (3-4)

- Perataan beban tipe m = 1,89 m
- Beban air hujan (qr) = 1,89m x 20 kg/m² = 37,8 kg/m

Untuk L = 8,02 m (4-5)

- Perataan beban tipe k = 2,13 m
- Beban air hujan (qr) = 2,13m x 20 kg/m² = 42,6 kg/m

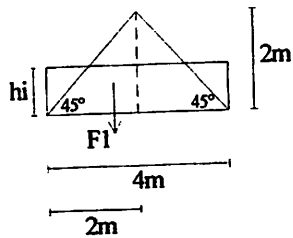
Untuk L = 5,85 m

- Perataan beban tipe i = 2,04 m
- Beban air hujan (qr) = 2,04m x 20 kg/m² = 40,8 kg/m

3.2.4 Pembebanan pada Portal Melintang

3.2.4.1 Perataan Beban Plat pada balok melintang

a. Tipe I



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot 2 \cdot 2 = 2 \text{ m}$$

$$R_A = R_B = F_1 = 2$$

$$M_{\text{max I}} = \frac{1}{8} \cdot h_i \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_i \cdot 4^2$$

$$= 2 h_i$$

$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 2) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2)$$

$$= (2 \cdot 2) - (2 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2)$$

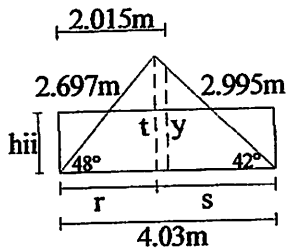
$$= 2,667$$

$$M_{\text{max I}} = M_{\text{max II}}$$

$$2 h_i = 2,667$$

$$h_i = 1,333 \text{ m} < 2 \text{ m} \text{ (OK)}$$

b. Tipe II



$$- \sin 48^\circ = \frac{t}{2,697}$$

$$t = 2,004 \text{ m}$$

$$\sin 42^\circ = \frac{t}{2,995}$$

$$t = 2,004 \text{ m}$$

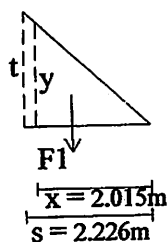
$$\tan 48^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 48^\circ} = 1,804 \text{ m}$$

$$s = (4,03 - r) \text{ m}$$

$$= (4,03 - 1,804) \text{ m}$$

$$= 2,226 \text{ m}$$



$$y/x = t/s$$

$$y = x \cdot t/s$$

$$= 2.015 \times 2.004 / 2.226 = 1.814 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2.015 \cdot 1.814 = 1,8276$$

$$R_B = F_1 = 1,8276$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{II} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{II} \cdot 4,03^2$$

$$= 2,03 h_{II}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 2,015) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,015)$$

$$= (1,8276 \cdot 2,015) - (1,8276 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,015)$$

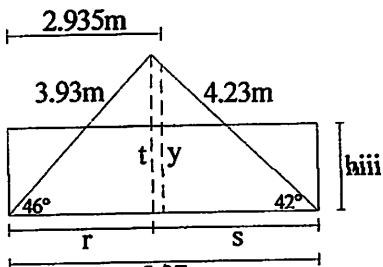
$$= 2,455076$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,03 h_{II} = 2,455076$$

$$h_{II} = 1,209 \text{ m} < 2,004 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

c. **Tipe III**



$$\sin 46^\circ = \frac{5.87\text{m}}{3.93}$$

$$t = 2.8 \text{ m}$$

$$\sin 42^\circ = \frac{t}{4.23}$$

$$t = 2.8 \text{ m}$$

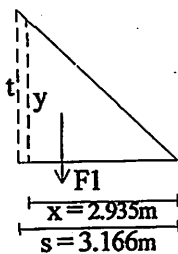
$$\tan 46^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 46^\circ} = 2.704 \text{ m}$$

$$s = (5.87 - r) \text{ m}$$

$$= (5.87 - 2.704) \text{ m}$$

$$= 3.166 \text{ m}$$



$$y/x = t/s$$

$$y = x \cdot t/s$$

$$= 2.935 \times 2.8 / 3.166 = 2.596 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2.935 \cdot 2.596 = 3.809$$

$$R_B = F_1 = 3.809$$

$$M_{\text{max I}} = \frac{1}{8} \cdot h_{\text{III}} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{\text{III}} \cdot 5.87^2$$

$$= 4.307 h_{\text{III}}$$

$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 2.935) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2.935)$$

$$= (3.809 \cdot 2.935) - (3.809 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2.935)$$

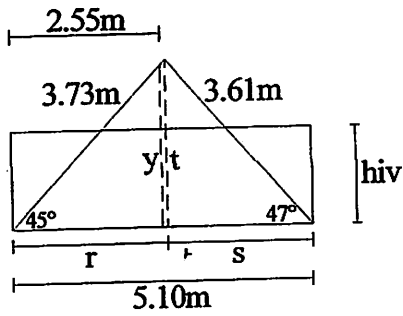
$$= 7.453$$

$$M_{\text{max I}} = M_{\text{max II}}$$

$$4.307 h_{\text{II}} = 7.453$$

$$h_{\text{II}} = 1.73 \text{ m} < 2.8 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

d. Tipe IV



$$\sin 47^\circ = \frac{t}{3,61}$$

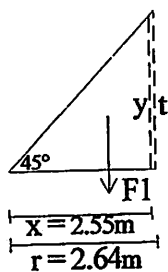
$$t = 2,64 \text{ m}$$

$$\sin 45^\circ = \frac{t}{3,73}$$

$$t = 2,64 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 47^\circ} = 2,46 \text{ m}$$



$$y/x = t/r$$

$$y = x \cdot t/r = 2,55 \text{ m}$$

$$r = (5,10 - r) \text{ m}$$

$$= (5,10 - 2,46) \text{ m}$$

$$= 2,64 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,55 \cdot 2,55 = 3,25125$$

$$R_A = F_1 = 3,25125$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{IV} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{IV} \cdot 5,1^2$$

$$= 3,25125 h_{IV}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 2,55) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,55)$$

$$= (3,25125 \cdot 2,55) - (3,25125 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,55)$$

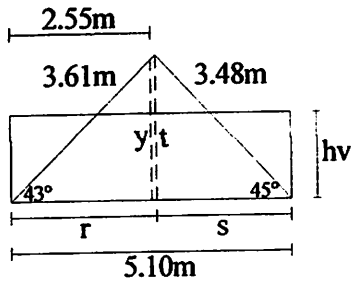
$$= 5,527125$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$3,25125 h_{IV} = 5,527125$$

$$h_{IV} = 1,7 \text{ m} < 2,64 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

e. Type V



$$\sin 45^\circ = \frac{t}{3,48}$$

$$t = 2,46 \text{ m}$$

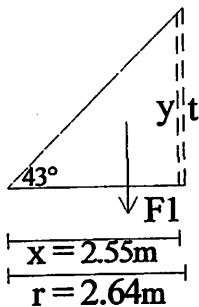
$$\sin 43^\circ = \frac{t}{3,61}$$

$$t = 2,46 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 2,64 \text{ m}$$

$$s = (5,10 - r) \text{ m} = (5,10 - 2,64) \text{ m} = 2,46 \text{ m}$$



$$y/x = t/r$$

$$y = x \cdot t/r$$

$$= 2,55 \times 2,46 / 2,64 = 2,38 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,55 \cdot 2,38 = 3,03$$

$$R_A = F_1 = 3,03$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= \frac{1}{8} \cdot h_v \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h_v \cdot 5,1^2 \\ &= 3,25125 h_v \end{aligned}$$

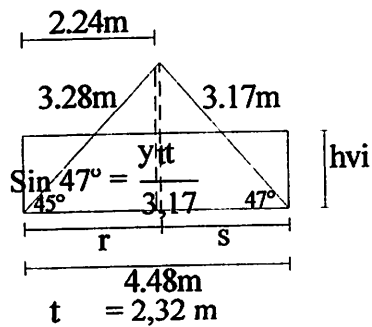
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (R_A \cdot 2,55) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,55) \\ &= (3,03 \cdot 2,55) - (3,03 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,55) \\ &= 5,1255 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$3,25125 h_v = 5,1255$$

$$h_v = 1,58 \text{ m} < 2,46 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

f. Tipe VI

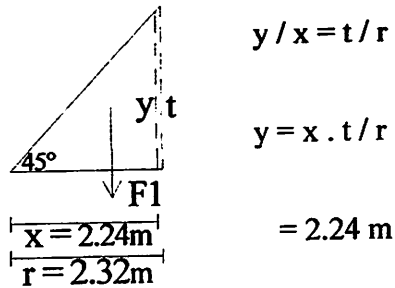


$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 47^\circ} = 2,16 \text{ m}$$

$$r = (4,48 - s) \text{ m}$$

$$= (4,48 - 2,16) \text{ m} = 2,32 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,24 \cdot 2,24 = 2,5088$$

$$R_A = F_1 = 2,5088$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{vI} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{vI} \cdot 4,48^2$$

$$= 2,5088 h_{vI}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 2,24) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,24)$$

$$= (2,5088 \cdot 2,24) - (2,5088 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,24)$$

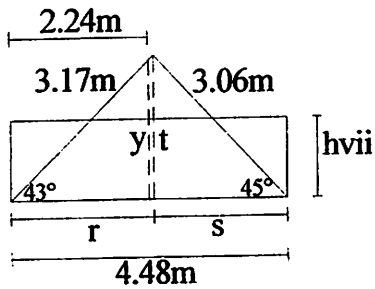
$$= 3,7465$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,5088 h_v = 3,7465$$

$$h_{VI} = 1,49 \text{ m} < 2,32 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

g. Tipe VII



$$\sin 43^\circ = \frac{t}{3,17}$$

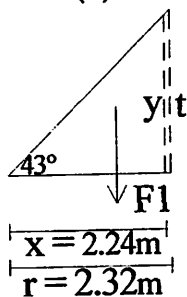
$$t = 2,16 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 2,32 \text{ m}$$

$$s = (4,48 - r) \text{ m}$$

$$= (4,48 - 2,32) \text{ m} = 2,16 \text{ m}$$



$$y/x = t/r$$

$$y = x \cdot t/r$$

$$= 2,24 \times 2,16 / 2,32 = 2,09 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 2,24 \cdot 2,09 = 2,3408$$

$$R_A = F_1 = 2,3408$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= \frac{1}{8} \cdot h_{VII} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h_{VII} \cdot 4,48^2 \\ &= 2,5088 h_{VII} \end{aligned}$$

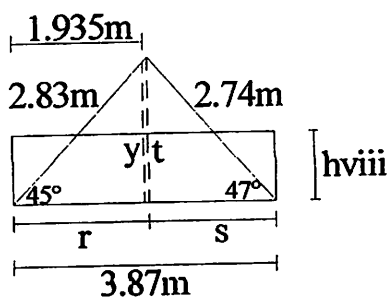
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (R_A \cdot 2,24) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,24) \\ &= (2,3408 \cdot 2,24) - (2,3408 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2,24) \\ &= 3,4956 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$2,5088 h_{VII} = 3,4956$$

$$h_{VII} = 1,39 \text{ m} < 2,16 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

h. Tipe VIII



$$\sin 47^\circ = \frac{t}{2,74}$$

$$t = 2 \text{ m}$$

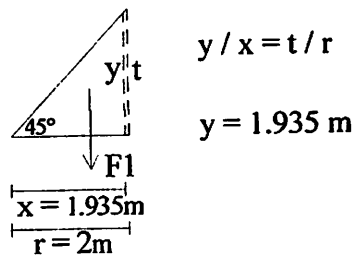
$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 1,87 \text{ m}$$

$$r = (3,87 - s) \text{ m}$$

$$= (3,87 - 1,87) \text{ m}$$

$$= 2 \text{ m}$$



$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,935 \cdot 1,935 = 1,872$$

$$R_A = F_1 = 1,872$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{VIII} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{VIII} \cdot 3,87^2$$

$$= 1,872 \cdot h_{VIII}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 1,935) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,935)$$

$$= (1,872 \cdot 1,935) - (1,872 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,935)$$

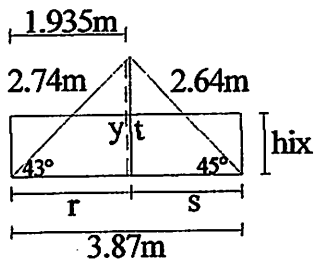
$$= 2,41488$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$2,5088 h_{\text{VIII}} = 2,41488$$

$$h_{\text{VIII}} = 1,29 \text{ m} < 2 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

i. Type IX



$$\sin 43^\circ = \frac{t}{2,74}$$

$$t = 1,87 \text{ m}$$

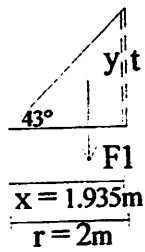
$$\tan 43^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 2 \text{ m}$$

$$s = (3,87 - r) \text{ m}$$

$$= (3,87 - 2) \text{ m}$$

$$= 1,87 \text{ m}$$



$$y/x = t/r$$

$$y = 1.935 \times 1.87 / 2 = 1.809 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1.935 \cdot 1.809 = 1.75$$

$$R_A = F_1 = 1.75$$

$$M_{\text{max I}} = \frac{1}{8} \cdot h_{IX} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{IX} \cdot 3.87^2$$

$$= 1.872 h_{IX}$$

$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 1.935) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1.935)$$

$$= (1.75 \cdot 1.935) - (1.75 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1.935)$$

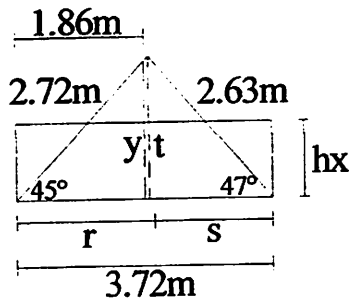
$$= 2.2575$$

$$M_{\text{max I}} = M_{\text{max II}}$$

$$1.872 h_{IX} = 2.2575$$

$$h_{IX} = 1.206 \text{ m} < 1.87 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

j. Tipe X



$$\sin 47^\circ = \frac{t}{2,63}$$

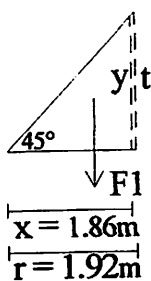
$$t = 1,92 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 47^\circ} = 1,8 \text{ m}$$

$$r = (3,72 - s) \text{ m}$$

$$= (3,72 - 1,8) \text{ m} = 1,92 \text{ m}$$



$$y / x = t / r$$

$$y = x \cdot t / r$$

$$= 1,86 \times 1,92 / 1,92 = 1,86 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,86 \cdot 1,86 = 1,7298$$

$$R_A = F_1 = 1,7298$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_X \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_X \cdot 3,72^2$$

$$= 1,7298 h_X$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 1,86) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,86)$$

$$= (1,7298 \cdot 1,86) - (1,7298 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,86)$$

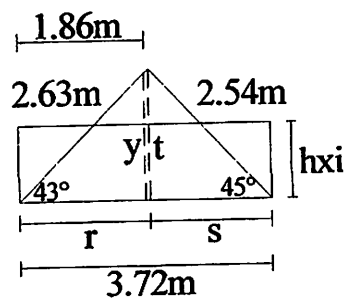
$$= 2,144952$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$1,7298 h_X = 2,144952$$

$$h_X = 1,24 \text{ m} < 1,92 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

k. Tipe XI



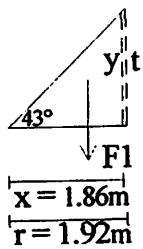
$$\sin 43^\circ = \frac{t}{2,63}$$

$$t = 1,8 \text{ m}$$

$$\tan 43^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 1,92 \text{ m}$$

$$s = (3,72 - r) \text{ m} = (3,72 - 1,92) \text{ m} = 1,8 \text{ m}$$



$$y/x = t/r$$

$$y = x \cdot t/r$$

$$= 1,86 \times 1,8 / 1,92 = 1,74 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,86 \cdot 1,86 = 1,6182$$

$$R_A = F_1 = 1,6182$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{XI} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{XI} \cdot 3,72^2$$

$$= 1,7298 h_{XI}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 1,86) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,86)$$

$$= (1,6182 \cdot 1,86) - (1,6182 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,86)$$

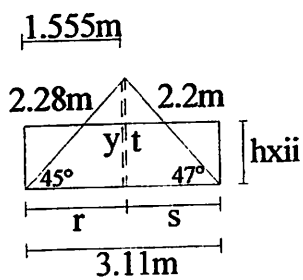
$$= 2,006568$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$1,7298 h_{xI} = 2,006568$$

$$h_{xI} = 1,16 \text{ m} < 1,8 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

1. **Tipe XII**



$$\sin 47^\circ = \frac{t}{2,2}$$

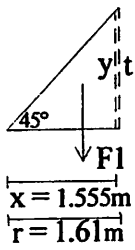
$$t = 1,61 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 47^\circ} = 1,5 \text{ m}$$

$$r = (3,11 - s) \text{ m}$$

$$= (3,11 - 1,5) \text{ m} = 1,61 \text{ m}$$



$$y / x = t / r$$

$$y = x \cdot t / r = 1.555 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,555 \cdot 1,555 = 1,209$$

$$R_A = F_1 = 1,209$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{XII} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{XII} \cdot 3,11^2$$

$$= 1,209 h_{XII}$$

$$M_{\max II} = (R_A \cdot 1,555) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,555)$$

$$= (1,209 \cdot 1,555) - (1,209 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,555)$$

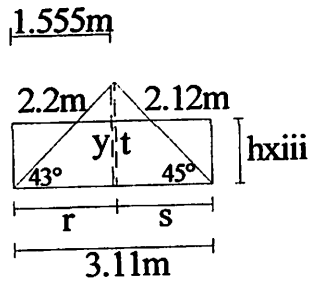
$$= 1,25333$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$1,209 h_{XII} = 1,25333$$

$$h_{XII} = 1,04 \text{ m} < 1,61 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

m. Tipe XIII



$$\sin 43^\circ = \frac{t}{2,2}$$

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

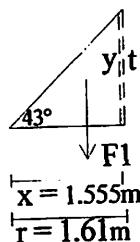
$$\tan 43^\circ = \frac{t}{r}$$

$$r = \frac{t}{\tan 43^\circ} = 1,61 \text{ m}$$

$$s = (3,11 - r) \text{ m}$$

$$= (3,11 - 1,61) \text{ m}$$

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



$$y / x = t / r$$

$$y = x \cdot t / r$$

$$= 1.555 \times 1.5 / 1.61 = 1.45 \text{ m}$$

$$F_1 = \frac{1}{2} \cdot x \cdot y$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1,555 \cdot 1,45 = 1,1274$$

$$R_A = F_1 = 1,1274$$

$$M \text{ max I} = \frac{1}{8} \cdot h_{XIII} \cdot L^2$$

$$= \frac{1}{8} \cdot h_{XIII} \cdot 3,11^2$$

$$= 1,209 h_{XIII}$$

$$M_{\text{max II}} = (R_A \cdot 1,555) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,555)$$

$$= (1,1274 \cdot 1,555) - (1,1274 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,555)$$

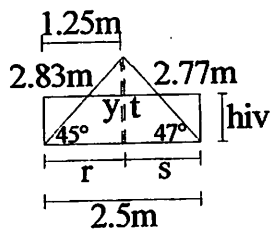
$$= 1,168738$$

$$M \text{ max I} = M \text{ max II}$$

$$1,209 h_{XIII} = 1,168738$$

$$h_{XIII} = 0,97 \text{ m} < 1,5 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

n. **Type XIV**



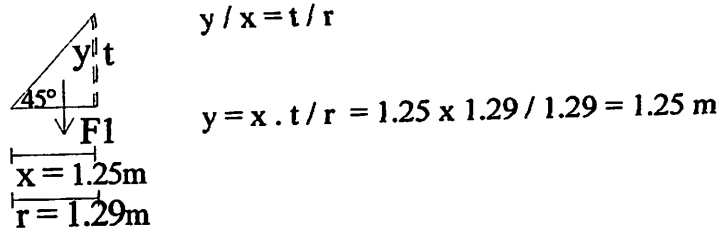
$$\sin 47^\circ = \frac{t}{1,77}$$

$$t = 1,29 \text{ m}$$

$$\tan 47^\circ = \frac{t}{s}$$

$$s = \frac{t}{\tan 47^\circ} = 1,21 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} r &= (2,5 - s) \text{ m} \\ &= (2,5 - 1,21) \text{ m} \\ &= 1,29 \text{ m} \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} F_1 &= \frac{1}{2} \cdot x \cdot y \\ &= \frac{1}{2} \cdot 1,25 \cdot 1,25 = 0,78125 \end{aligned}$$

$$R_A = F_1 = 0,78125$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= \frac{1}{8} \cdot h_{XIV} \cdot L^2 \\ &= \frac{1}{8} \cdot h_{XIV} \cdot 2,5^2 \\ &= 0,78125 \cdot h_{XIV} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (R_A \cdot 1,25) - (F_1 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,25) \\ &= (0,78125 \cdot 1,25) - (0,78125 \cdot \frac{1}{3} \cdot 1,25) \\ &= 0,65104 \end{aligned}$$

$$M_{\max I} = M_{\max II}$$

$$0,78125 h_{XIV} = 0,65104$$

$$h_{XIV} = 0,833 \text{ m} < 1,29 \text{ m} \quad (\text{OK})$$

3.2.4.2 Pembebanan Balok Lantai

C. Beban mati merata (qd)

- Berat sendiri balok = $b \times (h-h_f) \times \text{BJ beton}$
- Berat dinding = berat dinding \times tinggi dinding
- Berat plat = perataan beban \times berat sendiri plat

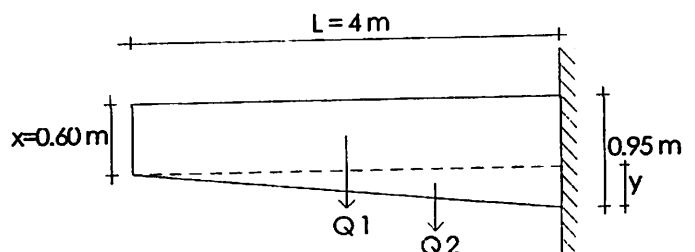
➤ Lantai 2 & 3

• Portal Melintang Line 0

Untuk $L = 4 \text{ m}$ (konsol)

$$M_R = \frac{1}{2} \times q \times L^2$$

$$M_R = M_{Q1} + M_{Q2}$$



$$\begin{aligned} \sim Q_1 &= b \times (x - h_f) \times \text{BJ beton} \\ &= 0,4 \text{ m} \times (0,6 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 432 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sim Q_2 &= \frac{1}{2} \times (b \times y) \times \text{BJ beton} \\ &= \frac{1}{2} \times (0,4 \times 0,35) \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 168 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$M_{Q1} = \frac{1}{2} \times Q_1 \times L^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 432 \times 4^2$$

$$= 3456 \text{ kgm}$$

$$M_{Q2} = \frac{1}{6} \times Q_2 \times L^2$$

$$= \frac{1}{6} \times 168 \times 4^2$$

$$= 448 \text{ kgm}$$

$$M_R = M_{Q1} + M_{Q2}$$

$$= (3456 + 448) \text{ kgm}$$

$$\frac{1}{2} \times q \times L^2$$

$$\frac{1}{2} \times q \times 4^2 = 3904 \text{ kgm}$$

$$q = 488 \text{ kg/m}$$

– Berat sendiri balok = q		= 488 kg/m
– Berat dinding = 250 kg/m ² x 1,2 m		= 300 kg/m
– Berat plat = 1,333 m x 360 kg/m ²		= 479,88 kg/m +
	qd	= 1267,88 kg/m

Untuk L = 4 m

– Berat sendiri balok = 0,4 m x (0,8 – 0,15)m x 2400 kg/m ³		= 624 kg/m
– Berat dinding = 250 kg/m ² x 1,2 m		= 300 kg/m
– Berat plat = 1,333 m x 360 kg/m ²		= 479,88 kg/m
	qd	= 1403,88 kg/m

Untuk L = 2,5 m

- Berat sendiri balok	= $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$	
- Berat dinding	= $250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m}$	= 300 kg/m
- Berat plat	= $0,833 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	= 299,88 kg/m
		<hr/>
		qd = 1223,88 kg/m

• Portal Melintang Line 1 – Line 5

Untuk L = 4 m (konsol)

- Berat sendiri balok	= q = qd	= 488 kg/m
- Berat plat	= $(2 \times 1,333 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2$	= 959,76 kg/m
		<hr/>
		qd = 1447,76 kg/m

Untuk L = 4 m

- Berat sendiri balok	= $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$	
- Berat plat	= $(2 \times 1,333 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2$	= 959,76 kg/m
		<hr/>
		qd = 1583,76 kg/m

Untuk L = 3,11 m

- Berat sendiri balok	= $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 62 \text{ kg/m}$	
- Berat plat	= $(1,04 + 0,97) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	= 723,60 kg/m
		<hr/>
		qd = 1347,60 kg/m

Untuk L = 3,72 m

- Berat sendiri balok	= $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$	
- Berat plat	= $(1,24 + 1,16) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	= 864 kg/m
		<hr/>
		qd = 1488 kg/m

Untuk L = 3,87 m

- Berat sendiri balok = $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1,29 + 1,206) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 898,56 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1522.56 kg/m

Untuk L = 4,48 m

- Berat sendiri balok = $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1,49 + 1,39) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1036,80 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1660.80 kg/m

Untuk L = 5.10 m

- Berat sendiri balok = $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1,7 + 1,58) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1180,80 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1804.80 kg/m

- Portal Melintang Line 6

Untuk L = 4.03 m (konsol)

- Berat sendiri balok = q = qd = 488 kg/m
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $1,209 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 435,24 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1223.24 kg/m

Untuk L = 4.03 m

- Berat sendiri balok = $0,4 \text{ m} \times (0,8 - 0,15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1,2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{r}
 \text{-- Berat plat} \quad = 1.209 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 435.24 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1359.24 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 5.87 m

$$\begin{array}{r}
 \text{-- Berat sendiri balok} = 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m} \\
 \text{-- Berat dinding} \quad = 250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} \quad = 300 \text{ kg/m} \\
 \text{-- Berat plat} \quad = 1.73 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 622.80 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1546.80 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

➤ **Lantai 4**

- Portal Melintang Line 0

Untuk L = 4 m (konsol)

$$\begin{array}{r}
 \text{-- Berat sendiri balok} = q = \text{qd} \quad = 488 \text{ kg/m} \\
 \text{-- Berat plat} \quad = 1.333 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 479.88 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 967.88 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 4 m

$$\begin{array}{r}
 \text{-- Berat sendiri balok} = 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m} \\
 \text{-- Berat plat} \quad = 1.33 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 479.88 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 1103.88 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 2.5 m

$$\begin{array}{r}
 \text{-- Berat sendiri balok} = 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m} \\
 \text{-- Berat plat} \quad = 0.833 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 \quad = 299.88 \text{ kg/m} \\
 \hline
 \text{qd} = 923.88 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

- Portal Melintang Line 1 – Line 5

Untuk L = 4 m (konsol)

– Berat sendiri balok	$= q = qd$	$= 488 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (2 \times 1.333 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 959.76 \text{ kg/m}$
		$qd = 1447.76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4 m

– Berat sendiri balok	$= 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 624 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (2 \times 1.333 \text{ m}) \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 959.76 \text{ kg/m}$
		$qd = 1583.76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3.11 m

– Berat sendiri balok	$= 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 624 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1.04 + 0.97) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 723.60 \text{ kg/m}$
		$qd = 1347.60 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3.72 m

– Berat sendiri balok	$= 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 624 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1.24 + 1.16) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 864 \text{ kg/m}$
		$qd = 1488 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3.87 m

– Berat sendiri balok	$= 0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 624 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1.29 + 1.206) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2$	$= 898.56 \text{ kg/m}$
		$qd = 1522.56 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4.48 m

- Berat sendiri balok = $0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1.49 + 1.39) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1036.80 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1660.80 kg/m

Untuk L = 5.10 m

- Berat sendiri balok = $0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1.7 + 1.58) \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 1180.80 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1804.80 kg/m

- Portal Melintang Line 6

Untuk L = 4.03 m (konsol)

- Berat sendiri balok = q = qd = 488 kg/m
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $1.209 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 435.24 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1223.24 kg/m

Untuk L = 4.03 m

- Berat sendiri balok = $0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $1.209 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 = 435.24 \text{ kg/m}$
-
- qd = 1359.24 kg/m

Untuk L = 5.87 m

- Berat sendiri balok = $0.4 \text{ m} \times (0.8 - 0.15) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 624 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 1.2 \text{ m} = 300 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl}
 - \text{ Berat plat} & = 1.73 \text{ m} \times 360 \text{ kg/m}^2 & = 622.80 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1546.80 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

D. Beban hidup merata (ql)

Beban hidup (ql) = perataan beban x beban hidup bangunan

Beban hidup bangunan (gedung parkir) = 400 kg/m^2

➤ Lantai 2-4

• Portal Melintang Line 0

Untul L = 4 m

- Perataan beban tipe I = 1.333 m

- Beban hidup (ql) = $1.333 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 = 533.2 \text{ kg/m}$

Untul L = 2.5 m

- Perataan beban tipe XIV = 0.833 m

- Beban hidup (ql) = $0.833 \text{ m} \times 400 \text{ kg/m}^2 = 333.2 \text{ kg/m}$

• Portal Melintang Line 1 – Line 5

Untul L = 4 m

- Perataan beban tipe I = 1.333 m

- Beban hidup (ql) = $(2 \times 1.333 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 1066.4 \text{ kg/m}$

Untul L = 3.11 m

- Perataan beban tipe XII = 1.04 m, tipe XIII = 0.97 m

- Beban hidup (ql) = $(1.04 \text{ m} + 0.97 \text{ m}) \times 400 \text{ kg/m}^2 = 804 \text{ kg/m}$

Untul L = 3.72 m

- Perataan beban tipe X = 1.24 m, tipe XI = 1.16 m
- Beban hidup (ql) = (1.24m + 1.16m) x 400 kg/m² = 960 kg/m

Untul L = 3.87 m

- Perataan beban tipe VIII = 1.29 m, tipe IX = 1.206 m
- Beban hidup (ql) = (1.29m + 1.206m) x 400 kg/m² = 998.4 kg/m

Untul L = 4.48 m

- Perataan beban tipe VI = 1.49 m, tipe VII = 1.39 m
- Beban hidup (ql) = (1.49m + 1.39m) x 400 kg/m² = 1152 kg/m

Untul L = 5.10 m

- Perataan beban tipe IV = 1.7 m, tipe V = 1.58 m
- Beban hidup (ql) = (1.7m + 1.58m) x 400 kg/m² = 1312 kg/m

- Portal Melintang Line 6

Untul L = 4.03 m

- Perataan beban tipe II = 1.209 m
- Beban hidup (ql) = 1.209m x 400 kg/m² = 483.6 kg/m

Untul L = 5.87 m

- Perataan beban tipe III = 1.73 m
- Beban hidup (ql) = 1.73m x 400 kg/m² = 692 kg/m

Beban air hujan (qr) = perataan beban x beban air hujan

Beban air hujan = 20 kg/m^2 (PPIUG 1983;13)

➤ **Lantai 4**

● Portal Melintang Line 0

Untul L = 4 m

- Perataan beban tipe I = 1.333 m
- Beban air hujan (qr) = $1.333\text{m} \times 20 \text{ kg/m}^2 = 26.66 \text{ kg/m}$

Untul L = 2.5 m

- Perataan beban tipe XIV = 0.833 m
- Beban air hujan (qr) = $0.833\text{m} \times 20 \text{ kg/m}^2 = 16.66 \text{ kg/m}$

● Portal Melintang Line 1 – Line 5

Untul L = 4 m

- Perataan beban tipe I = 1.333 m
- Beban air hujan (qr) = $(2 \times 1.333\text{m}) \times 20 \text{ kg/m}^2 = 53.32 \text{ kg/m}$

Untul L = 3.11 m

- Perataan beban tipe XII = 1.04 m, tipe XIII = 0.97 m
- Beban air hujan (qr) = $(1.04\text{m} + 0.97\text{m}) \times 20 \text{ kg/m}^2 = 40.2 \text{ kg/m}$

Untul L = 3.72 m

- Perataan beban tipe X = 1.24 m, tipe XI = 1.16 m
- Beban air hujan (qr) = $(1.24\text{m} + 1.16\text{m}) \times 20 \text{ kg/m}^2 = 48 \text{ kg/m}$

Untul L = 3.87 m

- Perataan beban tipe VIII = 1.29 m, tipe IX = 1.206 m
- Beban air hujan (qr) = $(1.29\text{m} + 1.206\text{m}) \times 20 \text{ kg/m}^2 = 49.92 \text{ kg/m}$

Untul L = 4.48 m

- Perataan beban tipe VI = 1.49 m, tipe VII = 1.39 m
- Beban air hujan (qr) = (1.49m + 1.39m) x 20 kg/m² = 57.6 kg/m

Untul L = 5.10 m

- Perataan beban tipe IV = 1.7 m, tipe V = 1.58 m
- Beban air hujan (qr) = (1.7m + 1.58m) x 20 kg/m² = 65.6 kg/m

- Portal Melintang Line 6

Untul L = 4.03 m

- Perataan beban tipe II = 1.209 m
- Beban air hujan (qr) = 1.209m x 20 kg/m² = 24.18 kg/m

Untul L = 5.87 m

- Perataan beban tipe III = 1.73 m
- Beban air hujan (qr) = 1.73m x 20 kg/m² = 34.6 kg/m

E. Beban mati terpusat (Pd)

- Akibat beban kolom

~ Pd₁ = berat kolom lantai 1
= 0.5m x 0.8m x 2400 kg/m³ x 4.6m = 4416 kg

~ Pd₂ = berat kolom lantai 2 & 3
= 0.5m x 0.8m x 2400 kg/m³ x 3.1m = 2976 kg

F. Beban hidup terpusat (Pl)

Pada lantai 4, beban hidup terpusat adalah beban pada landasan helipad, yang terbagi pada 2 tumpuan. Beban pada masing-masing tumpuan adalah 935.25 kg.

3.3 Perhitungan Pembebanan Gempa

3.3.1 Perhitungan Berat Total Bangunan

Lantai 2

$$\begin{aligned} \text{Luas} &= (4\text{m} \times 8\text{m} \times 15) + \left(\frac{1}{2}(7.8 + 7.37)\text{m} \times 4\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2}(7.37 + 6.93)\text{m} \times 4\text{m}\right) + \\ &\left(\frac{1}{2}(6.93 + 6.5)\text{m} \times 4\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2}(6.5 + 5.93)\text{m} \times 5.1\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2} \times 0.58\text{m} \times \right. \\ &5.85\text{m}) + \left(\frac{1}{2}(5.1 + 4.48)\text{m} \times 8\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2}(4.48 + 3.87)\text{m} \times 8\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2}\right. \\ &(3.87 + 3.72)\text{m} \times 8\text{m}) + \left(\frac{1}{2}(3.72 + 3.11)\text{m} \times 8\text{m}\right) + \left(\frac{1}{2}(3.11 + 2.5)\text{m} \times \right. \\ &8\text{m}) \\ &= 751.033\text{ m}^2 \end{aligned}$$

a) Beban Mati (qd)

▀ Beban plat lantai

Luas x beban sendiri plat (qd)

$$751.033\text{ m}^2 \times 360\text{ kg/m}^2 = 270371.88\text{ kg}$$

▀ Beban balok

Beban balok memanjang

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton balok x jumlah

balok

$$\begin{aligned} 0.3 (0.6-0.15) \times 8.00 \times 2400 \times 20 &= 51840 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 7.80 \times 2400 \times 1 &= 2527.20 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 7.37 \times 2400 \times 1 &= 2387.88 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 6.93 \times 2400 \times 1 &= 2245.32 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 6.50 \times 2400 \times 1 &= 2106 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 5.85 \times 2400 \times 1 &= 1895.40 \text{ kg} \\ 0.3 (0.6-0.15) \times 8.02 \times 2400 \times 5 &= 12992.40 \text{ kg} + \\ \Sigma &= 75994.20 \text{ kg} \end{aligned}$$

Beban balok melintang

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton balok x jumlah

balok

$$\begin{aligned} 0.4 (0.8-0.15) \times 4.00 \times 2400 \times 12 &= 29952 \text{ kg} \\ 488 \text{ kg/m } (q_{\text{konsol}}) \times 4 \text{ m} \times 6 &= 11712 \text{ kg} \\ 488 \text{ kg/m } (q_{\text{konsol}}) \times 4.03 \text{ m} \times 1 &= 1966.64 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 4.02 \times 2400 \times 2 &= 5016.96 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 5.87 \times 2400 \times 1 &= 3662.88 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 5.1 \times 2400 \times 1 &= 3182.40 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 4.48 \times 2400 \times 1 &= 2795.52 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 3.87 \times 2400 \times 1 &= 2414.88 \text{ kg} \\ 0.4 (0.8-0.15) \times 3.72 \times 2400 \times 1 &= 2321.28 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
0.4 (0.8-0.15) \times 3.11 \times 2400 \times 1 &= 1940.64 \text{ kg} \\
0.4 (0.8-0.15) \times 2.5 \times 2400 \times 1 &= \underline{1560 \text{ kg} +} \\
\Sigma &= 66525.20 \text{ kg}
\end{aligned}$$

■ **Beban kolom**

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton kolom x jumlah kolom

$$\begin{aligned}
(0.5 \times 0.8) \times 3.1 \times 2400 \times 18 &= 53568 \text{ kg} \\
(0.15 \times 0.15) \times 1.2 \times 2400 \times 11 &= \underline{712.80 \text{ kg} +} \\
\Sigma &= 54280.80 \text{ kg}
\end{aligned}$$

■ **Beban dinding**

Beban dinding arah memanjang

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
3.00 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 2 &= 1836 \text{ kg} \\
8.00 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 4 &= 9792 \text{ kg} \\
8.02 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 5 &= 12270.60 \text{ kg} \\
5.85 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 &= \underline{1790.10 \text{ kg} +} \\
\Sigma &= 25688.70 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban dinding arah melintang

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$4.00 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 3 = 3672 \text{ kg}$$

$$2.50 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 = 765 \text{ kg}$$

$$4.03 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 3 = 3699.54 \text{ kg}$$

$$5.87 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 = \underline{1796.22 \text{ kg} +}$$

$$\Sigma = 9932.76 \text{ kg}$$

Beban dinding penahan roda mobil

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis beton x jumlah dinding

$$3.0 \times 0.2 \times 0.15 \times 2200 \times 2 = 396 \text{ kg}$$

$$8.0 \times 0.2 \times 0.15 \times 2200 \times 4 = \underline{2112 \text{ kg} +}$$

$$\Sigma = 2508 \text{ kg}$$

Total beban mati lantai 2

= beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding + beban dinding penahan roda

$$= 270371.88 \text{ kg} + (75994.20 + 66525.20) \text{ kg} + 54280.80 \text{ kg} + (25688.70 + 9932.76) \text{ kg} + 2508 \text{ kg}$$

$$= 505301.54 \text{ kg}$$

b) Beban Hidup (ql)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Beban guna (ql)} = 400 \text{ kg/m}^2 \\ \text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5 \end{array} \right\} \text{(PPIUG 1983 ; 17 dan 21)}$$

Beban hidup

Luas x beban guna x koef. Reduksi

$$751.033 \text{ m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = 150206.60 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \blacktriangleright \text{ Total beban lantai 2 (W}_2\text{)} &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\ &= 505301.54 \text{ kg} + 150206.60 \text{ kg} \\ &= \mathbf{655508.14 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Lantai 2 = Lantai 3

$$W_2 = W_3 = 655508.14 \text{ kg}$$

Lantai 4

$$\text{Luas} = \text{luas lantai 2} = 751.033 \text{ m}^2$$

a) Beban Mati (qd)

◆ Beban plat lantai

Luas x beban sendiri plat (qd)

$$751.033 \text{ m}^2 \times 360 \text{ kg/m}^2 = 270371.88 \text{ kg}$$

◆ Beban balok

Beban balok memanjang

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton balok x jumlah balok

$$\begin{aligned}
 0.3 (0.6-0.15) \times 8.00 \times 2400 \times 20 &= 51840 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 7.80 \times 2400 \times 1 &= 2527.20 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 7.37 \times 2400 \times 1 &= 2387.88 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 6.93 \times 2400 \times 1 &= 2245.32 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 6.50 \times 2400 \times 1 &= 2106 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 5.85 \times 2400 \times 1 &= 1895.40 \quad \text{kg} \\
 0.3 (0.6-0.15) \times 8.02 \times 2400 \times 5 &= \underline{12992.40 \quad \text{kg} \quad +} \\
 \Sigma &= 75994.20 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

Beban balok melintang

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton balok x jumlah balok

$$\begin{aligned}
 0.4 (0.8-0.15) \times 4.00 \times 2400 \times 12 &= 29952 \quad \text{kg} \\
 488 \text{ kg/m } (q_{\text{konsol}}) \times 4 \text{ m} \times 6 &= 11712 \quad \text{kg} \\
 488 \text{ kg/m } (q_{\text{konsol}}) \times 4.03 \text{ m} \times 1 &= 1966.64 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 4.02 \times 2400 \times 2 &= 5016.96 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 5.87 \times 2400 \times 1 &= 3662.88 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 5.1 \times 2400 \times 1 &= 3182.40 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 4.48 \times 2400 \times 1 &= 2795.52 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 3.87 \times 2400 \times 1 &= 2414.88 \quad \text{kg} \\
 0.4 (0.8-0.15) \times 3.72 \times 2400 \times 1 &= 2321.28 \quad \text{kg}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
0.4 (0.8-0.15) \times 3.11 \times 2400 \times 1 &= 1940.64 \text{ kg} \\
0.4 (0.8-0.15) \times 2.5 \times 2400 \times 1 &= 1560 \text{ kg} + \\
\Sigma &= 66525.20 \text{ kg}
\end{aligned}$$

▮ **Beban kolom**

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton kolom x jumlah kolom

$$(0.5 \times 0.8) \times \left(\frac{1}{2} \times 3.1\right) \times 2400 \times 18 = 26784 \text{ kg}$$

▮ **Beban dinding**

Beban dinding arah memanjang

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
3.00 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 &= 918 \text{ kg} \\
8.00 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 3 &= 7344 \text{ kg} \\
8.02 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 3 &= 7362.36 \text{ kg} \\
5.85 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 &= 1790.10 \text{ kg} + \\
\Sigma &= 17414.46 \text{ kg}
\end{aligned}$$

Beban dinding arah melintang

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
4.03 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 3 &= 3699.54 \text{ kg} \\
5.87 \times 1.2 \times 0.15 \times 1700 \times 1 &= 1796.22 \text{ kg} + \\
\Sigma &= 5495.79 \text{ kg}
\end{aligned}$$

• Beban dinding penahan roda mobil

Panjang dinding x tinggi dinding x tebal dinding x berat jenis beton x jumlah dinding

$$\begin{aligned} 3.0 \times 0.2 \times 0.15 \times 2200 \times 1 &= 198 \text{ kg} \\ 8.0 \times 0.2 \times 0.15 \times 2200 \times 3 &= \underline{1584 \text{ kg} +} \\ \Sigma &= 1782 \text{ kg} \end{aligned}$$

Total beban mati lantai 4

= beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding + beban dinding penahan roda

$$\begin{aligned} &= 270371.88 \text{ kg} + (75994.20 + 66525.20) \text{ kg} + 26784 \text{ kg} + (17414.46 + \\ &5495.79) \text{ kg} + 1782 \text{ kg} \\ &= 464367.53 \text{ kg} \end{aligned}$$

b) Beban Hidup (ql)

Beban guna di luar landasan helipad = 400 kg/m^2 (PPIUG 1983 ; 17)

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0.5 (PPIUG 1983 ; 21)

Beban pada daerah landasan helipad = 1870.5 kg (PPIUG 1983 ; 18)

Beban hidup

Luas x beban guna x koef. Reduksi

$$\begin{aligned} 751.033 \text{ m}^2 \times 400 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 &= 150206.60 \text{ kg} \\ \text{Beban pada landasan helipad} &= \underline{1870.50 \text{ kg} +} \\ \Sigma &= 152077.10 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Total beban lantai 4 (W}_4\text{)} &= \text{total beban mati} + \text{total beban hidup} \\
 &= 464367.53 \text{ kg} + 152077.10 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{616444.63 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \bullet \text{ Berat Total Bangunan} &= W_2 + W_3 + W_4 \\
 &= (655508.14 \times 2) \text{ kg} + 616444.63 \text{ kg} \\
 &= \mathbf{1927460.91 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

3.3.2 Perhitungan Waktu Getar Bangunan (T)

$$\begin{aligned}
 H &= 4.6 \text{ m} + 3.1 \text{ m} + 3.1 \text{ m} \\
 &= 10.8 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= 0.063 H^{3/4} && \text{(SNI 03-1726-2002 psl 5.6)} \\
 &= 0.063 \times 10.8^{3/4} \\
 &= 0.3753
 \end{aligned}$$

3.3.3 Perhitungan Gaya Geser Horizontal

V dihitung dengan rumus (26) SNI 03-1726-2002

$$R = 5.5 \text{ (Tabel 3, SNI 1726)}$$

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai $T = 0.3753$, dengan menggunakan gambar 2 SNI 1726, diperoleh $C_1 = 0.6$

I sesuai SNI 1726, Tabel 1 di dapat $I = 1.4$

Maka diperoleh :

$$V = \frac{C_1 \times I}{R} \times W_t$$

$$= \frac{0.6 \times 1.4}{5.5} \times 1927460.91 \text{ kg}$$

$$= 294375,8481 \text{ kg}$$

Distribusi gaya geser horizontal total gempa sepanjang tinggi bangunan :

$$F_i = \frac{w_i \times h_i}{\sum w_i \times h_i} \times V$$

Tabel 3.1 Distribusi Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa ke tiap Portal

Lantai	hi (m)	wi (kg)	hi x wi	V	Fi	100%.Fi	30%.Fi
4	10.8	616444.630	6657602.004	294375,8481	133137,9317	133137,9317	39941,37951
3	7.7	655508.140	5047412.678	294375,8481	100937,5574	100937,5574	30281,267
2	4.6	655508.140	3015337.444	294375,8481	60300,359	60300,359	18090,1077
	Σ	1927460.91	14720352.13				

3.4 Menghitung Lebar Efektif Balok (bef)

3.4.1 Lebar Efektif (bef) Balok Memanjang

A. Menentukan lebar efektif balok T yang mempunyai flens 2 sisi :

1) Untuk L = 8 m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 8\text{m} = 2 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.3 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.7 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.3 + 1/2 (4-0.3)\text{m} + 1/2 (4-0.3)\text{m} = 0.3 + 3.7 \text{ m} = 4 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 2 m

2) Untuk L = 7.37 m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 7.37\text{m} = 1.8425 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.3 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.3 + 1/2 (4-0.3)\text{m} + 1/2 (4-0.3)\text{m} = 0.3 + 3.7 \text{ m} = 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 1.8425 m

3) Untuk $L = 6.93 \text{ m}$

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 6.93\text{m} = 1.7325 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.3 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.3 + 1/2 (4-0.3)\text{m} + 1/2 (4-0.3)\text{m} = 0.3 + 3.7 \text{ m} = 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 1.7325 m

4) Untuk $L = 6.5 \text{ m}$

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 6.5 = 1.625 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.3 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.7 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.3 + 1/2 (4-0.3)\text{m} + 1/2 (4-0.3)\text{m} = 0.3 + 3.7 \text{ m} = 4 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 1.625 m

B. Menentukan lebar efektif balok T yang mempunyai flens 1 sisi :

1) Untuk $L = 8 \text{ m}$

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8\text{m} = 0.667 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.3 + 1/2 (4-0.3)m = 0.3 + 1/2 (3.7m) = 2.15 m$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.667 m

2) Untuk L = 7.8 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 7.8m = 0.65 m$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 m$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.3 + 1/2 (4-0.3)m = 0.3 + 1/2 (3.7m) = 2.15 m$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.65 m

3) Untuk L = 8.02 m (0-1)

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8.02m = 0.6683 m$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 m$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri}$$

$$= 0.3 + 1/2 (2.5-0.3)m = 0.3 + 1/2 (2.2m) = 1.4 m$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.6683 m

4) Untuk L = 8.02 m (1-2)

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8.02m = 0.6683 m$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 m$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri}$$

$$= 0.3 + 1/2 (3.11-0.3)m = 0.3 + 1/2 (2.81m) = 1.705 m$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.6683 m

5) Untuk L = 8.02 m (2-3)

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8.02m = 0.6683 m$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 m$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.3 + 1/2 (3.72-0.3)\text{m} = 0.3 + 1/2 (3.42\text{m}) = 2.01 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.6683 m

6) Untuk L = 8.02 m (3-4)

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8.02\text{m} = 0.6683 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.3 + 1/2 (3.87-0.3)\text{m} = 0.3 + 1/2 (3.57\text{m}) = 2.085 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.6683 m

7) Untuk L = 8.02 m (4-5)

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 8.02\text{m} = 0.6683 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.3 + 1/2 (4.48-0.3)\text{m} = 0.3 + 1/2 (4.18\text{m}) = 2.39 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.6683 m

8) Untuk L = 5.85 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 5.85\text{m} = 0.4875 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.3 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.1 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.3 + 1/2 (5.1-0.3)\text{m} = 0.3 + 1/2 (4.8\text{m}) = 2.7 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.4875 m

3.4.2 Lebar Efektif (bef) Balok Melintang

A. Menentukan lebar efektif balok T yang mempunyai flens 2 sisi :

1) Untuk $L = 4 \text{ m}$

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 4\text{m} = 1 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{\text{kiri}} + 8.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kanan}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} + 1/2 (8-0.4)\text{m} = 0.4 + 7.6 \text{ m} = 8 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 1 \text{ m}$

2) Untuk $L = 4 \text{ m}$ (line 5;AB)

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 4\text{m} = 1 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{\text{kiri}} + 8.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kanan}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} + 1/2 (7.37-0.4)\text{m} = 0.4 + 7.285 \text{ m} = 7.685 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 1 \text{ m}$

3) Untuk $L = 4 \text{ m}$ (line 5;BC)

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 4\text{m} = 1 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{\text{kiri}} + 8.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kanan}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} + 1/2 (6.93-0.4)\text{m} = 0.4 + 7.065 = 7.465 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 1 \text{ m}$

4) Untuk $L = 4 \text{ m}$ (line 5;CD)

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 4\text{m} = 1 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.4 + 1/2 (8-0.4)m + 1/2 (6.5-0.4)m = 0.4 + 6.85 = 7.25 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 1 m

5) Untuk L = 3.11 m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 3.11m = 0.7775 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.4 + 1/2 (8-0.4)m + 1/2 (8-0.4)m = 0.4 + 7.6 = 8 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.7775 m

6) Untuk L = 3.72 m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 3.72m = 0.93 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.4 + 1/2 (8-0.4)m + 1/2 (8-0.4)m = 0.4 + 7.6 = 8 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.93 m

7) Untuk L = 3.87 m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 3.87m = 1.935 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} < bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan} \\ = 0.4 + 1/2 (8-0.4)m + 1/2 (8-0.4)m = 0.4 + 7.6 = 8 \text{ m} \end{aligned}$$

Dipakai nilai terkecil be = 1.935 m

8) Untuk $L = 4.48$ m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 4.48\text{m} = 1.12 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} + 1/2 (8-0.4)\text{m} = 0.4 + 7.6 = 8 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 1.12$ m

9) Untuk $L = 5.10$ m

$$be < 1/4 \times L = 1/4 \times 5.1\text{m} = 1.275 \text{ m}$$

$$< bw + 8.hf_{kiri} + 8.hf_{kanan} = 0.4 + (8 \times 0.15) + (8 \times 0.15) = 2.8 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri} + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} + 1/2 (5.93-0.4)\text{m} = 0.4 + 6.565 = 6.965 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 1.275$ m

B. Menentukan lebar efektif balok T yang mempunyai flens 1 sisi :

1) Untuk $L = 4$ m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 4\text{m} = 0.333 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kanan}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (7.6\text{m}) = 4.2 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 0.333$ m

2) Untuk $L = 2.5$ m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 2.5\text{m} = 0.21 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kanan}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (8-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (7.6\text{m}) = 4.2 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.21 m

3) Untuk L = 4.03 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 4.03\text{m} = 0.34 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (7.37-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (6.97\text{m}) = 3.885 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.34 m

4) Untuk L = 4.03 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 4.03\text{m} = 0.34 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (6.93-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (6.53\text{m}) = 3.665 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.34 m

5) Untuk L = 4.03 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 4.03\text{m} = 0.34 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{\text{kiri}} + 6.hf_{\text{kanan}} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{\text{kiri}}$$

$$= 0.4 + 1/2 (6.5-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (6.1\text{m}) = 3.45 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil be = 0.34 m

6) Untuk L = 5.87 m

$$be < 1/12 \times L = 1/12 \times 5.87\text{m} = 0.4892 \text{ m}$$

$$< bw + 6.hf_{kiri} + 6.hf_{kanan} = 0.4 + (6 \times 0.15) + (6 \times 0.15) = 2.2 \text{ m}$$

$$< bw + 1/2 \text{ jarak bersih balok}_{kiri}$$

$$= 0.4 + 1/2 (5.93-0.4)\text{m} = 0.4 + 1/2 (5.53\text{m}) = 3.165 \text{ m}$$

Dipakai nilai terkecil $be = 0.4892 \text{ m}$

- Modulus Elastisitas beton (E_c) = $4700\sqrt{f'c} = 4700\sqrt{30}$
= 25742.9602 MPa
= $25742.9602 \times 10^5 \text{ kg/m}^2$

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan

Spesifikasi Umum :

- Fungsi Bangunan : Gudang (lantai 1) dan gedung parkir (lantai 2-4)
- Lantai Bangunan : Plat beton bertulang
- Struktur Atas : Beton bertulang
- Struktur Bawah : Pondasi gabungan telapak setempat dengan pondasi strauss

Parameter perencanaan

Peraturan Perencanaan Dasar

- a. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
- b. SNI 03-1726-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)
- c. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG)

Kuat Tekan Beton ($f'c$) : 25 Mpa

Tegangan Leleh Tulangan (f_y) : 350 Mpa

4.1.2 Perencanaan Pondasi Gabungan

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss, antara lain :

1. $q_c = 4 N$

dimana, N = nilai SPT

$$q_c = \text{tahanan konus (kg/cm}^2\text{)}$$

2. Daya dukung yang diperbolehkan (Q_{izin}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Dimana : p = nilai konus (kg/cm^2)
 c = jumlah hambatan lekat (cleef) } Dari percobaan sondir

A = luas tiang (cm^2)

l = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)

O = keliling tiang (cm)

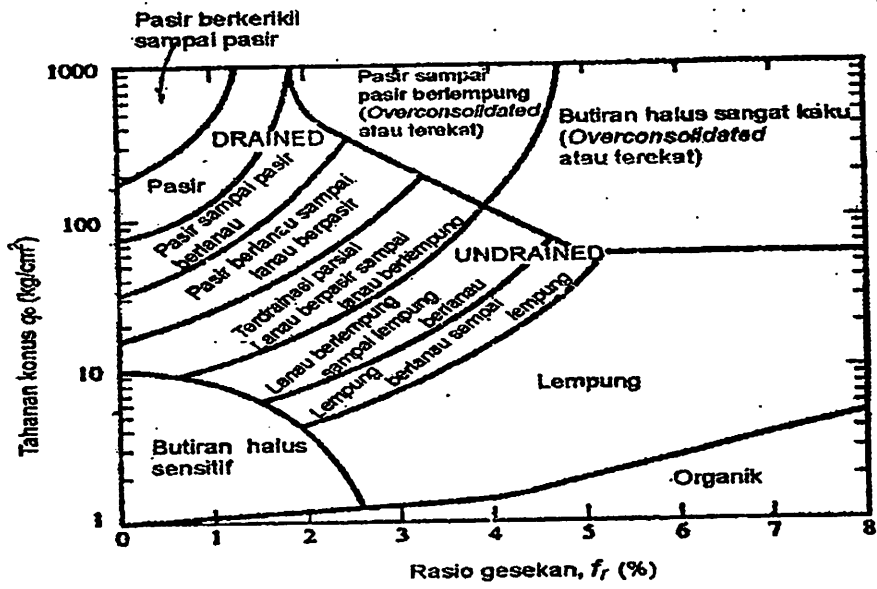
3. Konversi ke nilai c (kohesi)

$$c = \frac{q_c}{14} (\text{kg/cm}^2)$$

4. Nilai Gamma (γ)

Untuk berat jenis kondisi basah dirumuskan :

$$\gamma = \gamma_d (1 + w)$$



Gambar 4.1 Klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis (sondir)

Tabel 4.1 Nilai Parameter Tanah

H (m)	q_c (kg/cm ²)	c (kg/cm ²)	ϕ (^o)	$\gamma = \gamma_d (1 + w)$ (gr/cm ³)
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,20	25	1,79	0,00	1,49
0,40	35	2,50	0,00	1,88
0,60	40	2,86	0,00	1,88
0,80	35	2,50	0,00	1,88
1,00	35	2,50	0,00	1,88
1,20	40	2,86	0,00	1,88
1,40	50	3,57	0,00	1,88
1,60	55	3,93	0,00	1,88
1,80	60	4,29	0,00	1,88
2,00	55	3,93	0,00	1,88
2,20	60	4,29	0,00	1,88
2,40	65	4,64	0,00	1,88
2,60	60	4,29	0,00	1,88
2,80	55	3,93	0,00	1,88
3,00	65	4,64	0,00	1,88
3,20	60	4,29	0,00	1,88
3,40	65	4,64	0,00	1,88
3,60	70	5,00	0,00	1,88
3,80	50	3,57	0,00	1,88
4,00	70	5,00	0,00	1,88
4,20	80	5,71	0,00	1,88
4,40	85	6,07	0,00	1,88
4,60	90	6,43	0,00	1,88
4,80	200	14,29	0,00	1,88
5,00	250	17,86	0,00	1,88

4.2 Perhitungan Pondasi

4.2.1 Perencanaan Pondasi Tipe I

4.2.1.1 Perhitungan Pondasi Telapak

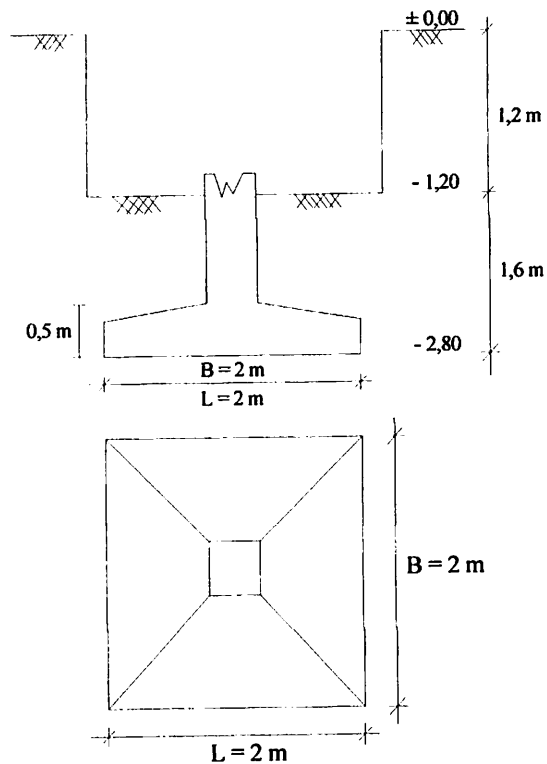
a. Data Perencanaan :

Titik 5

$$F_y = 270000 \text{ kg}$$

$$M_x = 45843,2 \text{ kgm}$$

$$M_z = 35992,9 \text{ kgm}$$



Gambar 4.2 Rencana pondasi telapak setempat

b. Perhitungan beban untuk pondasi tengah (titik 9)

- Berat sendiri pondasi (q_1)

$$q_1 = (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j.\text{beton}$$

$$= (2\text{m} \times 2\text{m} \times 0,5\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3$$

$$= 4800 \text{ kg}$$

- Berat tanah urug (q_2)

$$q_2 = (B \times L \times (Df\text{-tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (Df\text{-tebal})) \times B_j.\text{tanah}$$

$$= (2 \times 2 \times (1,6-0,5))\text{m} - (0,5 \times 0,8 \times (1,6-0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3$$

$$= 7444,8 \text{ kg}$$

- Beban total (ΣV)

$$\Sigma V = P_u = F_y + q_1 + q_2$$

$$= 270000 + 4800 + 7444,8$$

$$= 282244,8 \text{ kg}$$

- c. Perhitungan tegangan yang terjadi (σ_{maks})

$$\sigma_1 = \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z}$$

$$= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)}$$

$$= \frac{282244,8}{(2 \times 2)} + \frac{45843,2}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} + \frac{35992,9}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 131938,275 \text{ kg/m}^2 = 131,938275 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{282244,8}{(2 \times 2)} + \frac{45843,2}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} - \frac{35992,9}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 77948,925 \text{ kg/m}^2 = 77,948925 \text{ t/m}^2$$

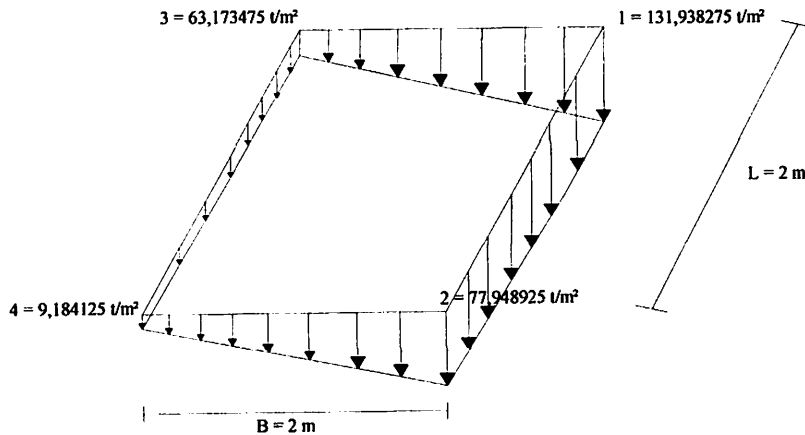
$$\sigma_3 = \frac{282244,8}{(2 \times 2)} - \frac{45843,2}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} + \frac{35992,9}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 63173,475 \text{ kg/m}^2 = 63,173475 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{282244,8}{(2 \times 2)} - \frac{45843,2}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} - \frac{35992,9}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 9184,125 \text{ kg/m}^2 = 9,184125 \text{ t/m}^2$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{\text{maks}} = 131,938275 \text{ t/m}^2$



Gambar 4.3 Diagram tegangan yang terjadi pada setiap titik (1,2,3,4)

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

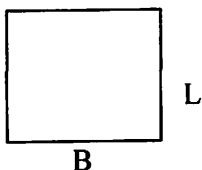
- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 1,20 meter,

maka data selanjutnya yaitu : $1,20 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 2,80 \text{ m}$

Pada kedalaman tersebut didapat :

- $\phi = 0^\circ$
- $\gamma = 1,88 \text{ t/m}^3$
- $c = 3,93 \text{ kg/cm}^2 = 39,3 \text{ t/m}^2$
- Pondasi telapak ukuran $2,0 \times 2,0 \text{ m}$



$$\begin{aligned}
q_u &= 1,3.c.Nc + q.Nq + 0,4.\gamma.B. N\gamma \\
&= 1,3.c.Nc + (\gamma.Df).Nq + 0,4.\gamma.B. N\gamma \\
&= 1,3 \cdot 39,3 \cdot 5,7 + (1,88 \cdot 1,6) \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,88 \cdot 2 \cdot 0 \\
&= 291,213 + 3,008 + 0 \\
&= 294,221 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$\begin{aligned}
q_{un} &= q_u - (Df \times \gamma) \\
&= 294,221 - (1,6 \times 1,88) \\
&= 291,213 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}
q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\
&= \frac{291,213}{3} + (1,6 \times 1,88) \\
&= 100,095 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $131,938275 \text{ t/m}^2 > q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$ tidak memenuhi, daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan tiang bor (strauss) untuk menambah daya dukungnya.

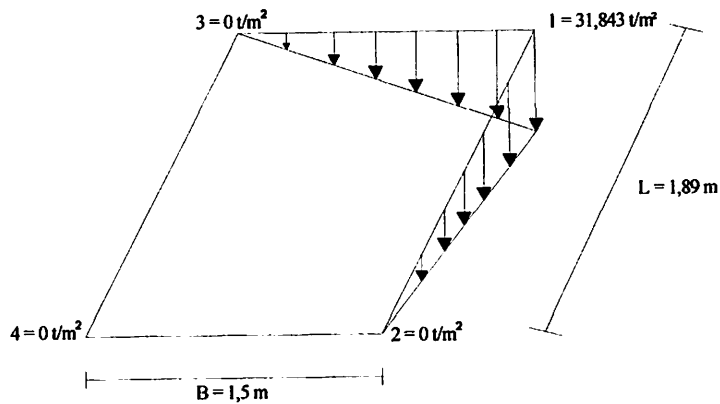
4.2.1.2 Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor

Daya dukung ijin pondasi gabungan ($q_{ijin \text{ gab.}}$) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor ($q_{gab.}$) dibagi dengan angka keamanan (SF).

- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

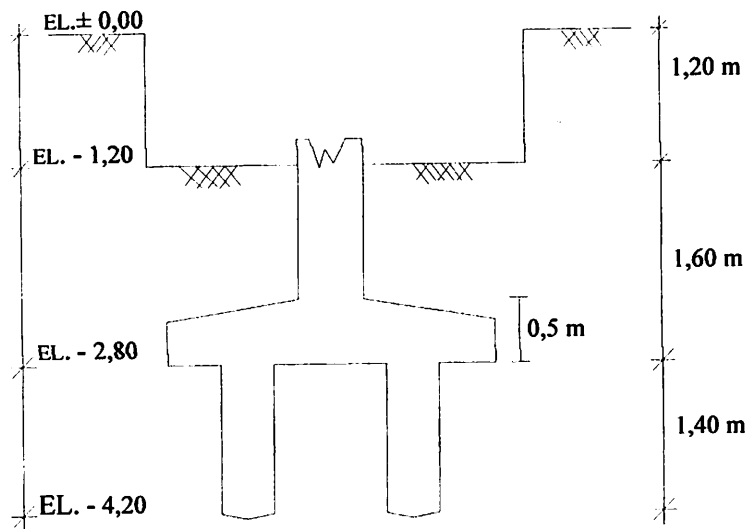
$$\begin{aligned}
 q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q_s \\
 &= 131,938275 - 100,095 = 31,843 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi.



- Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{31,843 + 0 + 0 + 0}{4} \times 1,5 \times 1,89 = 22,57 \text{ ton}$$



Gambar 4.4 Gambar Rencana pondasi gabungan

4.2.1.3 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm

a. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 40$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,60 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,00 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,00$ m – $1,60$ m = $1,40$ m dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,1257 \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} p &= 2 \times \pi \times D \\ &= 2 \times \pi \times 0,4 = 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luas selimut tiang

$$\begin{aligned} A_s &= p \times \text{panjang tiang} \\ &= 2,513 \times 1,40 = 3,5182 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat sendiri tiang bor

$$\begin{aligned} Q &= A_p \times H \times B_j.\text{beton} \\ &= 0,1257 \times 1,4 \times 2,4 \\ &= 0,422 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban bagian tiang bor

$$\begin{aligned} P_{V_{\text{total}}} &= P_{\text{tiang bor}} + Q \\ &= 22,57 + 0,422 = 22,992 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang Bor

Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dan tanah dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan ujung tiang serta gaya pelekat antara tiang dengan tanah akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir.

(Dr. Ir. L.D. Wesley. *Mekanika Tanah: 1977*)

Daya dukung tiang (Q_{tiang}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

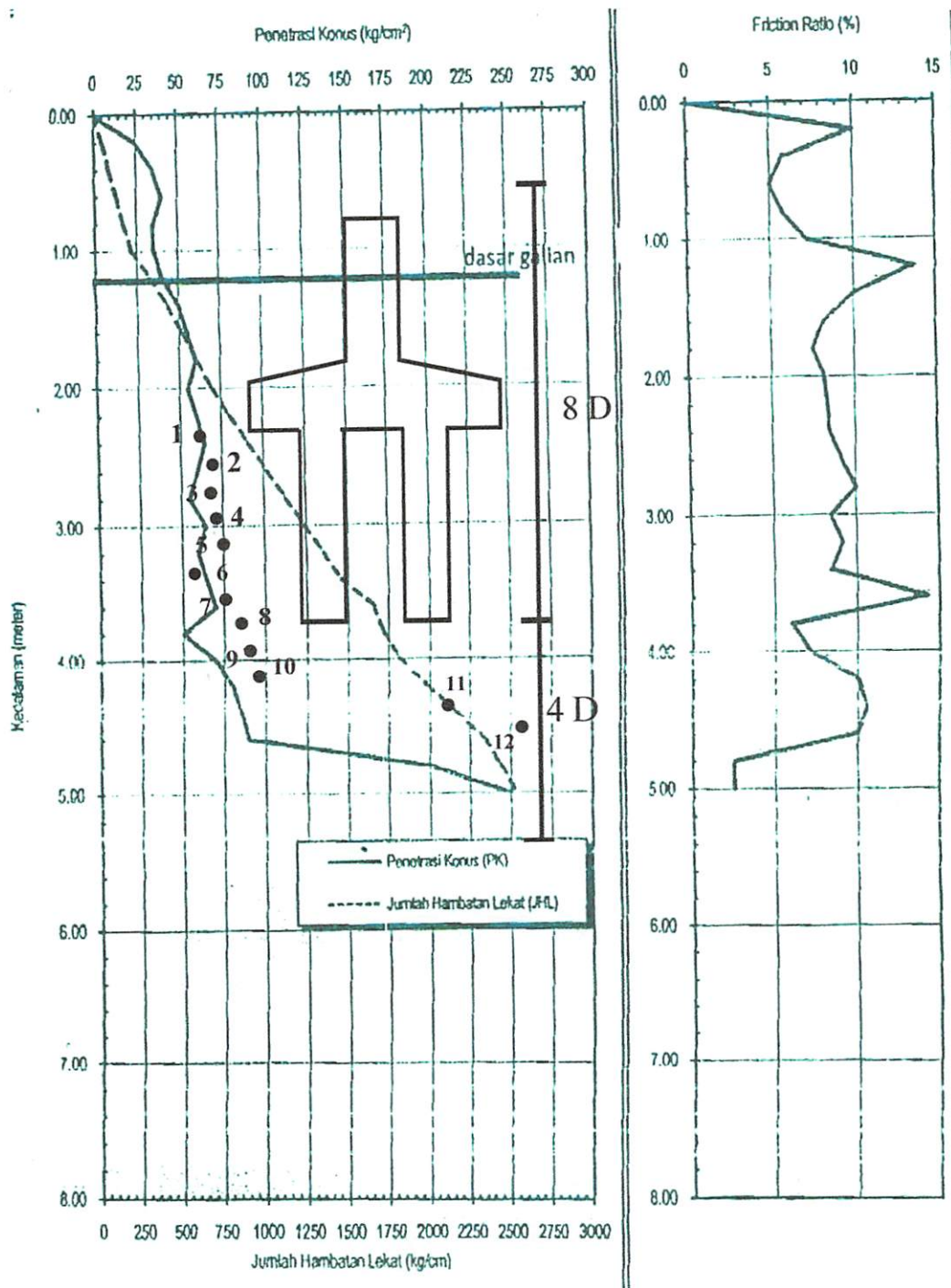
(Ir. Sardjono.HS. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1:1991*)

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Dimana :

- p = nilai konus (kg/cm^2)
- c = jumlah hambatan lekat (cleef)
- A = luas tiang (cm^2)
- l = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)
- O = keliling tiang (cm)

} Dari percobaan sondir



Gambar 4.5 Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir

Nilai $q_{c_{rata-rata}}$ sepanjang tiang :

1. 2,80 m \longrightarrow $(q_{c1}) = 55 \text{ kg/cm}^2$
 2. 3,00 m \longrightarrow $(q_{c2}) = 65 \text{ kg/cm}^2$
 3. 3,20 m \longrightarrow $(q_{c3}) = 60 \text{ kg/cm}^2$
 4. 3,40 m \longrightarrow $(q_{c4}) = 65 \text{ kg/cm}^2$
 5. 3,60 m \longrightarrow $(q_{c5}) = 70 \text{ kg/cm}^2$
 6. 3,80 m \longrightarrow $(q_{c6}) = 50 \text{ kg/cm}^2$
 7. 4,00 m \longrightarrow $(q_{c7}) = 70 \text{ kg/cm}^2$
 8. 4,20 m \longrightarrow $(q_{c8}) = 80 \text{ kg/cm}^2$
 9. 4,40 m \longrightarrow $(q_{c9}) = 85 \text{ kg/cm}^2$
 10. 4,60 m \longrightarrow $(q_{c10}) = 90 \text{ kg/cm}^2$
 11. 4,80 m \longrightarrow $(q_{c11}) = 200 \text{ kg/cm}^2$
 12. 5,00 m \longrightarrow $(q_{c12}) = 250 \text{ kg/cm}^2$
-
- $\Sigma q_c = 1140 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{c_{rata-rata}} = \frac{\Sigma q_c}{12} = \frac{1140}{12} = 95 \text{ kg/cm}^2 = 950 \text{ ton/m}^2$$

Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$C = \frac{1980 - 1130}{140} = 6,07 \text{ kg/cm} = 0,607 \text{ ton/m}$$

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

$$= \frac{0,1257 \times 950}{3} + \frac{2,513 \times 1,4 \times 0,607}{5}$$

$$= 40,232 \text{ ton}$$

4.2.1.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran 2 m × 2 m dan tiang bor ϕ 40 cm

- Data-data:

$$\sigma_{\text{maks}} = 131,938275 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 40,232 \text{ ton}$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_{\text{total}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{22,992}{40,232} = 0,57 \text{ buah} \approx 1 \text{ buah}$$

- Luas telapak (A_{telapak})

$$A_{\text{telapak}} = B \times L = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

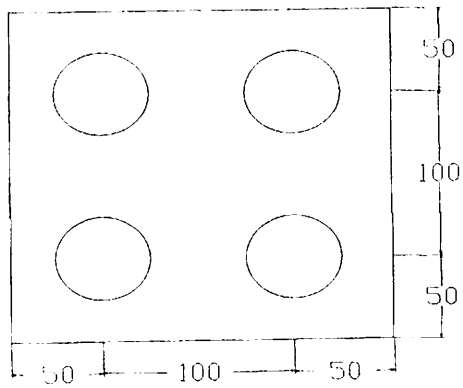
$$A_{\text{tiang bor}} = n \times A_{\text{tiang}}$$

$$= 4 \times 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{131,9382 + 77,948925 + 63,173475 + 9,184125}{4} \times 2 \times 2$$

$$= 282,245 \text{ ton}$$



Gambar 4.6 Skema Rencana Tiang Bor

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$\begin{aligned}
 P_{\text{telapak}} &= q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}}) \\
 &= 100,095 \times (4 - 0,5026) = 350,072 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung tiang bor

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tiang bor}} &= n_{\text{tiang}} \times Q_{\text{tiang}} \\
 &= 4 \times 40,232 = 160,928 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$\begin{aligned}
 P_{\text{gabungan}} &= P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}} \\
 &= 350,072 + 160,928 \\
 &= 511,0 \text{ ton} > P_{\text{terjadi}} = 282,245 \text{ ton} \longrightarrow \text{Oke.}!
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.6 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 2 meter
- L telapak = 2 meter

Penurunan segera (Si)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{2}{2} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2/2)^2 + 1}}{2/2} \right] + \ln \left[\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,5610998$$

$$Si = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{70561,2 \cdot 2}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,5610998 = 0,089 \text{ m}$$

$$= 8,9 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \longrightarrow \text{Aman}$$

Dimana : Si = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

4.2.2 Perencanaan Pondasi Tipe II

4.2.2.1 Perhitungan Pondasi Telapak

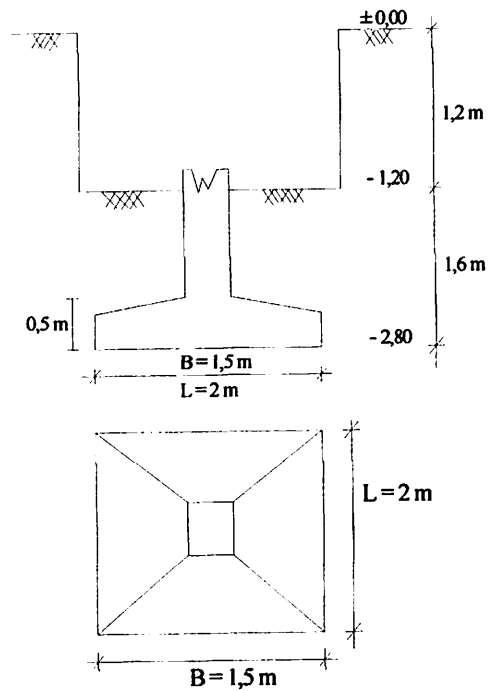
a. Data Perencanaan :

Titik 7

$$F_y = 170000 \text{ kg}$$

$$M_x = 46571,6 \text{ kgm}$$

$$M_z = 32339,3 \text{ kgm}$$



Gambar 4.7 Rencana pondasi telapak setempat

b. Perhitungan beban untuk pondasi tengah (titik 9)

- Berat sendiri pondasi (q_1)

$$\begin{aligned} q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j.\text{beton} \\ &= (1,5\text{m} \times 2\text{m} \times 0,5\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3600 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat tanah urug (q_2)

$$\begin{aligned} q_2 &= (B \times L \times (Df\text{-tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (Df\text{-tebal})) \times B_j.\text{tanah} \\ &= (1,5 \times 2 \times (1,6-0,5))\text{m} - (0,5 \times 0,8 \times (1,6-0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3 \\ &= 5376,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

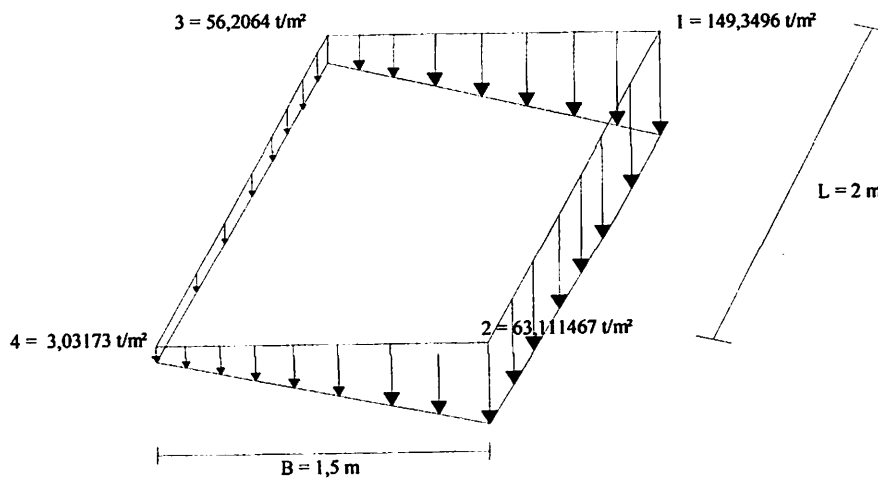
- Beban total (ΣV)

$$\begin{aligned} \Sigma V = P_u &= F_y + q_1 + q_2 \\ &= 170000 + 3600 + 5376,8 \\ &= 178976,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Perhitungan tegangan yang terjadi (σ_{maks})

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{178976,8}{(1,5 \times 2)} + \frac{46571,6}{(1/6 \times 1,5 \times 2^2)} + \frac{32339,3}{(1/6 \times 1,5^2 \times 2)} \\ &= 149349,6 \text{ kg/m}^2 = 149,3496 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{178976,8}{(1,5 \times 2)} + \frac{46571,6}{(1/6 \times 1,5 \times 2^2)} - \frac{32339,3}{(1/6 \times 1,5^2 \times 2)} \\ &= 63111,467 \text{ kg/m}^2 = 63,111467 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_3 &= \frac{178976,8}{(1,5 \times 2)} - \frac{46571,6}{(1/6 \times 1,5 \times 2^2)} + \frac{32339,3}{(1/6 \times 1,5^2 \times 2)} \\ &= 56206,4 \text{ kg/m}^2 = 56,2064 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_4 &= \frac{178976,8}{(1,5 \times 2)} - \frac{46571,6}{(1/6 \times 1,5 \times 2^2)} - \frac{32339,3}{(1/6 \times 1,5^2 \times 2)} \\ &= 3031,733 \text{ kg/m}^2 = 3,031733 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{\text{maks}} = 149,3496 \text{ t/m}^2$



Gambar 4.8 Diagram tegangan yang terjadi pada setiap titik (1,2,3,4)

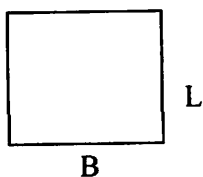
d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 1,20 meter,
maka data selanjutnya yaitu : $1,20 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 2,80 \text{ m}$

Pada kedalaman tersebut didapat :

- $\phi = 0^\circ$
- $\gamma = 1,88 \text{ t/m}^3$
- $c = 3,93 \text{ kg/cm}^2 = 39,3 \text{ t/m}^2$
- Pondasi telapak ukuran $2,0 \times 2,0 \text{ m}$



$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\
 &= 1,3 \cdot c \cdot N_c + (\gamma \cdot D_f) \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,3 \cdot 39,3 \cdot 5,7 + (1,88 \cdot 1,6) \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,88 \cdot 1,5 \cdot 0 \\
&= 291,213 + 3,008 + 0 \\
&= 294,221 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$\begin{aligned}
q_{un} &= q_u - (Df \times \gamma) \\
&= 294,221 - (1,6 \times 1,88) \\
&= 291,213 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}
q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\
&= \frac{291,213}{3} + (1,6 \times 1,88) \\
&= 100,095 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $149,3496 \text{ t/m}^2 > q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$ tidak memenuhi, daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan tiang bor (strauss) untuk menambah daya dukungnya.

4.2.1.2 Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor

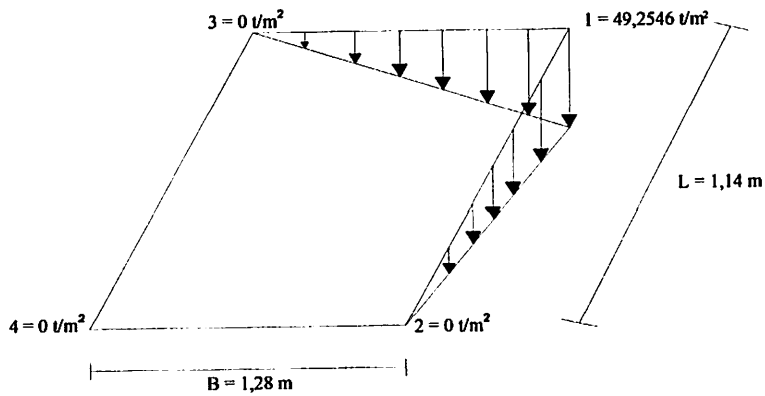
Daya dukung ijin pondasi gabungan ($q_{ijin \text{ gab.}}$) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor (q_{gab}) dibagi dengan angka keamanan (SF).

- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$q_{\text{tiang bor}} = \sigma_{\text{maks}} - q_s$$

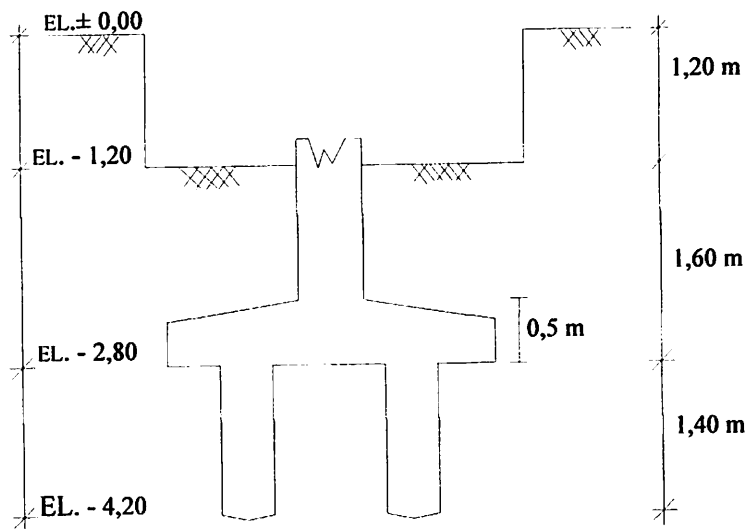
$$= 149,3496 - 100,095 = 49,2546 \text{ t/m}^2$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi.



Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{49,2546 + 0 + 0 + 0}{4} \times 1,28 \times 1,14 = 17,97 \text{ ton}$$



Gambar 4.9 Gambar rencana pondasi gabungan

4.2.1.5 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm

a. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 40$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,60 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,00 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,00 \text{ m} - 1,60 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$ dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,1257 \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} p &= 2 \times \pi \times D \\ &= 2 \times \pi \times 0,4 = 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luas selimut tiang

$$\begin{aligned} A_s &= p \times \text{kedalaman tiang (Df)} \\ &= 2,513 \times 1,40 = 3,5182 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat sendiri tiang bor

$$\begin{aligned} Q &= A_p \times H \times B_j.\text{beton} \\ &= 0,1257 \times 1,4 \times 2,4 \\ &= 0,422 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban bagian tiang bor

$$\begin{aligned} P_{V_{\text{total}}} &= P_{\text{tiang bor}} + Q \\ &= 17,97 + 0,422 = 18,40 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang Bor

Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dan tanah dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan ujung tiang serta gaya pelekat antara tiang dengan tanah akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir.

(Dr. Ir. L.D. Wesley. *Mekanika Tanah: 1977*)

Daya dukung tiang (Q_{tiang}) dihitung dengan rumus :

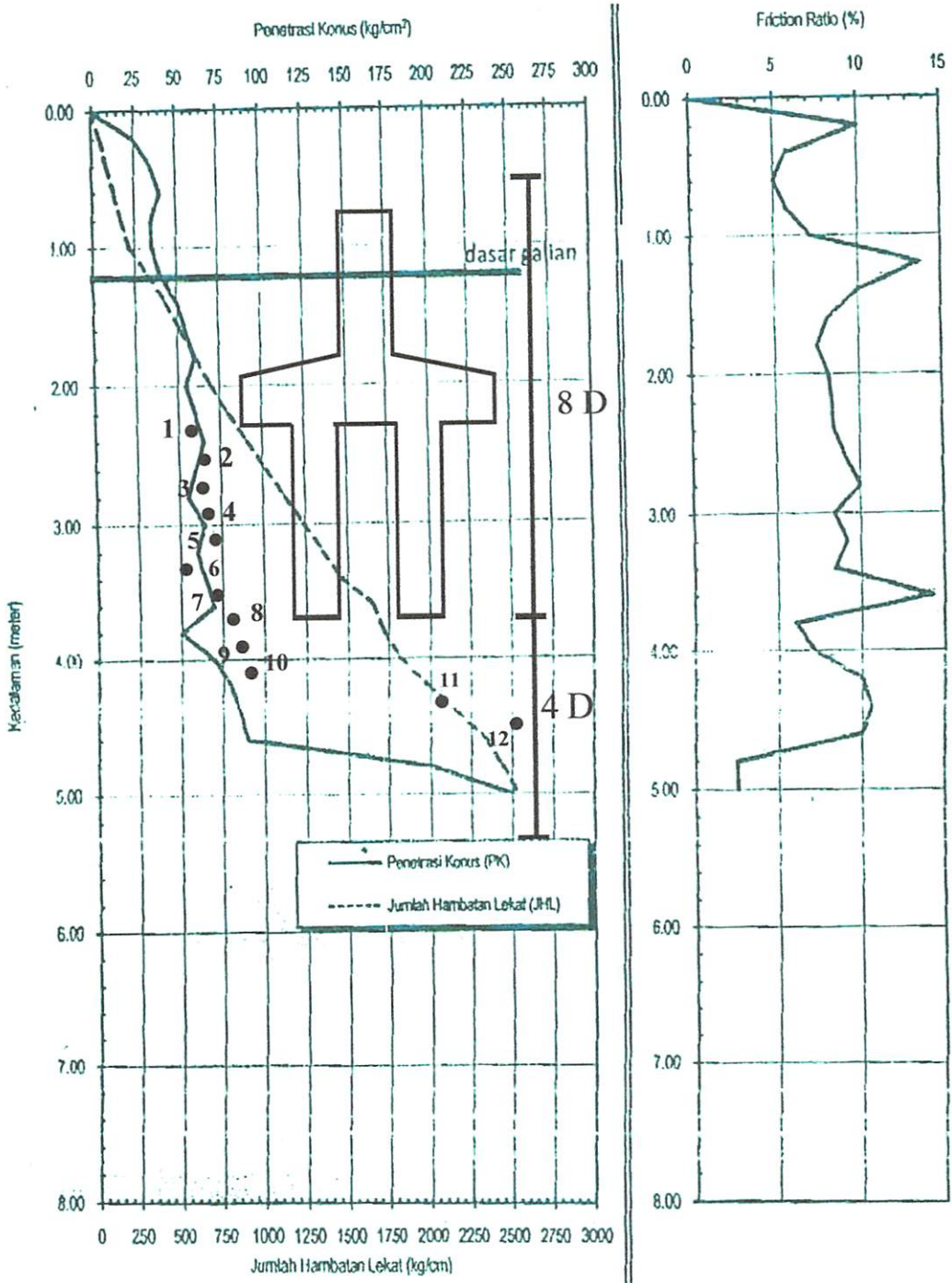
$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

(Ir. Sardjono.HS. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1:1991*)

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Dimana :

p	= nilai konus (kg/cm^2)	} Dari percobaan sondir
c	= jumlah hambatan lekat (cleef)	
A	= luas tiang (cm^2)	
l	= panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)	
O	= keliling tiang (cm)	



Gambar 4.10 Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir

Nilai $q_{c\text{rata-rata}}$ sepanjang tiang :

1. 2,80 m \longrightarrow (q_{c1}) = 55 kg/cm²
 2. 3,00 m \longrightarrow (q_{c2}) = 65 kg/cm²
 3. 3,20 m \longrightarrow (q_{c3}) = 60 kg/cm²
 4. 3,40 m \longrightarrow (q_{c4}) = 65 kg/cm²
 5. 3,60 m \longrightarrow (q_{c5}) = 70 kg/cm²
 6. 3,80 m \longrightarrow (q_{c6}) = 50 kg/cm²
 7. 4,00 m \longrightarrow (q_{c7}) = 70 kg/cm²
 8. 4,20 m \longrightarrow (q_{c8}) = 80 kg/cm²
 9. 4,40 m \longrightarrow (q_{c9}) = 85 kg/cm²
 10. 4,60 m \longrightarrow (q_{c10}) = 90 kg/cm²
 11. 4,80 m \longrightarrow (q_{c11}) = 200 kg/cm²
 12. 5,00 m \longrightarrow (q_{c12}) = 250 kg/cm²
-
- $\Sigma q_c = 1140 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{c\text{rata-rata}} = \frac{\Sigma q_c}{12} = \frac{1140}{12} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$C = \frac{1980 - 1130}{140} = 6,07 \text{ kg/cm} = 0,607 \text{ ton/m}$$

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

$$= \frac{0,1257 \times 950}{3} + \frac{2,513 \times 1,4 \times 0,607}{5}$$

$$= 40,232 \text{ ton}$$

4.2.1.6 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran $1,5 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ dan tiang bor $\phi 40 \text{ cm}$

- Data-data:

$$\sigma_{\text{maks}} = 149,3496 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 40,232 \text{ ton}$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_{v \text{ total}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{18,40}{40,232} = 0,46 \text{ buah} \approx 1 \text{ buah}$$

- Luas telapak (A_{telapak})

$$A_{\text{telapak}} = B \times L = 1,5 \times 2 = 3 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

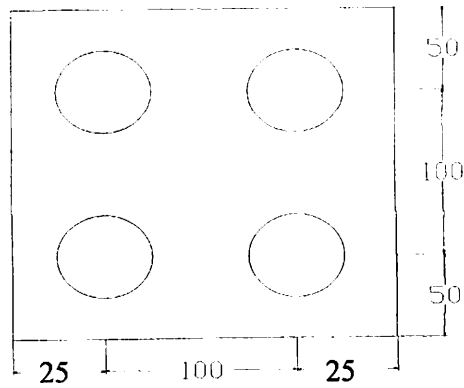
$$A_{\text{tiang bor}} = n \times A_{\text{tiang}}$$

$$= 4 \times 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{149,3496 + 63,111467 + 56,2064 + 3,03173}{4} \times 1,5 \times 2$$

$$= 203,774 \text{ ton}$$



Gambar 4.11 Skema Rencana Tiang Bor

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$\begin{aligned}
 P_{\text{telapak}} &= q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}}) \\
 &= 100,095 \times (3 - 0,5026) = 249,977 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung tiang bor

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tiang bor}} &= n_{\text{tiang}} \times Q_{\text{tiang}} \\
 &= 4 \times 40,232 = 160,928 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$\begin{aligned}
 P_{\text{gabungan}} &= P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}} \\
 &= 249,977 + 160,928 \\
 &= 410,905 \text{ ton} > P_{\text{terjadi}} = 203,774 \text{ ton} \longrightarrow \text{Oke!}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol beban dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.6 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 1,5 meter
- L telapak = 2 meter

Penurunan segera (Si)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{2}{1,5} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2/1,5)^2 + 1}}{2/1,5} \right] + \ln \left[\frac{2}{1,5} + \sqrt{\left(\frac{2}{1,5} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,26227436$$

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{54183,175 \cdot 1,5}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,26227436 = 0,025$$

$$= 2,5 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \longrightarrow \text{Aman}$$

Dimana : Si = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

E = Modulus elastisitas (Lempung keras 7000-20000 kN/m²)

4.2.3 Perencanaan Pondasi Tipe III

4.2.3.1 Perhitungan Pondasi Telapak

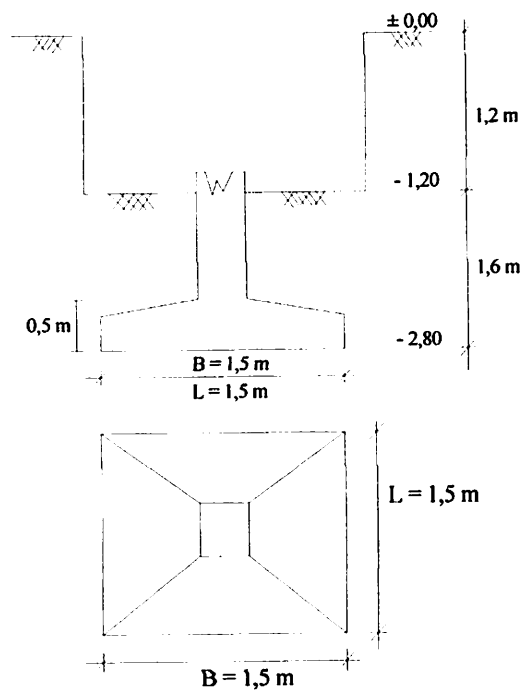
a. Data Perencanaan :

Titik 185

$$F_y = 103000 \text{ kg}$$

$$M_x = 38470,7 \text{ kgm}$$

$$M_z = 31495,5 \text{ kgm}$$



Gambar 4.12 Rencana pondasi telapak setempat

b. Perhitungan beban untuk pondasi tengah (titik 9)

- Berat sendiri pondasi (q_1)

$$\begin{aligned} q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j.\text{beton} \\ &= (1,5\text{m} \times 1,5\text{m} \times 0,5\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 2700 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Berat tanah urug (q_2)

$$\begin{aligned} q_2 &= (B \times L \times (Df\text{-tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (Df\text{-tebal}) \times B_j.\text{tanah}) \\ &= (1,5 \times 1,5 \times (1,6-0,5))\text{m} - (0,5 \times 0,8 \times (1,6-0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3 \\ &= 3825,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

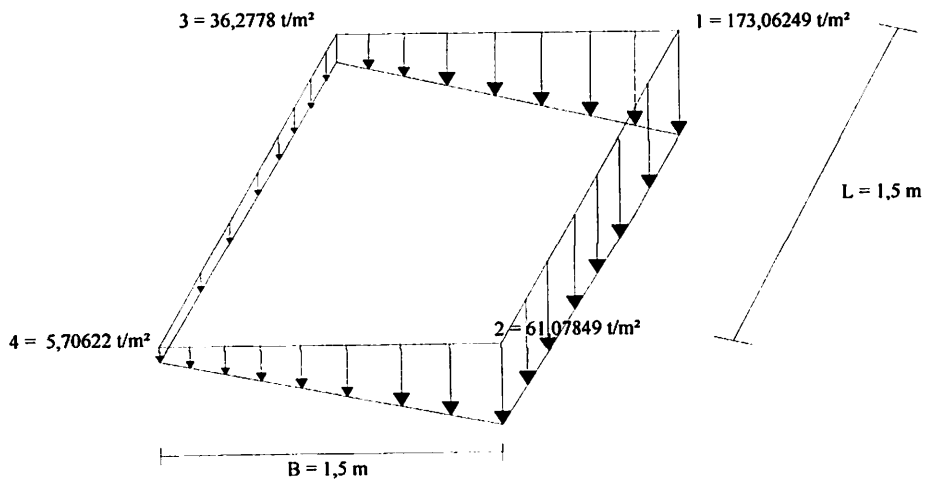
- Beban total (ΣV)

$$\begin{aligned} \Sigma V = P_u &= F_y + q_1 + q_2 \\ &= 103000 + 2700 + 3825,8 \\ &= 109525,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

- c. Perhitungan tegangan maksimum yang terjadi (σ_{maks})

$$\begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{109525,8}{(1,5 \times 1,5)} + \frac{38470,7}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} + \frac{31495,5}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 173062,49 \text{ kg/m}^2 = 173,06249 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{109525,8}{(1,5 \times 1,5)} + \frac{38470,7}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} - \frac{31495,5}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 61078,49 \text{ kg/m}^2 = 61,07849 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_3 &= \frac{109525,8}{(1,5 \times 1,5)} - \frac{38470,7}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} + \frac{31495,5}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 36277,8 \text{ kg/m}^2 = 36,2778 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_4 &= \frac{109525,8}{(1,5 \times 1,5)} - \frac{38470,7}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} - \frac{31495,5}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 5706,22 \text{ kg/m}^2 = 5,70622 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{maks} = 173,06249 \text{ t/m}^2$



Gambar 4.13 Diagram tegangan yang terjadi pada setiap titik (1,2,3,4)

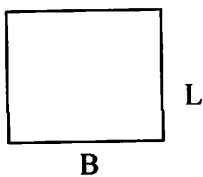
d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 1,20 meter,
maka data selanjutnya yaitu : $1,20 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 2,80 \text{ m}$

Pada kedalaman tersebut didapat :

- $\phi = 0^\circ$
- $\gamma = 1,88 \text{ t/m}^3$
- $c = 3,93 \text{ kg/cm}^2 = 39,3 \text{ t/m}^2$
- Pondasi telapak ukuran $2,0 \times 1,5 \text{ m}$



$$\begin{aligned}
 q_u &= 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\
 &= 1,3 \cdot c \cdot N_c + (\gamma \cdot D_f) \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= 1,3 \cdot 39,3 \cdot 5,7 + (1,88 \cdot 1,6) \cdot 1,0 + 0,4 \cdot 1,88 \cdot 1,5 \cdot 0 \\
&= 291,213 + 3,008 + 0 \\
&= 294,221 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$\begin{aligned}
q_{un} &= q_u - (Df \times \gamma) \\
&= 294,221 - (1,6 \times 1,88) \\
&= 291,213 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

- Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}
q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\
&= \frac{291,213}{3} + (1,6 \times 1,88) \\
&= 100,095 \text{ t/m}^2
\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $173,06249 \text{ t/m}^2 > q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$ tidak memenuhi, daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan tiang bor (strauss) untuk menambah daya dukungnya.

4.2.1.2 Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor

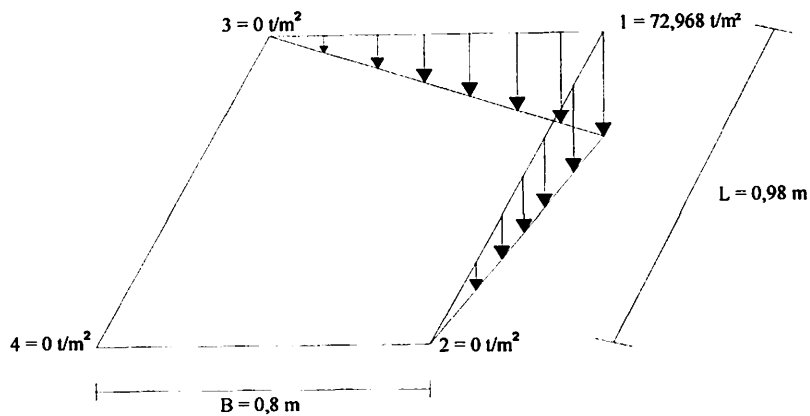
Daya dukung ijin pondasi gabungan ($q_{ijin \text{ gab.}}$) diperoleh dari daya dukung pondasi gabungan yang terdiri dari daya dukung telapak setempat dan tiang bor (q_{gab}) dibagi dengan angka keamanan (SF).

- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$q_{\text{tiang bor}} = \sigma_{\text{maks}} - q_s$$

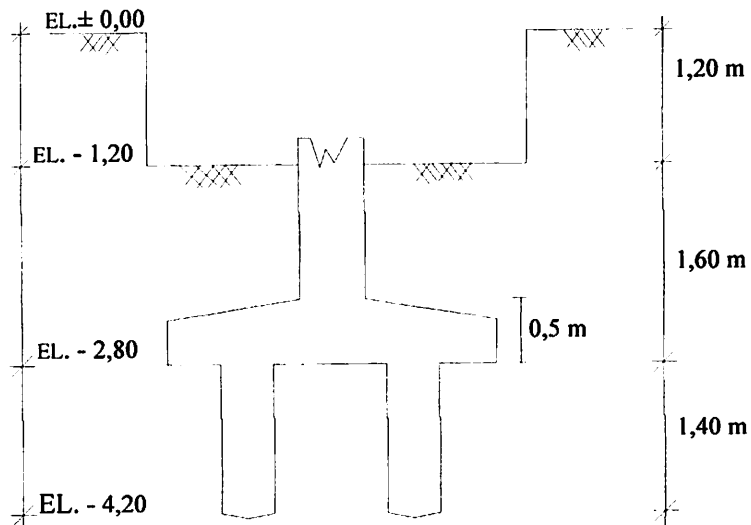
$$= 173,06249 - 100,095 = 72,968 \text{ t/m}^2$$

Karena hasil yang diperoleh untuk merencanakan tiang bor dalam bentuk tegangan, maka perlu dikalikan dengan luasan tegangan yang terjadi.



- Jadi beban yang dilimpahkan ke tiang bor adalah :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{72,968 + 0 + 0 + 0}{4} \times 0,8 \times 0,98 = 14,302 \text{ ton}$$



Gambar 4.14 Gambar rencana pondasi gabungan

4.2.1.7 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm

a. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 40$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,60 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,00 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,00 \text{ m} - 1,60 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$ dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,1257 \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} p &= 2 \times \pi \times D \\ &= 2 \times \pi \times 0,4 = 2,513 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luas selimut tiang

$$\begin{aligned} A_s &= p \times \text{kedalaman tiang (Df)} \\ &= 2,513 \times 1,40 = 3,5182 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat sendiri tiang bor

$$\begin{aligned} Q &= A_p \times H \times B_j.\text{beton} \\ &= 0,1257 \times 1,4 \times 2,4 \\ &= 0,422 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban bagian tiang bor

$$\begin{aligned} P_{V_{\text{total}}} &= P_{\text{tiang bor}} + Q \\ &= 14,302 + 0,422 = 14,724 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Perhitungan Daya Dukung 1 Tiang Bor

Tiang yang tertahan oleh pelekatan antara tiang dan tanah dihitung dengan menganggap bahwa perlawanan ujung tiang serta gaya pelekat antara tiang dengan tanah akan sama seperti nilai yang diukur dengan alat sondir.

(Dr. Ir. L.D. Wesley. Mekanika Tanah: 1977)

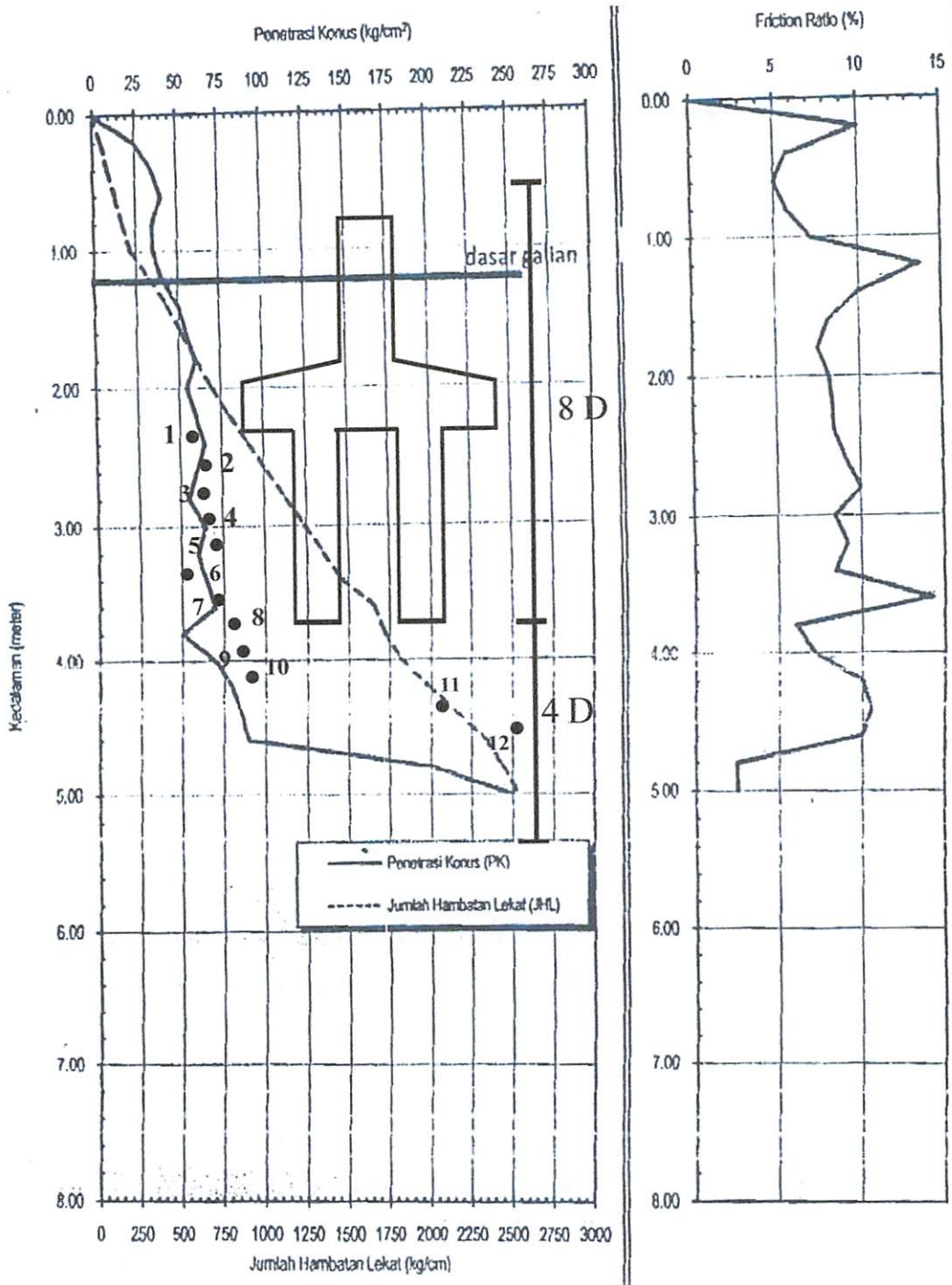
Daya dukung tiang (Q_{tiang}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

(Ir. Sardjono.HS. Pondasi Tiang Pancang Jilid 1:1991)

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Dimana : p = nilai konus (kg/cm^2)
c = jumlah hambatan lekat (cleef) } Dari percobaan sondir
A = luas tiang (cm^2)
l = panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)
O = keliling tiang (cm)



Gambar 4.15 Peletakan Pondasi Berdasar Data Sondir

Nilai $q_{c\text{rata-rata}}$ sepanjang tiang :

1. 2,80 m \longrightarrow $(q_{c1}) = 55 \text{ kg/cm}^2$
 2. 3,00 m \longrightarrow $(q_{c2}) = 65 \text{ kg/cm}^2$
 3. 3,20 m \longrightarrow $(q_{c3}) = 60 \text{ kg/cm}^2$
 4. 3,40 m \longrightarrow $(q_{c4}) = 65 \text{ kg/cm}^2$
 5. 3,60 m \longrightarrow $(q_{c5}) = 70 \text{ kg/cm}^2$
 6. 3,80 m \longrightarrow $(q_{c6}) = 50 \text{ kg/cm}^2$
 7. 4,00 m \longrightarrow $(q_{c7}) = 70 \text{ kg/cm}^2$
 8. 4,20 m \longrightarrow $(q_{c8}) = 80 \text{ kg/cm}^2$
 9. 4,40 m \longrightarrow $(q_{c9}) = 85 \text{ kg/cm}^2$
 10. 4,60 m \longrightarrow $(q_{c10}) = 90 \text{ kg/cm}^2$
 11. 4,80 m \longrightarrow $(q_{c11}) = 200 \text{ kg/cm}^2$
 12. 5,00 m \longrightarrow $(q_{c12}) = 250 \text{ kg/cm}^2$
-
- $\Sigma q_c = 1140 \text{ kg/cm}^2$

$$q_{c\text{rata-rata}} = \frac{\Sigma q_c}{12} = \frac{1140}{12} = 95 \text{ kg/cm}^2$$

Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$C = \frac{1980 - 1130}{140} = 6,07 \text{ kg/cm} = 0,607 \text{ ton/m}$$

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

$$= \frac{0,1257 \times 950}{3} + \frac{2,513 \times 1,4 \times 0,607}{5}$$

$$= 40,232 \text{ ton}$$

4.2.1.8 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran 1,5 m × 1,5 m dan tiang bor ϕ 40 cm

- Data-data:

$$\sigma_{\text{maks}} = 173,06249 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 100,095 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 40,232 \text{ ton}$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_{\text{v total}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{14,724}{40,232} = 0,37 \text{ buah} \approx 1 \text{ buah}$$

- Luas telapak (A_{telapak})

$$A_{\text{telapak}} = B \times L = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

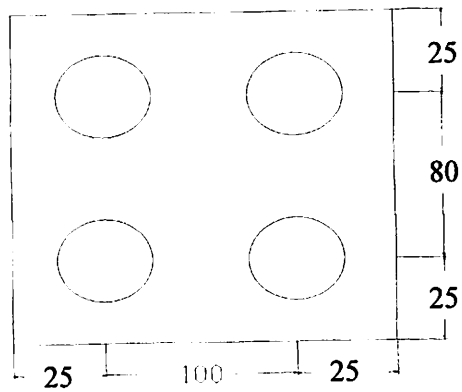
$$A_{\text{tiang bor}} = n \times A_{\text{tiang}}$$

$$= 4 \times 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,5026 \text{ m}^2$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{173,06249 + 61,07849 + 36,2778 + 5,70622}{4} \times 1,5 \times 1,5$$

$$= 155,320 \text{ ton}$$



Gambar 4.16 Skema Rencana Tiang Bor

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$\begin{aligned}
 P_{\text{telapak}} &= q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}}) \\
 &= 100,095 \times (2,25 - 0,5026) = 174,906 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung tiang bor

$$\begin{aligned}
 P_{\text{tiang bor}} &= n_{\text{tiang}} \times Q_{\text{tiang}} \\
 &= 4 \times 40,232 = 160,928 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$\begin{aligned}
 P_{\text{gabungan}} &= P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}} \\
 &= 174,906 + 160,928 \\
 &= 335,834 \text{ ton} > P_{\text{terjadi}} = 155,320 \text{ ton} \longrightarrow \text{Oke.!!}
 \end{aligned}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.6 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 1,5 meter
- L telapak = 1,5 meter

Penurunan segera (Si)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{1,5}{1,5} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(1,5/1,5)^2 + 1}}{1,5/1,5} \right] + \ln \left[\frac{1,5}{1,5} + \sqrt{\left(\frac{1,5}{1,5} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,56109985$$

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{62749,4 \cdot 1,5}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,56109985 = 0,063 \text{ m}$$

$$= 6,3 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \longrightarrow \text{Aman}$$

Dimana : Si = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

E = Modulus elastisitas (Lempung keras 7000-20000 kN/m²)

Untuk perhitungan dimensi pondasi, beban yang terjadi, serta penurunan pada titik-titik selanjutnya, ditabelkan sebagai berikut :

Titik	Fy (kg)	Mx (kgm)	Mz (kgm)	Dimensi Telapak		Dimensi Strauss	n tiang (buah)	P _{terjadi} (ton)	P _{gabungan} (ton)	Syarat (P _{gabungan} >P _{terjadi})	Penurunan maks.2-4 inci (m)	Keterangan
				B (m)	L (m)	φ tiang (m)						
1	144000	46750,1	39944	1,5	2	0,4	4	295,072	410,905	Memenuhi	0,048	Aman
2	254000	46084,8	42267,6	2	2	0,4	4	257,886	511,00	Memenuhi	0,085	Aman
3	251000	45984,1	40280,1	2	2	0,4	4	254,076	511,00	Memenuhi	0,084	Aman
4	267000	45929,4	37659	2	2	0,4	4	275,221	511,00	Memenuhi	0,090	Aman
5	270000	45843,2	35992,9	2	2	0,4	4	282,245	511,00	Memenuhi	0,089	Aman
6	288000	46205,5	31424,3	2	2	0,4	4	312,862	511,00	Memenuhi	0,097	Aman
7	170000	46571,6	32339,3	1,5	2	0,4	4	203,774	410,905	Memenuhi	0,025	Aman
8	143000	44271,8	36674,4	1,5	2	0,4	4	200,465	410,905	Memenuhi	0,048	Aman
9	250000	43907,6	34098,7	2	2	0,4	4	257,736	511,00	Memenuhi	0,084	Aman
10	248000	43203,9	43203,9	2	2	0,4	4	254,077	511,00	Memenuhi	0,084	Aman
11	174000	43114,1	38045,7	2	2	0,4	4	225,063	511,00	Memenuhi	0,058	Aman
12	187000	43463,5	36149,8	2	2	0,4	4	235,724	511,00	Memenuhi	0,063	Aman

13	202000	44852,3	39061,5	2	2	0,4	4	241,574	511,00	Memenuhi	0,068	Aman
14	134000	44457,5	39023,6	1,5	2	0,4	4	203,774	410,905	Memenuhi	0,045	Aman
15	109000	35885,5	34489,7	1,5	1,5	0,4	4	163,521	335,834	Memenuhi	0,039	Aman
184	51700	36569,2	29887,5	1,5	1,5	0,4	4	104,775	335,834	Memenuhi	0,017	Aman
185	103000	38470,7	31495,5	1,5	1,5	0,4	4	155,320	335,834	Memenuhi	0,063	Aman
186	99400	39049,4	32832,6	1,5	1,5	0,4	4	122,384	335,834	Memenuhi	0,033	Aman

4.3 Perhitungan Penulangan Pondasi

4.3.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe I

4.3.1.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak Setempat

a. Data Perencanaan :

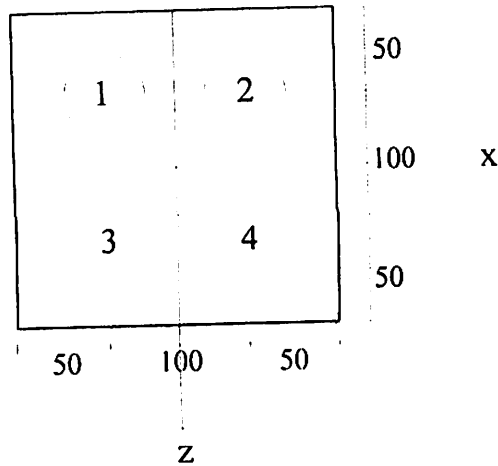
- Berat pondasi total (ΣV) = 282244,8 kg = 282,2448 ton
- M_x = 45843,2 kgm
- M_z = 35992,9 kgm
- L = 2 meter
- B = 2 meter
- Tebal telapak (t) = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton (f'_c) = 30 Mpa
- Mutu tulangan $\rightarrow f_y = 350 \text{ Mpa} = 3500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

b. Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

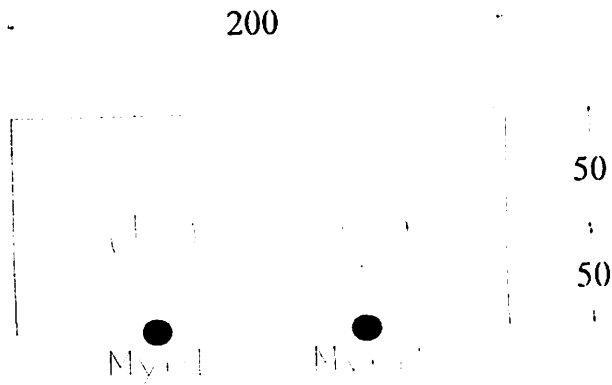
Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M_{ze}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0



Gambar 4.17 Arah pembebanan pondasi tiang bor pada telapak (poer)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.18 Momen arah x akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} + \frac{Mz \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma X^2} + \frac{Mx \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma Z^2}$$

$$\Sigma X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{282244,8}{4} + \frac{35992,9 \cdot (-0,5)}{2,0,5} + \frac{45843,2 \cdot 0,5}{2,0,5} \\ &= 75486,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$P2 = \frac{282244,8}{4} + \frac{35992,9 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{45843,2 \cdot 0,5}{2,0,5}$$

$$= 111479,25 \text{ kg}$$

$$(Z/L)_1 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$(Z/L)_2 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$Mxe1 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (75846,35 \times 0,21) + (111479,25 \times 0,21)$$

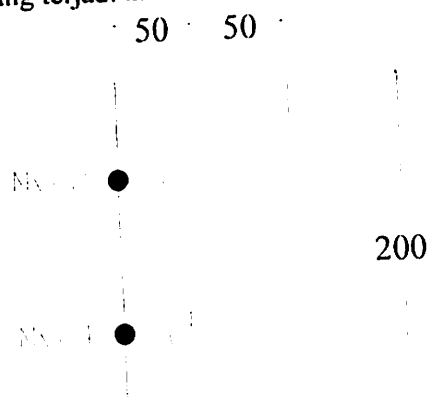
$$= 39338,376 \text{ kgm} = 39,338376 \text{ tm}$$

$$Mxe2 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (75846,35 \times 0,21) + (111479,25 \times 0,21)$$

$$= 39338,376 \text{ kgm} = 39,338376 \text{ tm}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.19 Momen arah z akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{Mz \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma Z^2}$$

$$\Sigma X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{282244,8}{4} + \frac{35992,9 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{45843,2 \cdot 0,5}{2,0,5} \\ &= 111479,25 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{282244,8}{4} + \frac{35992,9 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{45843,2 \cdot (-0,5)}{2,0,5} \\ &= 65636,05 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mze_2 &= (P_2 \times Mze) + (P_4 \times Mze) \\ &= (111479,25 \times 0,21) + (65636,05 \times 0,21) \\ &= 37194,213 \text{ kgm} = 37,194 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mze_4 &= (P_2 \times Mze) + (P_4 \times Mze) \\ &= (111479,25 \times 0,21) + (65636,05 \times 0,21) \\ &= 37194,213 \text{ kgm} = 37,194 \text{ tm} \end{aligned}$$

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$\begin{aligned} Mu &= Mxe \text{ akibat } P \text{ terpusat tiang strauss} \\ &= 39,338376 \text{ tm} = 39338,376 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{39338,376}{0,8} = 49172,97 \text{ kgm} = 49172,97 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$dx = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik } x$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 412,5 \text{ mm}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{49172,97 \times 10^4}{2000 \times 412,5^2} = 1,445 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,445}{350}} \right] \\ &= 0,0043 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= 0,0043 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &> \rho_{min} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,0043 \times 2000 \times 412,5 \\ &= 3547,5 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 25

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3547,5}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 7,226 \sim 8 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{8} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm}^2 > 3547,5 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 8 D 25

d. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah z

$$\begin{aligned} M_u &= M_{xe} \text{ akibat P terpusat tiang strauss} \\ &= 37,194213 \text{ tm} = 37194,213 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{37194,213}{0,8} = 46492,766 \text{ kgm} = 46492,766 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dz &= h - \text{tebal selimut beton} - \text{diameter arah x} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik z} \\ &= 500 - 75 - 25 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 387,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{46492,766 \times 10^4}{2000 \times 387,5^2} = 1,548 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} = 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,548}{350}} \right] \\ &= 0,0046 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0046 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &> \rho_{\min} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0046 \times 2000 \times 387,5 \\ &= 3565 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 25

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3565}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 7,26 \sim 8 \text{ tulangan}$$

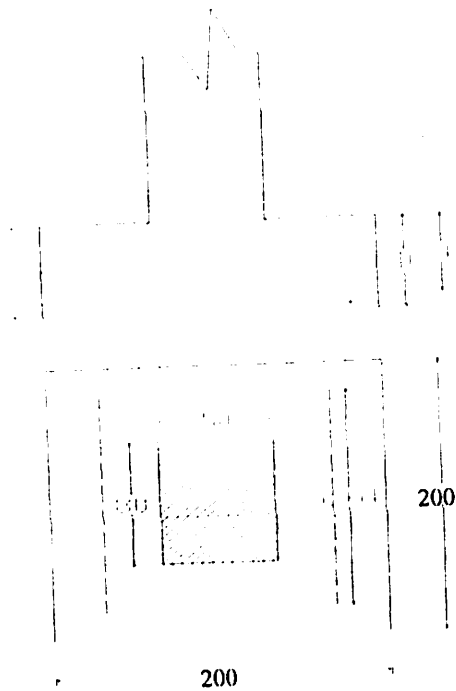
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{8} = 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm}^2 > 3565 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah z 8 D 25

4.3.1.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



Gambar 4.20 Skema geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom : 500 / 800

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 25 mm

Mutu beton (f_c') : 25 Mpa = 250 kg/cm²

Tinggi efektif (d) : $500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 412,5$ mm

Bidang kritis geser pons

$b_{kolom} = 500$ mm

$h_{kolom} = 800$ mm

$$b' = 500 + 412,5 = 912,5 \text{ mm}$$

$$h' = 800 + 412,5 = 1212,5 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$b_o = 4 \times (b' + h')$$

$$= 4 \times (912,5 + 1212,5)$$

$$= 8500 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$V_c = \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d$$

$$= \left(\frac{\sqrt{25}}{3} \right) \times 8500 \times 412,5$$

$$= 5843750 \text{ N}$$

$$\phi V_c = 0,6 \times 5843750$$

$$= 3506250 \text{ N} = 3506,250 \text{ kN}$$

Maka $V_u = 2700 \text{ kN} < \phi V_c = 3506,250 \text{ kN}$ (ok)

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.3.1.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

- Data perencanaan :

- P_{max} = 131938,275 kg = 131,938275 ton
- $P_u = \sum V$ = 282244,8 kg = 282,2448 ton
- Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- Mutu baja tulangan = 350 MPa
- D tulangan pokok = 25 mm
- \emptyset sengkang = 10 mm
- D tiang = 40 cm = 400 mm
- Tebal selimut = 75 mm

- Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (1/2 \cdot 25) \\ &= 97,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) \\ &= 205 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 400^2) = 125663,7061 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - A_{st} &= 3\% \times A_g \\
 &= 3\% \times 125663,7061 \\
 &= 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\
 &= \frac{3761,911}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 7,664 \sim 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{S_{ada}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= 8 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 3926,99 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s = A_{s'} &= 0,5 \times A_{S_{ada}} \\
 &= 0,5 \times 3926,99 \\
 &= 1963,495 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi \times d}{n} \\
 &= \frac{\pi \times 205}{8} \\
 &= 80,503 \text{ mm} \sim 80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

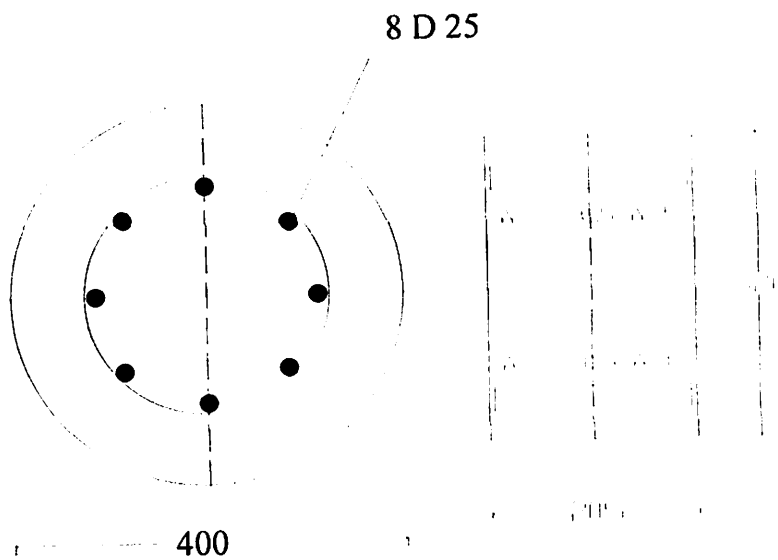
Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub}).

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned}
 t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\
 &= 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 400^2}{320} \\
 &= 392,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.21 Ekivalen penampang bulat ke penampang segi empat

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d - d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\
 &= 2/3 \times 205 \\
 &= 136,67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 320 - 97,5 = 222,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}c_{balance} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 222,5}{600 + 350} \\ &= 140,526 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 140,526 \\ &= 119,447 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (cb - d)}{cb} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (140,526 - 97,5)}{140,526} \\ &= 183,707 \text{ MPa} < f_y = 350 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}P_{ub} &= \{(0,85 \times f_c \times a_b \times l_{ck}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 25 \times 119,447 \times 392,700) + (1963,4955 \times 183,707) - \\ &\quad (1963,4955 \times 350)\} \times 10^{-3} \\ &= 869,609 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ck} \times a_b \times [l_{ck}/2 - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times \\ &\quad (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \times 10^{-6}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \{(0,85 \times 25 \times 392,700 \times 119,447 \times [320/2 - (1/2 \times 119,447)]) \\
&+ (1963,4955 \times 183,707 \times (1/2 \times 136,67) - (1963,4955 \times 25 \times \\
&(1/2 \times 136,67)))\} \times 10^{-6} \\
&= 140,567 \text{ kNmm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
e_b &= \frac{Mub}{P_{ub}} \\
&= \frac{140,567}{869,609} \\
&= 0,162 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
e &= \frac{Mz}{P_{\max}} \\
&= \frac{35992,9}{131938275} \\
&= 0,00027 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $e = 0,00027 \text{ mm} < e_b = 0,162 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.1.4 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}
\rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\
&= \frac{3926,991}{125663,7061} \\
&= 0,031
\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (D_s)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) \\ &= 205 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{350}{0,85 \times 25} \\ &= 16,47 \end{aligned}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n_{\text{perlu}}}$)

$$\begin{aligned} P_{n_{\text{perlu}}} &= \frac{P_u}{0,7} \\ &= \frac{282244,8}{0,7} \\ &= 403206,8571 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times d_s}{2,50 \times h}} - \frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right] \\ &= 0,85 \times 25 \times 400^2 \times \end{aligned}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,00027}{400} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,031 \times 13,725 \times 205}{2,50 \times 400}} - \frac{0,85 \times 0,00027}{400} - 0,38 \right]$$

$$= 4080000 \times 0,101$$

$$= 412080 \text{ kg} > P_{n_{\text{perlu}}} = 402397,71 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 412080 \\ &= 288456 \text{ kg} > P_{\text{maks}} = 131938,275 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang bor dan tulangan dapat digunakan.

4.3.1.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral ϕ 12 mm

$$A_g = 125663,7061 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,09733 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 400 - (2 \times 75) = 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 250^2 \\ &= 49087,385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \left[\frac{125663,7061}{49087,385} - 1 \right] \times \left[\frac{25}{350} \right] \\ &= 0,060\end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned}S_{\text{maks}} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{4 \times 113,097 \times (250 - 12)}{250^2 \times 0,060}\end{aligned}$$

$$= 28,630 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 8 D 25 dan tulangan spiral \emptyset 12 – 30.

4.3.2 Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe II

4.3.2.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak Setempat

a. Data Perencanaan :

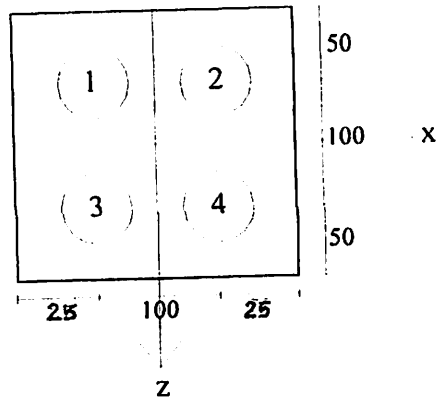
- Berat pondasi total (ΣV) = 178976,8 kg = 178,9768 ton
- M_x = 46571,6 kgm
- M_z = 32339,3 kgm
- L = 2 meter
- B = 1,5 meter
- Tebal telapak (t) = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton (f_c') = 25 Mpa
- Mutu tulangan $\rightarrow f_y = 350 \text{ Mpa} = 3500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

a. Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

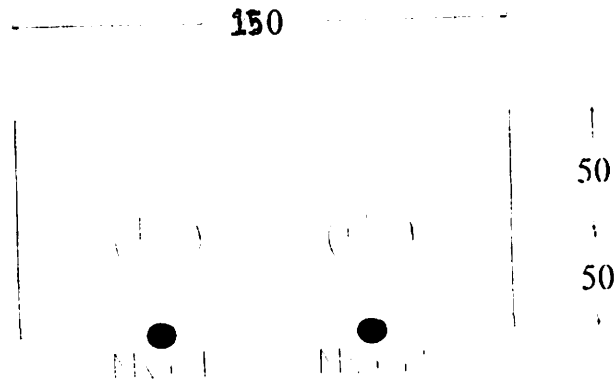
Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M_{ze}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0



Gambar 4.22 Arah pembebanan pondasi tiang bor pada telapak (poer)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.23 Momen arah x akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n z \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n x \cdot \sum z^2}$$

$$\sum X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\sum Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_1 = \frac{178976,8}{4} + \frac{46571,6 \cdot (-0,5)}{2,0,5} + \frac{32339,3 \cdot 0,5}{2,0,5}$$

$$= 37628,05 \text{ kg}$$

$$P2 = \frac{178976,8}{4} + \frac{46571,6 \cdot 0,5}{2,05} + \frac{32339,3 \cdot 0,5}{2,05}$$

$$= 84199,65 \text{ kg}$$

$$(Z/L)_1 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$(Z/L)_2 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$Mxe1 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (37628,05 \times 0,21) + (84199,65 \times 0,21)$$

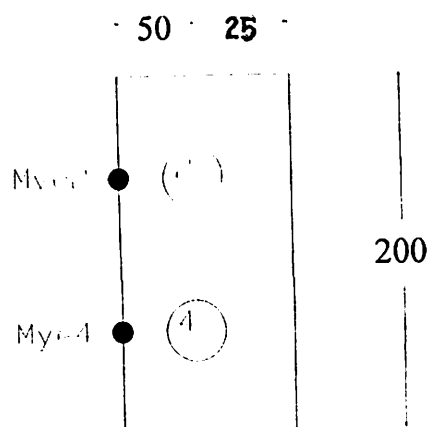
$$= 25583,806 \text{ kgm} = 25,583806 \text{ tm}$$

$$Mxe2 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (37628,05 \times 0,21) + (84199,65 \times 0,21)$$

$$= 25583,806 \text{ kgm} = 25,583806 \text{ tm}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.24 Momen arah z akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{Mz \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma Z^2}$$

$$\Sigma X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$\begin{aligned} P_2 &= \frac{178976,8}{4} + \frac{46571,6 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{32339,3 \cdot 0,5}{2,0,5} \\ &= 84199,65 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_4 &= \frac{178976,8}{4} + \frac{46571,6 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{32339,3 \cdot (-0,5)}{2,0,5} \\ &= 51860,35 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mze_2 &= (P_2 \times Mze) + (P_4 \times Mze) \\ &= (84199,65 \times 0,21) + (51860,35 \times 0,21) \\ &= 28572,6 \text{ kgm} = 28,5726 \text{ tm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Mze_4 &= (P_2 \times Mze) + (P_4 \times Mze) \\ &= (84199,65 \times 0,21) + (51860,35 \times 0,21) \\ &= 28572,6 \text{ kgm} = 28,5726 \text{ tm} \end{aligned}$$

b. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$\begin{aligned} Mu &= Mxe \text{ akibat } P \text{ terpusat tiang strauss} \\ &= 25,583806 \text{ tm} = 25583,806 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{25583,806}{0,8} = 31979,76 \text{ kgm} = 31979,76 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$dx = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik } x$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 412,5 \text{ mm}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{31979,76 \times 10^4}{2000 \times 412,5^2} = 0,940 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

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

$$= 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,940}{350}} \right] \\ &= 0,0027 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0027 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{\text{min}} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho_{\text{min}} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 2000 \times 412,5 = 3300 \text{ mm}^2$$

Direncanakan tulangan pokok D 25

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3300}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 6,723 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{7} = 285,714 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm}^2 > 3300 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 7 D 25

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah z

$$\begin{aligned} Mu &= M_{xe} \text{ akibat P terpusat tiang strauss} \\ &= 28,5726 \text{ tm} = 28572,6 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{28572,6}{0,8} = 35715,75 \text{ kgm} = 35715,75 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dz &= h - \text{tebal selimut beton} - \text{diameter arah x} - 1/2 \cdot \text{diameter tulangan tarik z} \\ &= 500 - 75 - 25 - (1/2 \cdot 25) = 387,5 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{35715,75 \times 10^4}{2000 \times 387,5^2} = 1,189 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times fc'}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} = 0,033 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho \\ &= 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 1,189}{350}} \right] \\ &= 0,0035 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0035 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{\min} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,004 \times 2000 \times 387,5 \\ &= 3100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 25

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3100}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 6,315 \sim 7 \text{ tulangan}$$

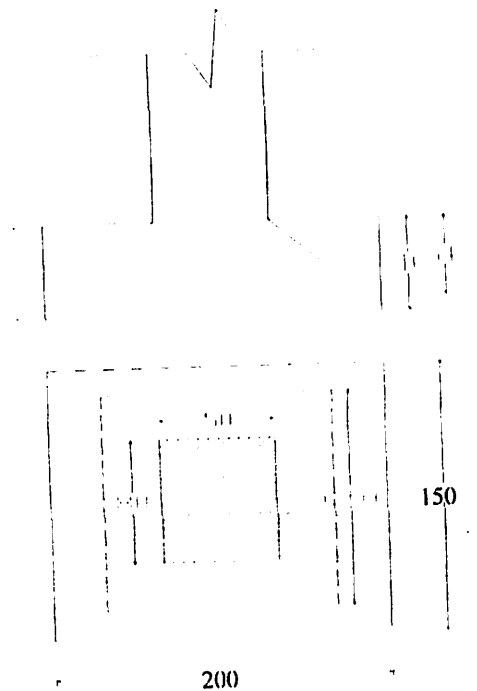
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{7} = 285,714 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm}^2 > 3100 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah z 7 D 25

4.3.2.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



Gambar 4.25 Skema geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom : 500 / 800

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 25 mm

Mutu beton (f_c') : 25 Mpa = 250 kg/cm²

Tinggi efektif (d) : 500 - 75 - ($\frac{1}{2}$ ·25) = 412,5 mm

Bidang kritis geser pons

b_{kolom} = 500 mm

h_{kolom} = 800 mm

$$b' = 500 + 412,5 = 912,5 \text{ mm}$$

$$h' = 800 + 412,5 = 1212,5 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times (b' + h') \\ &= 4 \times (912,5 + 1212,5) \\ &= 8500 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{\sqrt{25}}{3} \right) \times 8500 \times 412,5 \\ &= 5843750 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times 5843750 \\ &= 3506250 \text{ N} = 3506,250 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka $V_u = 1700 \text{ kN} < \phi V_c = 3506,250 \text{ kN}$ (ok)

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.3.2.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data Perencanaan :

- P_{max} = 104744,375 kg = 104,744375 ton
- $P_u = \sum V$ = 182244,80 kg = 182,24480 ton
- Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- Mutu baja tulangan = 350 MPa
- D tulangan pokok = 25 mm
- \emptyset sengkang = 10 mm
- D tiang = 40 cm = 400 mm
- Tebal selimut = 75 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (1/2 \cdot 25) \\ &= 97,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) = 205 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 400^2) \\ &= 125663,7061 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

d. Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - A_{st} &= 3\% \times A_g \\
 &= 3\% \times 125663,7061 \\
 &= 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\
 &= \frac{3769,911}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 7,680 \sim 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{S_{uda}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= 8 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 3926,991 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s = A_{s'} &= 0,5 \times A_{S_{uda}} \\
 &= 0,5 \times 3926,991 \\
 &= 1963,4955 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi \times d}{n} \\
 &= \frac{\pi \times 205}{8} \\
 &= 80,503 \text{ mm} \sim 80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub}).

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

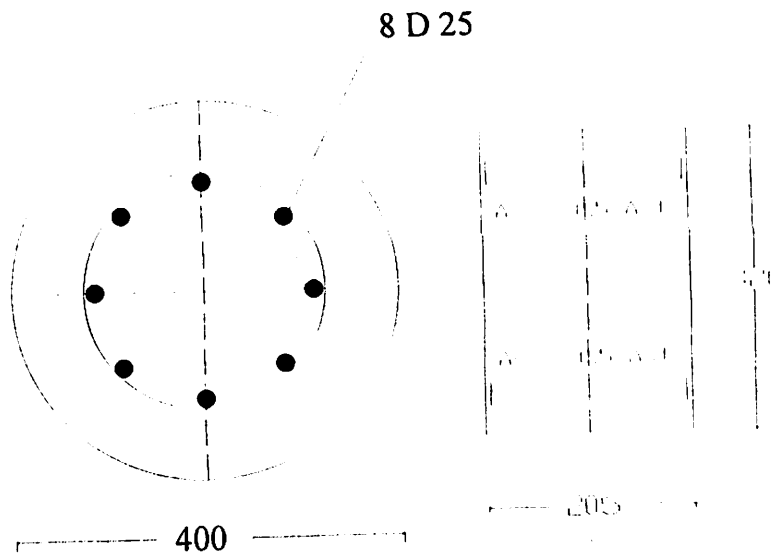
$$\begin{aligned}
 t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\
 &= 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$I_{ek} = \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{t_{ek}}$$

$$= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 400^2}{320}$$

$$= 392,700 \text{ mm}$$



Gambar 4.26 Ekivalen penampang bulat ke penampang segi empat

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$d - d' = 2/3 \times d_{efektif}$$

$$= 2/3 \times 205$$

$$= 136,67 \text{ mm}$$

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$d_b = t_{ek} - \text{tebal selimut efektif}$$

$$= 320 - 97,5 = 222,5 \text{ mm}$$

Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}c_{balance} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 222,5}{600 + 350} \\ &= 140,526 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 140,526 \\ &= 119,447 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (c_b - d)}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (140,526 - 97,5)}{140,526} \\ &= 183,707 \text{ MPa} < f_y = 350 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}P_{ub} &= \{(0,85 \times f_c \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 25 \times 119,447 \times 392,700) + (1963,4955 \times 183,707) - \\ &\quad (1963,4955 \times 350)\} \times 10^{-3} \\ &= 869,609 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [l_{ek}/2 - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times \\ &\quad (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \times 10^{-6}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \{(0,85 \times 25 \times 392,700 \times 119,447 \times [320/2 - (1/2 \times 119,447)]) \\
&+ (1963,4955 \times 183,707 \times (1/2 \times 136,67) - (1963,4955 \times 25 \times \\
&(1/2 \times 136,67)))\} \times 10^{-6} \\
&= 140,567 \text{ kNmm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
&= \frac{140,567}{869,609} \\
&= 0,162 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
e &= \frac{M_z}{P_{\max}} \\
&= \frac{32339,3}{104744375} \\
&= 0,000308 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $e = 0,000308 \text{ mm} < e_b = 0,162 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.2.4 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}
\rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\
&= \frac{3926,991}{125663,7061} \\
&= 0,031
\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) \\ &= 205 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{350}{0,85 \times 25} \\ &= 13,725 \end{aligned}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$\begin{aligned} P_{n\text{perlu}} &= \frac{P_u}{0,7} \\ &= \frac{182244,80}{0,7} \\ &= 260349,7143 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times d_s}{2,50 \times h}} - \frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right] \\ &= 0,85 \times 30 \times 400^2 \times \end{aligned}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,00025}{400} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,031 \times 13,725 \times 205}{2,50 \times 400}} - \frac{0,85 \times 0,00025}{400} - 0,38 \right]$$

$$= 4080000 \times 0,1011$$

$$= 412488 \text{ kg} > P_{n\text{perlu}} = 260349,7143 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 412488 \\ &= 288741,60 \text{ kg} > P_{\text{maks}} = 104744,375 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang bor dan tulangan dapat digunakan.

4.3.2.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral ϕ 12 mm

$$A_g = 125663,7061 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,09733 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 400 - (2 \times 75) \\ &= 250 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}A_c &= \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 250^2 = 49087,385 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \left[\frac{125663,7061}{49087,385} - 1 \right] \times \left[\frac{25}{350} \right] \\ &= 0,05\end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}}$$

$$= \frac{4 \times 113,097 \times (250 - 12)}{250^2 \times 0,05}$$

$$= 28,630 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 8 D 25 dan tulangan spiral \emptyset 12 – 30.

4.3.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe III

4.3.3.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak Setempat

a. Data Perencanaan :

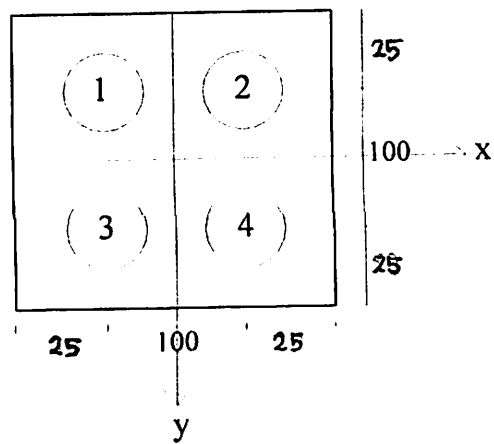
- Berat pondasi total (ΣV) = 109525,80 kg = 109,52580 ton
- M_x = 38470,7 kgm
- M_z = 31495,5 kgm
- L = 1,5 meter
- B = 1,5 meter
- Tebal telapak (t) = 0,5 meter
- Selimut beton = 75 mm (SNI 03 – 2847 – 2002 pasal 9.7.1)
- Mutu beton (f_c') = 25 Mpa
- Mutu tulangan $\rightarrow f_y = 350 \text{ Mpa} = 3500 \text{ kg/cm}^2$
 $f_y = 240 \text{ Mpa} = 2400 \text{ kg/cm}^2$

b. Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_{ye} (dengan cara interpolasi)

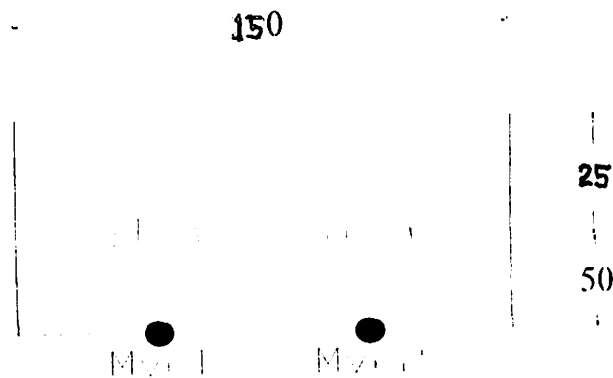
Tabel 4.6 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
M_{ze}	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0



Gambar 4.27 Arah pembebanan pondasi tiang bor pada telapak (poer)

Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.28 Momen arah x akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_z \cdot X_{\max}}{n \cdot \sum x^2} \pm \frac{M_x \cdot Z_{\max}}{n \cdot \sum z^2}$$

$$\sum X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\sum Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_1 = \frac{109525,80}{4} + \frac{31495,5 \cdot (-0,5)}{2 \cdot 0,5} + \frac{38470,7 \cdot 0,5}{2 \cdot 0,5}$$

$$= 30869,05 \text{ kg}$$

$$P2 = \frac{109525,80}{4} + \frac{31495,5 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{38470,7 \cdot 0,5}{2,0,5}$$

$$= 62364,55 \text{ kg}$$

$$(Z/L)_1 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$(Z/L)_2 = \frac{0,5}{0,5 + 0,5} = 0,5$$

$$Mze = 0,21 - \frac{0,5 - 0,5}{0,6 - 0,5} \times (0,18 - 0,21) = 0,21$$

$$Mxe1 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (30869,05 \times 0,21) + (62364,55 \times 0,21)$$

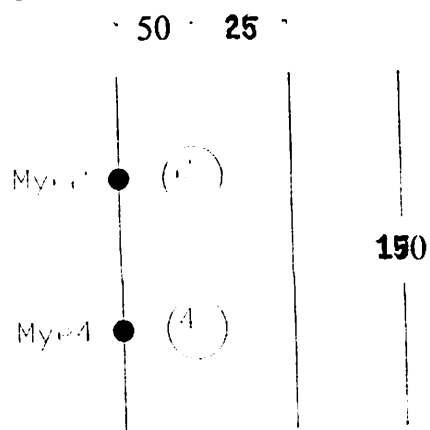
$$= 19579,056 \text{ kgm} = 19,579056 \text{ tm}$$

$$Mxe2 = (P1 \times Mze) + (P2 \times Mze)$$

$$= (30869,05 \times 0,21) + (62364,55 \times 0,21)$$

$$= 19579,056 \text{ kgm} = 19,579056 \text{ tm}$$

Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang bor :



Gambar 4.29 Momen arah z akibat reaksi tiang bor

Mencari beban masing-masing tiang :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{Mz \cdot X_{\max}}{nz \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{Mx \cdot Z_{\max}}{nx \cdot \Sigma Z^2}$$

$$\Sigma X^2 = (-0,5^2) + (0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

$$\Sigma Z^2 = (0,5^2) + (-0,5^2) = 0,5 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$P_2 = \frac{109525,80}{4} + \frac{31495,5 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{38470,7 \cdot 0,5}{2,0,5}$$

$$= 62364,55 \text{ kg}$$

$$P_4 = \frac{109525,80}{4} + \frac{31495,5 \cdot 0,5}{2,0,5} + \frac{38470,7 \cdot (-0,5)}{2,0,5}$$

$$= 23893,85 \text{ kg}$$

$$M_{xe2} = (P_2 \times M_{ze}) + (P_4 \times M_{ze})$$

$$= (62364,55 \times 0,21) + (23893,85 \times 0,21)$$

$$= 18114,264 \text{ kgm} = 18,114264 \text{ tm}$$

$$M_{ze4} = (P_2 \times M_{ze}) + (P_4 \times M_{ze})$$

$$= (62364,55 \times 0,21) + (23893,85 \times 0,21)$$

$$= 18114,264 \text{ kgm} = 18,114264 \text{ tm}$$

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$M_u = M_{xe} \text{ akibat } P \text{ terpusat tiang strauss}$$

$$= 19,579056 \text{ tm} = 19579,056 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{19579,056}{0,8} = 24473,82 \text{ kgm} = 24473,82 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$d_x = h - \text{tebal selimut beton} - \frac{1}{2} \cdot \text{diameter tulangan tarik } x$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 25) = 412,5 \text{ mm}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \times d^2} = \frac{19579,056 \times 10^4}{2000 \times 412,5^2} = 0,719 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} \\ &= 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,719}{350}} \right] \\ &= 0,0021 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{perlu} &= 0,0021 \text{ mm}^2 < \rho_{maks} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{min} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{perlu} \times b \times d \\ &= 0,004 \times 2000 \times 412,5 \\ &= 3300 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 25

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{As \text{ perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3300}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 6,723 \sim 7 \text{ tulangan}$$

$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{7} = 285,714 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm}^2 > 3300 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi gunakan tulangan tarik arah x 7 D 25

d. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah z

$$\begin{aligned} Mu &= Mze \text{ akibat P terpusat tiang strauss} \\ &= 18,114264 \text{ tm} = 18114,264 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{18114,264}{0,8} = 22642,83 \text{ kgm} = 22642,83 \times 10^4 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dz &= h - \text{tebal selimut beton} - \text{diameter arah x} - 1/2 \cdot \text{diameter tulangan tarik z} \\ &= 500 - 75 - 22 - (1/2 \cdot 25) = 387,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 2000 \text{ mm}$$

$$Rn = \frac{Mn}{b \times d^2} = \frac{22642,83 \times 10^4}{2000 \times 387,50^2} = 0,754 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc'} = \frac{350}{0,85 \times 25} = 16,471$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times fc'}{fy} \times \beta \times \frac{600}{600 + fy} \\ &= \frac{0,85 \times 25}{350} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 350} = 0,033 \end{aligned}$$

$$\rho_{maks} = 0,75 \times \rho_b = 0,75 \times 0,033 = 0,024 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{350} = 0,004 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{16,471} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 16,471 \times 0,754}{350}} \right] \\ &= 0,0022 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,0022 \text{ mm}^2 < \rho_{\text{maks}} = 0,024 \text{ mm}^2 \\ &< \rho_{\min} = 0,004 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,004 \times 2000 \times 387,5 \\ &= 3100 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan tulangan pokok D 22

$$\text{Jmlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{1/4 \times \pi \times d^2} = \frac{3100}{1/4 \times \pi \times 25^2} = 6,315 \sim 7 \text{ tulangan}$$

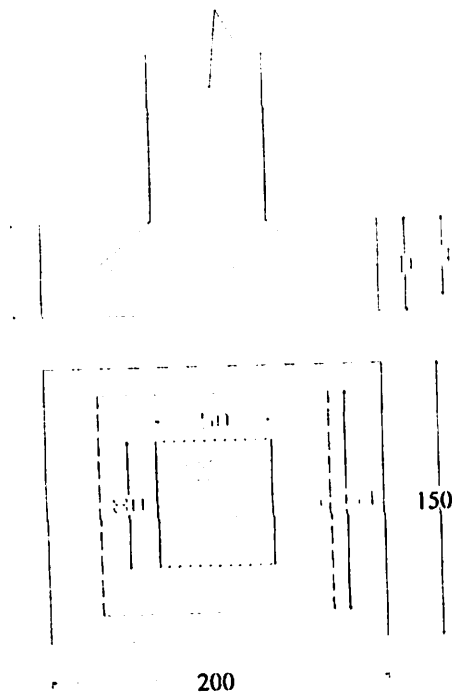
$$\text{Jarak (s)} = \frac{b}{n} = \frac{2000}{7} = 285,714 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 = \frac{2000}{250} \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\ &= 3926,99 \text{ mm} > 3100 \text{ mm}^2 \quad (\text{ok}) \end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah z 7 D 25

4.3.3.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)

Geser pons terhadap kolom



Gambar 4.30 Skema geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom : 500 / 800

Tebal footing : 500 mm = 0,50 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 22 mm

Mutu beton (f_c') : 25 Mpa = 250 kg/cm²

Tinggi efektif (d) : $500 - 75 - (\frac{1}{2} \cdot 22) = 414$ mm

Bidang kritis geser pons

$b_{kolom} = 500$ mm

$h_{kolom} = 800$ mm

$$b' = 500 + 414 = 914 \text{ mm}$$

$$h' = 800 + 414 = 1214 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$\begin{aligned} b_o &= 4 \times (b' + h') \\ &= 4 \times (914 + 1214) \\ &= 8512 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \left(\frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\ &= \left(\frac{\sqrt{25}}{3} \right) \times 8512 \times 414 \\ &= 5873280 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 0,6 \times 5873280 \\ &= 3523968 \text{ N} = 3523,968 \text{ kN} \end{aligned}$$

Maka $V_u = 1090 \text{ kN} < \phi V_c = 3523,968 \text{ kN}$ (ok)

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

4.3.3.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data perencanaan :

- Pmax = 121197,4 kg = 121,1974 ton
- $P_u = \sum V$ = 117976,8 kg = 117,9768 ton
- Mutu beton (f_c) = 25 MPa
- Mutu baja tulangan = 350 MPa
- D tulangan pokok = 25 mm
- \emptyset sengkang = 10 mm
- D tiang = 40 cm = 400 mm
- Tebal selimut = 75 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (\frac{1}{2} \cdot 25) \\ &= 97,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) = 205 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 400^2) \\ &= 125663,7061 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

d. Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}
 - A_{st} &= 3\% \times A_g \\
 &= 3\% \times 125663,7061 \\
 &= 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$\begin{aligned}
 n &= \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2} \\
 &= \frac{3769,911}{1/4 \times \pi \times 25^2} \\
 &= 7,680 \sim 8 \text{ buah}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_{S_{uda}} &= n \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= 8 \times 1/4 \times \pi \times 25^2 \\
 &= 3926,991 \text{ mm}^2 > A_{st} = 3769,911 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - A_s = A_{s'} &= 0,5 \times A_{S_{uda}} \\
 &= 0,5 \times 3926,991 \\
 &= 1963,4955 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi \times d}{n} \\
 &= \frac{\pi \times 205}{8} \\
 &= 80,503 \text{ mm} \sim 80 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

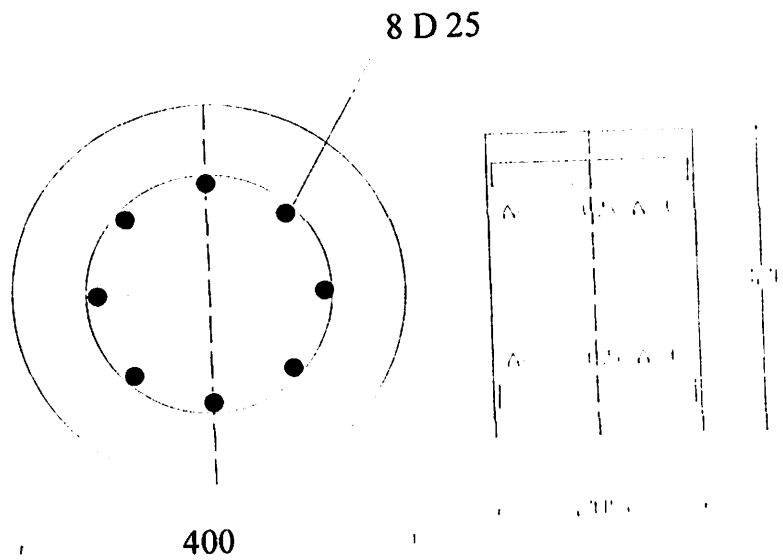
e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub}).

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned}
 t_{ek} &= 0,8 \times D_{tiang} \\
 &= 0,8 \times 400 = 320 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{t_{ek}} \\
 &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot 400^2}{320} \\
 &= 392,700 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



Gambar 4.31 Ekuivalen penampang bulat ke penampang segi empat

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d - d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\
 &= 2/3 \times 205 \\
 &= 136,67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 320 - 97,5 = 222,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$\begin{aligned}c_{balance} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 222,5}{600 + 350} \\ &= 140,526 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 140,526 \\ &= 119,447 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (c_b - d)}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (140,526 - 97,5)}{140,526} \\ &= 183,707 \text{ MPa} < f_y = 350 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}P_{ub} &= \{(0,85 \times f_c \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 25 \times 119,447 \times 392,700) + (1963,4955 \times 183,707) - \\ &\quad (1963,4955 \times 350)\} \times 10^{-3} \\ &= 869,609 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [t_{ek}/2 - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times \\ &\quad (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \times 10^{-6}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&= \{(0,85 \times 25 \times 392,700 \times 119,447 \times [320/2 - (1/2 \times 119,447)]) \\
&+ (1963,4955 \times 183,707 \times (1/2 \times 136,67) - (1963,4955 \times 25 \times \\
&(1/2 \times 136,67)))\} \times 10^{-6} \\
&= 140,567 \text{ kNmm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
&= \frac{140,567}{869,609} \\
&= 0,162 \text{ mm}
\end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
e &= \frac{M_z}{P_{\max}} \\
&= \frac{34489,7}{121197400} \\
&= 0,00028 \text{ mm}
\end{aligned}$$

Karena $e = 0,00028 \text{ mm} < e_b = 0,162 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.3.4 Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang (ρ_s)

$$\begin{aligned}
\rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\
&= \frac{3926,991}{125663,7061} \\
&= 0,031
\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 97,5) \\ &= 205 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{350}{0,85 \times 30} \\ &= 13,725 \end{aligned}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$\begin{aligned} P_{n\text{perlu}} &= \frac{P_u}{0,7} \\ &= \frac{117745,6}{0,7} \\ &= 168208 \text{ kg} \end{aligned}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$\begin{aligned} P_n &= 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right)^2 + \frac{\rho_s \times m \times d_s}{2,50 \times h}} - \frac{0,85 \times e}{h} - 0,38 \right] \\ &= 0,85 \times 25 \times 400^2 \times \end{aligned}$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{0,85 \times 0,00028}{400} - 0,38 \right)^2 + \frac{0,031 \times 13,725 \times 205}{2,50 \times 400}} - \frac{0,85 \times 0,00028}{400} - 0,38 \right]$$

$$= 4080000 \times 0,1011$$

$$= 412488 \text{ kg} > P_{n\text{perlu}} = 168208 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\begin{aligned}\phi \times P_n &= 0,7 \times 412488 \\ &= 288741,60 \text{ kg} > P_{\text{maks}} = 121197,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang bor dan tulangan dapat digunakan.

4.3.3.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral \emptyset 12 mm

$$A_g = 125663,7061 \text{ mm}^2$$

$$A_s \text{ spiral} = \frac{1}{4} \times \pi \times 12^2 = 113,09733 \text{ mm}^2$$

$$D_c = D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 400 - (2 \times 75)$$

$$= 250 \text{ mm}$$

$$A_c = \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 250^2 = 49087,385 \text{ mm}^2$$

$$\rho_{\text{perlu}} = 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right]$$

$$= 0,45 \times \left[\frac{125663,7061}{49087,385} - 1 \right] \times \left[\frac{25}{350} \right]$$

$$= 0,0501$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}}$$

$$= \frac{4 \times 113,097 \times (250 - 12)}{250^2 \times 0,0501}$$

$$= 28,630 \text{ mm} \sim 30 \text{ mm}$$

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor, maka digunakan tulangan pokok 8 D 25 dan tulangan spiral \emptyset 12 – 30.

Untuk perhitungan penulangan pondasi telapak setempat pada titik – titik selanjutnya, ditabelkan sebagai berikut :

Titik	Penulangan Telapak Setempat	
	Arah x	Arah z
1	7 D 25	7 D 25
2	8 D 25	8 D 25
3	8 D 25	8 D 25
4	8 D 25	8 D 25
5	8 D 25	8 D 25
6	8 D 25	8 D 25
7	7 D 25	7 D 25
8	7 D 25	7 D 25
9	8 D 25	8 D 25
10	8 D 25	8 D 25
11	8 D 25	8 D 25
12	8 D 25	8 D 25
13	8 D 25	8 D 25
14	7 D 25	7 D 25
15	7 D 25	7 D 25
184	7 D 25	7 D 25
185	7 D 25	7 D 25
186	7 D 25	7 D 25

Untuk perhitungan penulangan pondasi tiang bor (strauss) pada titik – titik selanjutnya, ditabelkan sebagai berikut :

Titik	Penulangan Strauss	
	Tulangan Pokok	Tulangan Spiral
1	8 D 25	ϕ 12 – 30
2	8 D 25	ϕ 12 – 30
3	8 D 25	ϕ 12 – 30
4	8 D 25	ϕ 12 – 30
5	8 D 25	ϕ 12 – 30
6	8 D 25	ϕ 12 – 30
7	8 D 25	ϕ 12 – 30
8	8 D 25	ϕ 12 – 30
9	8 D 25	ϕ 12 – 30
10	8 D 25	ϕ 12 – 30
11	8 D 25	ϕ 12 – 30
12	8 D 25	ϕ 12 – 30
13	8 D 25	ϕ 12 – 30
14	8 D 25	ϕ 12 – 30
15	8 D 25	ϕ 12 – 30
184	8 D 25	ϕ 12 – 30
185	8 D 25	ϕ 12 – 30
186	8 D 25	ϕ 12 – 30

BAB V

KESIMPULAN DAN SARAN

5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan pada Bab IV, dapat disimpulkan bahwa :

1. Daya dukung pondasi gabungan lebih besar dari beban yang harus ditahan. Ini berarti pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss memenuhi untuk digunakan. Sebagai contoh pada titik 5 didapat $P_{gabungan} = 511 \text{ ton} > P_{terjadi} = 282,245 \text{ ton}$
2. Pada hasil perhitungan penulangan pondasi telapak setempat terdapat tiga tipe pondasi yang masing – masing tipe didasarkan pada beban yang terjadi dari setiap titik (terdapat 18 titik), yaitu :
 - Tipe I : Penulangan arah X membutuhkan tulangan 8 D 25 dan penulangan arah Z membutuhkan tulangan 8 D 25.
 - Tipe II : Penulangan arah X membutuhkan tulangan 7 D 25 dan penulangan arah Z membutuhkan tulangan 7 D 25.
 - Tipe III : Penulangan arah X membutuhkan tulangan 7 D 25 dan penulangan arah Z membutuhkan tulangan 7 D 25.

Untuk penulangan pondasi tiang bor (strauss), berdasarkan hasil analisa perhitungan digunakan diameter pondasi, tulangan pokok, jumlah tulangan pokok, jarak antar tulangan pokok, diameter tulangan spiral dan jarak

tulangan spiral yang sama (satu tipe), yaitu diameter 0,4 meter. Dengan tulangan pokok 8 D 25 dan tulangan spiral $\phi 12 - 30$. Hal ini dikarenakan distribusi tegangan beban yang harus diterima tiang bor (strauss) dari hasil perhitungan apabila direncanakan dimensi dan tulangan sama, memenuhi untuk digunakan.

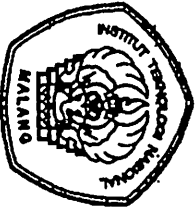
5.2 Saran

Adapun saran yang dapat diuraikan sebagai dasar pertimbangan dalam merencanakan struktur pondasi antara lain sebagai berikut :

- Data tanah yang akan diselidiki sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium supaya diperoleh data – data parameter tanah yang selanjutnya digunakan untuk mendapatkan analisa yang lebih tepat.
- Dalam merencanakan pondasi gabungan, pondasi telapak setempat juga berfungsi sebagai pengikat (poer) strauss maka perlu dihitung daya dukung pondasi telapak setempat dan pondasi strauss. Sehingga didapatkan distribusi tegangan yang akan diterima oleh masing – masing pondasi tersebut.

DAFTAR PUSTAKA

- Anonim. 1989. **Peraturan pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)**.
- Anonim. SNI 03-2847-2002. **Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung**. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Leonards, Dr. 1962. **Foundation Engineering**. McGraw-Hill Book Company: USA.
- Bowles, JE. 1992. **Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1**. PT Erlangga: Jakarta.
- Wesley, LD, Dr. Ir. 1977. **Mekanika Tanah**. Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Geotechnical Engineering Center Universitas Katolik Parahyangan. **Manual Pondasi Tiang Edisi 3**. Bandung: Indonesia.
- Hardiyatmo,H.C. 2002. **Teknik Pondasi 1**. Beta Offset: Yogyakarta.
- Hardiyatmo,H.C. 2002. **Teknik Pondasi 2**. Beta Offset: Yogyakarta.
- Stiglat,K., Dr.Ing dan Wippel, H.,Dr.Ing. 1989. **Pelat Edisi 3**. Erlangga: Jakarta.
- Sardjono. H.S. 1984, **Pondasi Tiang Pancang Jilid 1**. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sardjono. H.S. 1984, **Pondasi Tiang Pancang Jilid 2**. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sosrodarsono,S dan Nakazawa,K, Penerjemah, Taulu,L dkk. 1994. **Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi**. PT Pradnya Paramita: Jakarta.



LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
 Jl. Bendungan Sigura-gura No.2 Telp. (0341) 551951 - 551431 Ext. 256 Malang

Lokasi : Gedung Parkir RSU Saiful Anwar Malang
 Perumahan :
 Tanggal : 27 September 2011
 No. THK : S1
PENYONDIRAN
(ASTM D 3441 - 86)

Kedalaman (meter)	Penetrasi Konus (PK) (kg/cm ²)	Jumlah Penetrasi (JP) (kg/cm ²)	Hambatan Lekat HL = JP · PK (kg/cm ²)	HL x (20/10) (kg/cm)	JHL (kg/cm)	Fricition ratio (%)
0,00	0	0	0	0	0	0,00
0,20	25	50	25	50	50	10,00
0,40	35	55	20	40	90	5,71
0,60	40	60	20	40	130	5,00
0,80	35	55	20	40	170	5,71
1,00	35	60	25	50	220	7,14
1,20	40	95	55	110	330	13,75
1,40	50	100	50	100	430	10,00
1,60	55	100	45	90	520	8,18
1,80	60	105	45	90	610	7,50
2,00	55	100	45	90	700	8,18
2,20	60	110	50	100	800	8,33
2,40	65	120	55	110	910	8,45
2,60	60	115	55	110	1020	9,17
2,80	55	110	55	110	1130	10,00
3,00	65	120	55	110	1240	8,46
3,20	80	116	65	110	1350	9,17
3,40	65	120	55	110	1460	8,46
3,60	70	170	100	200	1660	14,29
3,80	50	80	30	60	1720	6,00
4,00	70	120	60	100	1820	7,14
4,20	80	160	80	160	1980	10,00
4,40	85	175	90	180	2160	10,59
4,60	90	180	90	180	2340	10,00
4,80	200	250	50	100	2440	2,50
5,00	250					
5,20						
5,40						
5,60						
5,80						
6,00						
6,20						
6,40						
6,60						
6,80						
7,00						
7,20						
7,40						
7,60						
7,80						



Software licensed to Snow Panther (LZO)

Job No	Sheet No 1	Rev
Part		
Ref		
By	Date 04-Dec-11	Chd
File hafgan01.std	Date/Time 14-Dec-2011 18:31	

Reactions

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kg)	FZ (kg)	FY (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
1	1:BEAN MAT	-469.551	1.12E 3	85.1E 3	25.775	0.314	1.195
	2:BEAN HIDL	-100.612	914.982	48.9E 3	20.165	0.037	-3.719
	3:BEAN GEM	-11.9E 3	10.8E 3	-6.84E 3	416.406	2.082	401.725
	7:BEAN AIR I	-5.053	45.653	2.44E 3	1.005	0.002	-0.186
	4:KOMBINASI	-657.372	1.57E 3	119E 3	36.085	0.439	1.673
	5:KOMBINASI	-724.441	2.81E 3	180E 3	63.194	0.436	-4.516
	6:KOMBINASI	-12.5E 3	13.1E 3	144E 3	467.501	2.496	399.440
	8:KOMBINASI	11.2E 3	-8.57E 3	158E 3	-365.311	-1.668	-404.010
	9:KOMBINASI	-726.968	2.83E 3	182E 3	63.696	0.437	-4.609
	10:KOMBINAS	-12.3E 3	11.8E 3	69.8E 3	439.604	2.364	402.801
	11:KOMBINAS	11.4E 3	-9.82E 3	83.5E 3	-393.208	-1.799	-400.650
2	1:BEAN MAT	-1.11E 3	211.272	144E 3	7.436	0.239	12.962
	2:BEAN HIDL	-394.618	132.478	104E 3	4.403	0.050	1.974
	3:BEAN GEM	-12.3E 3	12.4E 3	-22.5E 3	447.523	2.527	405.148
	7:BEAN AIR I	-19.889	6.576	5.15E 3	0.218	0.002	0.102
	4:KOMBINASI	-1.55E 3	295.781	202E 3	10.410	0.334	18.147
	5:KOMBINASI	-1.96E 3	465.492	339E 3	15.967	0.367	18.713
	6:KOMBINASI	-14E 3	12.8E 3	254E 3	460.848	2.864	422.676
	8:KOMBINASI	10.6E 3	-434.198	299E 3	-12E 3	-2.191	-387.620
	9:KOMBINASI	-1.97E 3	16.076	342E 3	468.780	0.368	18.763
	10:KOMBINAS	-13.3E 3	12.6E 3	107E 3	454.215	2.742	416.814
	11:KOMBINAS	11.3E 3	-440.831	152E 3	-12.2E 3	-2.312	-393.482
3	1:BEAN MAT	-1.06E 3	186.183	142E 3	6.407	-0.080	11.822
	2:BEAN HIDL	-404.654	96.564	100E 3	3.234	-0.093	2.113
	3:BEAN GEM	-11.8E 3	12.4E 3	-19E 3	448.918	3.218	386.502
	7:BEAN AIR I	-20.303	4.826	5.01E 3	0.161	-0.005	0.107
	4:KOMBINASI	-1.49E 3	260.657	198E 3	8.970	-0.112	16.550
	5:KOMBINASI	-1.92E 3	377.922	330E 3	12.864	-0.244	17.567
	6:KOMBINASI	-13.5E 3	459.841	251E 3	12.7E 3	3.029	402.801
	8:KOMBINASI	10.1E 3	-437.994	289E 3	-12.1E 3	-3.406	-370.203
	9:KOMBINASI	-1.94E 3	12.944	333E 3	380.335	-0.246	17.620
	10:KOMBINAS	-12.8E 3	454.684	109E 3	12.6E 3	3.146	397.142
	11:KOMBINAS	10.8E 3	-443.151	146E 3	-12.2E 3	-3.290	-375.863
4	1:BEAN MAT	-986.464	133.071	148E 3	4.886	-0.149	11.137
	2:BEAN HIDL	-369.216	53.633	103E 3	1.974	-0.157	2.027
	3:BEAN GEM	-11E 3	12.5E 3	-14.1E 3	451.458	3.056	361.199
	7:BEAN AIR I	-18.512	2.632	5.14E 3	0.097	-0.008	0.103
	4:KOMBINASI	-1.38E 3	186.299	207E 3	6.840	-0.209	15.591
	5:KOMBINASI	-1.77E 3	245.498	342E 3	9.021	-0.430	16.607
	6:KOMBINASI	-12.5E 3	459.294	267E 3	12.7E 3	2.720	376.590
	8:KOMBINASI	9.42E 3	-443.621	295E 3	-12.3E 3	-3.392	-345.808
	9:KOMBINASI	-1.78E 3	9.069	345E 3	246.814	-0.434	16.659
	10:KOMBINAS	-11.9E 3	455.855	119E 3	12.6E 3	2.921	371.222
	11:KOMBINAS	10.1E 3	-447.061	147E 3	-12.3E 3	-3.190	-351.176
5	1:BEAN MAT	-1.01E 3	81.713	149E 3	3.402	0.108	11.747
	2:BEAN HIDL	-393.458	12.412	104E 3	0.748	-0.020	2.759
	3:BEAN GEM	-10.4E 3	453.601	-12.6E 3	12.5E 3	2.204	343.073
	7:BEAN AIR I	-19.836	0.562	5.17E 3	0.036	-0.001	0.142
4:KOMBINASI	-1.42E 3	4.763	209E 3	114.398	0.151	16.446	



Job No	Sheet No 2	Rev
Part		
Ref		
By	Date 04-Dec-11	Chd
File hafgan01.std	Date/Time 14-Dec-2011 18:31	

Software licensed to Snow Panther (LZ0)

Title

st

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	5:KOMBINASI	-1.85E 3	344E 3	117.914	5.280	0.097	18.511
	6:KOMBINASI	-12E 3	270E 3	12.6E 3	458.432	2.314	359.929
	8:KOMBINASI	8.81E 3	295E 3	-12.4E 3	-448.770	-2.095	-326.218
	9:KOMBINASI	-1.86E 3	347E 3	118.195	5.297	0.097	18.582
	10:KOMBINAS	-11.3E 3	122E 3	12.6E 3	456.663	2.301	353.646
	11:KOMBINAS	9.51E 3	147E 3	-12.4E 3	-450.539	-2.107	-332.501
6	1:BEAN MAT	-1.04E 3	147E 3	-93.011	-0.543	0.313	11.641
	2:BEAN HIDL	-409.194	101E 3	-154.329	-2.970	0.128	2.927
	3:BEAN GEM	-10E 3	-10.2E 3	12.7E 3	458.434	1.366	331.140
	7:BEAN AIR I	-20.731	5.04E 3	-7.757	-0.150	0.006	0.153
	4:KOMBINASI	-1.45E 3	206E 3	-130.216	-0.760	0.438	16.298
	5:KOMBINASI	-1.9E 3	338E 3	-358.540	-5.403	0.580	18.653
	6:KOMBINASI	-11.7E 3	268E 3	12.4E 3	454.814	1.870	348.036
	8:KOMBINASI	8.38E 3	288E 3	-13E 3	-462.055	-0.863	-314.243
	9:KOMBINASI	-1.91E 3	341E 3	-362.419	-5.478	0.583	18.729
	10:KOMBINAS	-11E 3	122E 3	12.6E 3	457.946	1.648	341.617
	11:KOMBINAS	9.1E 3	143E 3	-12.8E 3	-458.923	-1.085	-320.662
7	1:BEAN MAT	-379.205	84.6E 3	-720.552	-13.280	0.515	-2.622
	2:BEAN HIDL	-111.974	43.9E 3	-683.182	-13.703	0.278	-3.665
	3:BEAN GEM	-9.4E 3	-24.4E 3	11.5E 3	436.078	0.769	316.582
	7:BEAN AIR I	-5.757	2.19E 3	-34.171	-0.686	0.014	-0.179
	4:KOMBINASI	-530.887	118E 3	-1.01E 3	-18.592	0.721	-3.671
	5:KOMBINASI	-634.204	172E 3	-1.96E 3	-37.860	1.063	-9.011
	6:KOMBINASI	-9.96E 3	121E 3	9.9E 3	406.439	1.665	309.770
	8:KOMBINASI	8.83E 3	170E 3	-13E 3	-465.716	0.126	-323.393
	9:KOMBINASI	-637.082	173E 3	-1.97E 3	-38.204	1.070	-9.100
	10:KOMBINAS	-9.74E 3	51.7E 3	10.8E 3	424.125	1.233	314.222
	11:KOMBINAS	9.05E 3	101E 3	-12.1E 3	-448.030	-0.306	-318.941
8	1:BEAN MAT	540.192	66.3E 3	1.02E 3	22.740	0.472	-19.004
	2:BEAN HIDL	209.871	34E 3	825.265	18.280	0.110	-9.920
	3:BEAN GEM	-11.8E 3	29.7E 3	10.3E 3	397.150	1.865	399.468
	7:BEAN AIR I	10.544	1.7E 3	41.164	0.912	0.005	-0.497
	4:KOMBINASI	756.269	92.8E 3	1.43E 3	31.837	0.661	-26.605
	5:KOMBINASI	984.024	134E 3	2.55E 3	56.536	0.743	-38.677
	6:KOMBINASI	-10.9E 3	143E 3	12.4E 3	442.718	2.541	366.744
	8:KOMBINASI	12.6E 3	83.9E 3	-8.25E 3	-351.581	-1.188	-432.193
	9:KOMBINASI	989.297	135E 3	2.57E 3	56.992	0.745	-38.925
	10:KOMBINAS	-11.3E 3	89.3E 3	11.2E 3	417.616	2.290	382.365
	11:KOMBINAS	12.3E 3	30E 3	-9.38E 3	-376.683	-1.440	-416.572
9	1:BEAN MAT	1.51E 3	122E 3	195.063	6.029	0.316	-39.227
	2:BEAN HIDL	528.684	83.2E 3	173.591	5.129	0.080	-16.444
	3:BEAN GEM	-12.3E 3	20.3E 3	11.8E 3	426.712	2.456	404.503
	7:BEAN AIR I	26.571	4.12E 3	8.630	0.255	0.004	-0.825
	4:KOMBINASI	2.11E 3	171E 3	273.088	8.441	0.443	-54.917
	5:KOMBINASI	2.66E 3	279E 3	511.822	15.442	0.508	-73.383
	6:KOMBINASI	-9.96E 3	250E 3	12.2E 3	439.076	2.916	340.987
	8:KOMBINASI	14.6E 3	209E 3	-11.4E 3	-414.347	-1.996	-468.019
	9:KOMBINASI	2.67E 3	281E 3	516.137	15.570	0.510	-73.795
	10:KOMBINAS	-10.9E 3	130E 3	11.9E 3	432.138	2.741	369.199



Software licensed to Snow Panther [L20]

Job No	Sheet No 3	Rev
Part		
Ref		
By	Date 04-Dec-11	Chd
File hafgan01.std	Date/Time 14-Dec-2011 18:31	

Reactions Cont...

Node	LC	Horizontal			Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
10	11:KOMBINAS	13.7E 3	89.4E 3	-11.6E 3	-421.285	-2.171	-439.807
	1:BEAN MAT	1.63E 3	121E 3	43.016	2.560	-0.084	-41.947
	2:BEAN HIDL	694.971	83.8E 3	62.382	2.534	-0.092	-19.821
	3:BEAN GEM	-11.8E 3	19.7E 3	11.7E 3	426.432	3.101	386.507
	7:BEAN AIR I	34.745	4.19E 3	3.107	0.126	-0.005	-0.990
	4:KOMBINASI	2.28E 3	169E 3	60.223	3.585	-0.118	-58.726
	5:KOMBINASI	3.07E 3	279E 3	151.431	7.127	-0.248	-82.050
	6:KOMBINASI	-9.16E 3	248E 3	11.8E 3	432.039	2.908	316.350
	8:KOMBINASI	14.5E 3	209E 3	-11.6E 3	-420.826	-3.293	-456.665
	9:KOMBINASI	3.09E 3	281E 3	152.984	7.190	-0.250	-82.546
	10:KOMBINAS	-10.3E 3	128E 3	11.8E 3	428.736	3.025	348.755
11	11:KOMBINAS	13.3E 3	89E 3	-11.7E 3	-424.128	-3.177	-424.259
	1:BEAN MAT	174.231	98.4E 3	61.820	2.515	-0.152	-12.120
	2:BEAN HIDL	-69.802	72.3E 3	55.883	2.034	-0.162	-3.995
	3:BEAN GEM	-12.9E 3	-16.4E 3	11.6E 3	426.089	2.989	398.997
	7:BEAN AIR I	-3.554	3.61E 3	2.800	0.101	-0.008	-0.198
	4:KOMBINASI	243.924	138E 3	86.548	3.521	-0.213	-16.969
	5:KOMBINASI	97.394	234E 3	163.596	6.273	-0.442	-20.937
	6:KOMBINASI	-12.7E 3	174E 3	11.8E 3	431.141	2.645	380.457
	8:KOMBINASI	13E 3	207E 3	-11.5E 3	-421.037	-3.334	-417.537
	9:KOMBINASI	95.617	235E 3	164.996	6.323	-0.446	-21.036
	10:KOMBINAS	-12.7E 3	72.1E 3	11.7E 3	428.353	2.852	388.089
12	11:KOMBINAS	13E 3	105E 3	-11.6E 3	-423.826	-3.126	-409.905
	1:BEAN MAT	174.040	102E 3	51.777	1.895	0.160	-12.054
	2:BEAN HIDL	-79.028	77.9E 3	98.254	2.466	0.005	-3.563
	3:BEAN GEM	-12.3E 3	-12.7E 3	11.8E 3	429.895	2.079	379.526
	7:BEAN AIR I	-3.894	3.8E 3	2.036	0.067	0.000	-0.179
	4:KOMBINASI	243.656	143E 3	72.487	2.653	0.224	-16.876
	5:KOMBINASI	82.403	247E 3	219.338	6.220	0.199	-20.165
	6:KOMBINASI	-12.1E 3	187E 3	11.9E 3	434.635	2.275	361.498
	8:KOMBINASI	12.4E 3	213E 3	-11.6E 3	-425.155	-1.882	-397.553
	9:KOMBINASI	80.457	249E 3	220.356	6.253	0.199	-20.255
	10:KOMBINAS	-12.1E 3	79E 3	11.8E 3	431.600	2.223	368.677
13	11:KOMBINAS	12.4E 3	104E 3	-11.7E 3	-428.189	-1.935	-390.374
	1:BEAN MAT	291.147	99.4E 3	-260.599	-4.674	0.369	-14.928
	2:BEAN HIDL	-0.433	77.1E 3	-288.241	-5.566	0.166	-5.268
	3:BEAN GEM	-11.9E 3	-5.3E 3	12E 3	437.348	1.076	367.433
	7:BEAN AIR I	0.073	3.68E 3	-13.435	-0.258	0.008	-0.265
	4:KOMBINASI	407.606	139E 3	-364.838	-6.543	0.516	-20.900
	5:KOMBINASI	348.683	243E 3	-773.904	-14.515	0.708	-26.343
	6:KOMBINASI	-11.5E 3	191E 3	11.4E 3	426.174	1.684	344.250
	8:KOMBINASI	12.2E 3	202E 3	-12.6E 3	-448.523	-0.468	-390.615
	9:KOMBINASI	348.720	244E 3	-780.621	-14.644	0.712	-26.476
	10:KOMBINAS	-11.6E 3	84.1E 3	11.8E 3	433.142	1.408	353.997
14	11:KOMBINAS	12.1E 3	94.7E 3	-12.3E 3	-441.555	-0.744	-380.868
	1:BEAN MAT	513.186	64.2E 3	-572.592	-11.063	0.562	-20.498
	2:BEAN HIDL	259.782	34.6E 3	-578.903	-11.554	0.342	-11.136
	3:BEAN GEM	-11.3E 3	-22.4E 3	11E 3	419.745	0.430	354.503
7:BEAN AIR I	12.991	1.65E 3	-26.544	-0.528	0.017	-0.556	



Software licensed to Snow Panther (LZ0)

Job No	Sheet No 4	Rev
Part		
Ref		
By	Date 04-Dec-11	Chd
File hafgan01.std	Date/Time 14-Dec-2011 18:31	

Job Title

Client

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal		Vertical	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
	4:KOMBINASI	718.460	89.9E 3	-801.629	-15.488	0.787	-28.697
	5:KOMBINASI	1.03E 3	132E 3	-1.61E 3	-31.762	1.221	-42.416
	6:KOMBINASI	-10.4E 3	89.2E 3	9.78E 3	394.916	1.446	318.769
	8:KOMBINASI	12.2E 3	134E 3	-12.3E 3	-444.575	0.586	-390.236
	9:KOMBINASI	1.04E 3	133E 3	-1.63E 3	-32.026	1.230	-42.693
	10:KOMBINAS	-10.8E 3	35.3E 3	10.5E 3	409.789	0.936	336.055
	11:KOMBINAS	11.8E 3	80.2E 3	-11.6E 3	-429.702	0.076	-372.950
15	1:BEAN MAT	364.360	44E 3	-512.542	-10.538	0.394	-15.979
	2:BEAN HIDL	193.632	19.3E 3	-236.420	-4.355	0.128	-9.255
	3:BEAN GEM	-11.6E 3	37.2E 3	9.3E 3	375.856	1.274	373.327
	7:BEAN AIR I	9.625	965.878	-11.833	-0.218	0.006	-0.461
	4:KOMBINASI	510.104	61.6E 3	-717.558	-14.754	0.552	-22.371
	5:KOMBINASI	747.043	83.7E 3	-993.323	-19.614	0.677	-33.982
	6:KOMBINASI	-11E 3	109E 3	8.45E 3	358.855	1.874	344.897
	8:KOMBINASI	12.2E 3	34.9E 3	-10.2E 3	-392.857	-0.673	-401.756
	9:KOMBINASI	751.856	84.2E 3	-999.239	-19.723	0.680	-34.213
	10:KOMBINAS	-11.3E 3	76.8E 3	8.84E 3	366.372	1.629	358.945
	11:KOMBINAS	11.9E 3	2.41E 3	-9.76E 3	-385.341	-0.919	-387.708
184	1:BEAN MAT	277.369	29.3E 3	-514.764	-11.482	0.217	-15.842
	2:BEAN HIDL	196.372	9.62E 3	-297.375	-6.123	0.018	-9.918
	3:BEAN GEM	-9.95E 3	6.94E 3	9.44E 3	385.593	-0.042	327.803
	7:BEAN AIR I	9.896	479.034	-14.829	-0.305	0.001	-0.496
	4:KOMBINASI	388.317	41E 3	-720.669	-16.075	0.303	-22.179
	5:KOMBINASI	647.038	50.5E 3	-1.09E 3	-23.575	0.289	-34.879
	6:KOMBINASI	-9.43E 3	51.7E 3	8.53E 3	365.692	0.237	298.875
	8:KOMBINASI	10.5E 3	37.8E 3	-10.4E 3	-405.494	0.320	-356.731
	9:KOMBINASI	651.986	50.8E 3	-1.1E 3	-23.727	0.290	-35.127
	10:KOMBINAS	-9.7E 3	33.3E 3	8.98E 3	375.259	0.153	313.545
	11:KOMBINAS	10.2E 3	19.4E 3	-9.91E 3	-395.927	0.237	-342.061
185	1:BEAN MAT	290.021	44.7E 3	-376.417	-8.339	0.278	-15.010
	2:BEAN HIDL	115.893	22.6E 3	-205.052	-4.025	-0.003	-7.614
	3:BEAN GEM	-10.5E 3	27.1E 3	10.3E 3	398.738	0.702	340.581
	7:BEAN AIR I	6.178	1.12E 3	-10.248	-0.201	0.000	-0.388
	4:KOMBINASI	406.029	62.5E 3	-526.984	-11.674	0.389	-21.014
	5:KOMBINASI	533.454	89.7E 3	-779.783	-16.446	0.328	-30.194
	6:KOMBINASI	-10.1E 3	103E 3	9.62E 3	384.707	1.032	314.955
	8:KOMBINASI	11E 3	49.1E 3	-10.9E 3	-412.769	-0.372	-366.207
	9:KOMBINASI	536.543	90.2E 3	-784.907	-16.547	0.328	-30.388
	10:KOMBINAS	-10.3E 3	67.3E 3	9.93E 3	391.233	0.952	327.072
	11:KOMBINAS	10.8E 3	13.1E 3	-10.6E 3	-406.243	-0.452	-354.090
186	1:BEAN MAT	292.631	44E 3	-59.051	-1.728	0.306	-14.508
	2:BEAN HIDL	133.785	21E 3	18.058	0.593	0.053	-7.823
	3:BEAN GEM	-11E 3	25.6E 3	10.1E 3	391.974	1.043	353.558
	7:BEAN AIR I	6.906	1.05E 3	0.831	0.028	0.002	-0.395
	4:KOMBINASI	409.683	61.5E 3	-82.671	-2.419	0.428	-20.311
	5:KOMBINASI	565.213	86.4E 3	-41.968	-1.125	0.452	-29.926
	6:KOMBINASI	-10.5E 3	99.4E 3	10E 3	390.494	1.462	328.326
	8:KOMBINASI	11.5E 3	48.2E 3	-10.1E 3	-393.455	-0.623	-378.790
	9:KOMBINASI	568.666	86.9E 3	-41.553	-1.111	0.453	-30.124



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

5

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 04-Dec-11

Chd

Client

File hafgan01.std

Date/Time 14-Dec-2011 18:31

Reactions Cont...

Node	L/C	Horizontal	Vertical	Horizontal	Moment		
		FX (kg)	FY (kg)	FZ (kg)	MX (kNm)	MY (kNm)	MZ (kNm)
10:	KOMBINAS	-10.7E 3	65.2E 3	10E 3	390.419	1.318	340.501
11:	KOMBINAS	11.2E 3	14E 3	-10.1E 3	-393.529	-0.767	-366.615

STAAD SPACE

START JOB INFORMATION

ENGINEER DATE 04-Dec-11

END JOB INFORMATION

INPUT WIDTH 79

UNIT METER KG

JOINT COORDINATES

1 4 0 0; 2 4 0 8; 3 4 0 16; 4 4 0 24; 5 4 0 32; 6 4 0 40; 7 4 0 47.37;
8 12 0 0; 9 12 0 8; 10 12 0 16; 11 12 0 24; 12 12 0 32; 13 12 0 40;
14 12 0 46.5; 15 16.33 0 24; 16 0 4.6 0; 17 0 4.6 8; 18 0 4.6 16; 19 0 4.6 24;
20 0 4.6 32; 21 0 4.6 40; 22 0 4.6 47.8; 23 4 4.6 0; 24 4 4.6 8; 25 4 4.6 16;
26 4 4.6 24; 27 4 4.6 32; 28 4 4.6 40; 29 4 4.6 47.37; 30 8 4.6 0; 31 8 4.6 8;
32 8 4.6 16; 33 8 4.6 24; 34 8 4.6 32; 35 8 4.6 40; 36 8 4.6 46.93;
37 12 4.6 0; 38 12 4.6 8; 39 12 4.6 16; 40 12 4.6 24; 41 12 4.6 32;
42 12 4.6 40; 43 12 4.6 46.5; 44 14.5 4.6 0; 45 15.11 4.6 8; 46 15.72 4.6 16;
47 16.33 4.6 24; 48 16.94 4.6 32; 49 17.55 4.6 40; 50 18.13 4.6 45.93;
51 0 7.7 0; 52 0 7.7 8; 53 0 7.7 16; 54 0 7.7 24; 55 0 7.7 32; 56 0 7.7 40;
57 0 7.7 47.8; 58 4 7.7 0; 59 4 7.7 8; 60 4 7.7 16; 61 4 7.7 24; 62 4 7.7 32;
63 4 7.7 40; 64 4 7.7 47.37; 65 8 7.7 0; 66 8 7.7 8; 67 8 7.7 16; 68 8 7.7 24;
69 8 7.7 32; 70 8 7.7 40; 71 8 7.7 46.93; 72 12 7.7 0; 73 12 7.7 8;
74 12 7.7 16; 75 12 7.7 24; 76 12 7.7 32; 77 12 7.7 40; 78 12 7.7 46.5;
79 14.5 7.7 0; 80 15.11 7.7 8; 81 15.72 7.7 16; 82 16.33 7.7 24;
83 16.94 7.7 32; 84 17.55 7.7 40; 85 18.13 7.7 45.93; 86 0 10.8 0; 87 0 10.8 8;
88 0 10.8 16; 89 0 10.8 24; 90 0 10.8 32; 91 0 10.8 40; 92 0 10.8 47.8;
93 4 10.8 0; 94 4 10.8 8; 95 4 10.8 16; 96 4 10.8 24; 97 4 10.8 32;
98 4 10.8 40; 99 4 10.8 47.37; 100 8 10.8 0; 101 8 10.8 8; 102 8 10.8 16;
103 8 10.8 24; 104 8 10.8 32; 105 8 10.8 40; 106 8 10.8 46.93; 107 12 10.8 0;
108 12 10.8 8; 109 12 10.8 16; 110 12 10.8 24; 111 12 10.8 32; 112 12 10.8 40;
113 12 10.8 46.5; 114 14.5 10.8 0; 115 15.11 10.8 8; 116 15.72 10.8 16;
117 16.33 10.8 24; 118 16.94 10.8 32; 119 17.55 10.8 40; 120 18.13 10.8 45.93;
121 0.994271 4.6 47.6931; 122 1.98854 4.6 47.5862; 123 2.98281 4.6 47.4793;
124 1 4.6 40; 125 2 4.6 40; 126 3 4.6 40; 127 1 4.6 32; 128 2 4.6 32;
129 3 4.6 32; 130 1 4.6 24; 131 2 4.6 24; 132 3 4.6 24; 133 1 4.6 16;
134 2 4.6 16; 135 3 4.6 16; 136 1 4.6 8; 137 2 4.6 8; 138 3 4.6 8; 139 1 4.6 0;
140 2 4.6 0; 141 3 4.6 0; 142 0.994271 7.7 47.6931; 143 1.98854 7.7 47.5862;
144 2.98281 7.7 47.4793; 145 1 7.7 40; 146 2 7.7 40; 147 3 7.7 40;
148 1 7.7 32; 149 2 7.7 32; 150 3 7.7 32; 151 1 7.7 24; 152 2 7.7 24;
153 3 7.7 24; 154 1 7.7 16; 155 2 7.7 16; 156 3 7.7 16; 157 1 7.7 8;
158 2 7.7 8; 159 3 7.7 8; 160 1 7.7 0; 161 2 7.7 0; 162 3 7.7 0; 163 1 10.8 0;
164 2 10.8 0; 165 3 10.8 0; 166 1 10.8 8; 167 2 10.8 8; 168 3 10.8 8;
169 1 10.8 16; 170 2 10.8 16; 171 3 10.8 16; 172 1 10.8 24; 173 2 10.8 24;
174 3 10.8 24; 175 1 10.8 32; 176 2 10.8 32; 177 3 10.8 32; 178 1 10.8 40;
179 2 10.8 40; 180 3 10.8 40; 181 0.994271 10.8 47.6931;
182 1.98854 10.8 47.5862; 183 2.98281 10.8 47.4793; 184 18.13 0 45.93;
185 17.55 0 40; 186 16.94 0 32;

MEMBER INCIDENCES

1 1 23; 2 2 24; 3 3 25; 4 4 26; 5 5 27; 6 6 28; 7 7 29; 8 8 37; 9 9 38;
10 10 39; 11 11 40; 12 12 41; 13 13 42; 14 14 43; 15 15 47; 16 16 17; 17 17 18;
18 18 19; 19 19 20; 20 20 21; 21 21 22; 22 23 24; 23 24 25; 24 25 26; 25 26 27;
26 27 28; 27 28 29; 28 30 31; 29 31 32; 30 32 33; 31 33 34; 32 34 35; 33 35 36;
34 37 38; 35 38 39; 36 39 40; 37 40 41; 38 41 42; 39 42 43; 40 44 45; 41 45 46;
42 46 47; 43 47 48; 44 48 49; 45 49 50; 46 16 139; 47 23 30; 48 30 37;
49 37 44; 50 17 136; 51 24 31; 52 31 38; 53 38 45; 54 18 133; 55 25 32;
56 32 39; 57 39 46; 58 19 130; 59 26 33; 60 33 40; 61 40 47; 62 20 127;
63 27 34; 64 34 41; 65 41 48; 66 21 124; 67 28 35; 68 35 42; 69 42 49;
70 22 121; 71 29 36; 72 36 43; 73 43 50; 74 23 58; 75 24 59; 76 25 60;
77 26 61; 78 27 62; 79 28 63; 80 29 64; 81 37 72; 82 38 73; 83 39 74; 84 40 75;
85 41 76; 86 42 77; 87 43 78; 88 47 82; 89 51 52; 90 52 53; 91 53 54; 92 54 55;
93 55 56; 94 56 57; 95 58 59; 96 59 60; 97 60 61; 98 61 62; 99 62 63;
100 63 64; 101 65 66; 102 66 67; 103 67 68; 104 68 69; 105 69 70; 106 70 71;
107 72 73; 108 73 74; 109 74 75; 110 75 76; 111 76 77; 112 77 78; 113 79 80;
114 80 81; 115 81 82; 116 82 83; 117 83 84; 118 84 85; 119 51 160; 120 58 65;
121 65 72; 122 72 79; 123 52 157; 124 59 66; 125 66 73; 126 73 80; 127 53 154;
128 60 67; 129 67 74; 130 74 81; 131 54 151; 132 61 68; 133 68 75; 134 75 82;
135 55 148; 136 62 69; 137 69 76; 138 76 83; 139 56 145; 140 63 70; 141 70 77;
142 77 84; 143 57 142; 144 64 71; 145 71 78; 146 78 85; 147 58 93; 148 59 94;
149 60 95; 150 61 96; 151 62 97; 152 63 98; 153 64 99; 154 72 107; 155 73 108;
156 74 109; 157 75 110; 158 76 111; 159 77 112; 160 78 113; 161 82 117;
162 86 87; 163 87 88; 164 88 89; 165 89 90; 166 90 91; 167 91 92; 168 93 94;
169 94 95; 170 95 96; 171 96 97; 172 97 98; 173 98 99; 174 100 101;
175 101 102; 176 102 103; 177 103 104; 178 104 105; 179 105 106; 180 107 108;
181 108 109; 182 109 110; 183 110 111; 184 111 112; 185 112 113; 186 114 115;
187 115 116; 188 116 117; 189 117 118; 190 118 119; 191 119 120; 192 86 163;

193 93 100; 194 100 107; 195 107 114; 196 87 166; 197 94 101; 198 101 108;
199 108 115; 200 88 169; 201 95 102; 202 102 109; 203 109 116; 204 89 172;
205 96 103; 206 103 110; 207 110 117; 208 90 175; 209 97 104; 210 104 111;
211 111 118; 212 91 178; 213 98 105; 214 105 112; 215 112 119; 216 92 181;
217 99 106; 218 106 113; 219 113 120; 220 121 122; 221 122 123; 222 123 29;
223 124 125; 224 125 126; 225 126 28; 226 127 128; 227 128 129; 228 129 27;
229 130 131; 230 131 132; 231 132 26; 232 133 134; 233 134 135; 234 135 25;
235 136 137; 236 137 138; 237 138 24; 238 139 140; 239 140 141; 240 141 23;
241 142 143; 242 143 144; 243 144 64; 244 145 146; 245 146 147; 246 147 63;
247 148 149; 248 149 150; 249 150 62; 250 151 152; 251 152 153; 252 153 61;
253 154 155; 254 155 156; 255 156 60; 256 157 158; 257 158 159; 258 159 59;
259 160 161; 260 161 162; 261 162 58; 262 163 164; 263 164 165; 264 165 93;
265 166 167; 266 167 168; 267 168 94; 268 169 170; 269 170 171; 270 171 95;
271 172 173; 272 173 174; 273 174 96; 274 175 176; 275 176 177; 276 177 97;
277 178 179; 278 179 180; 279 180 98; 280 181 182; 281 182 183; 282 183 99;
283 184 50; 284 50 85; 285 85 120; 286 185 49; 287 49 84; 288 84 119;
289 186 48; 290 48 83; 291 83 118;

DEFINE MATERIAL START

ISOTROPIC CONCRETE

E 2.5743e+009

POISSON 0.17

DENSITY 2400

ALPHA 1e-005

DAMP 0.05

END DEFINE MATERIAL

CONSTANTS

MATERIAL CONCRETE MEMB 1 TO 291

MEMBER PROPERTY AMERICAN

1 TO 15 74 TO 88 147 TO 161 PRIS YD 0.5 ZD 0.8

22 TO 26 28 TO 32 34 TO 38 95 TO 99 101 TO 105 107 TO 111 168 TO 172 -

174 TO 178 180 TO 184 PRIS YD 0.6 ZD 2 YB 0.45 ZB 0.3

27 100 173 PRIS YD 0.6 ZD 1.8425 YB 0.45 ZB 0.3

33 106 179 PRIS YD 0.6 ZD 1.7325 YB 0.45 ZB 0.3

39 112 185 PRIS YD 0.6 ZD 1.625 YB 0.45 ZB 0.3

16 TO 20 89 TO 93 162 TO 166 PRIS YD 0.6 ZD 0.667 YB 0.45 ZB 0.3

21 94 167 PRIS YD 0.6 ZD 0.65 YB 0.45 ZB 0.3

40 113 186 PRIS YD 0.6 ZD 0.6683 YB 0.45 ZB 0.3

41 114 187 PRIS YD 0.6 ZD 0.6683 YB 0.45 ZB 0.3

42 TO 44 115 TO 117 188 TO 190 PRIS YD 0.6 ZD 0.6683 YB 0.45 ZB 0.3

45 118 191 PRIS YD 0.6 ZD 0.4875 YB 0.45 ZB 0.3

51 52 55 56 59 60 63 64 67 68 124 125 128 129 132 133 136 137 140 141 197 -

198 201 202 205 206 209 210 213 214 PRIS YD 0.8 ZD 1 YB 0.65 ZB 0.4

225 228 231 234 237 246 249 252 255 258 267 270 273 276 -

279 PRIS YD 0.95 ZD 1 YB 0.8 ZB 0.4

224 227 230 233 236 245 248 251 254 257 266 269 272 275 -

278 PRIS YD 0.8 ZD 1 YB 0.65 ZB 0.4

223 226 229 232 235 244 247 250 253 256 265 268 271 274 -

277 PRIS YD 0.7 ZD 1 YB 0.55 ZB 0.4

50 54 58 62 66 123 127 131 135 139 196 200 204 208 -

212 PRIS YD 0.6 ZD 1 YB 0.45 ZB 0.4

53 126 199 PRIS YD 0.8 ZD 0.7775 YB 0.65 ZB 0.4

57 130 203 PRIS YD 0.8 ZD 0.93 YB 0.65 ZB 0.4

61 134 207 PRIS YD 0.8 ZD 0.9675 YB 0.65 ZB 0.4

65 138 211 PRIS YD 0.8 ZD 1.12 YB 0.65 ZB 0.4

69 142 215 PRIS YD 0.8 ZD 1.275 YB 0.65 ZB 0.4

240 261 264 PRIS YD 0.95 ZD 0.333 YB 0.8 ZB 0.4

239 260 263 PRIS YD 0.8 ZD 0.333 YB 0.65 ZB 0.4

238 259 262 PRIS YD 0.7 ZD 0.333 YB 0.55 ZB 0.4

46 119 192 PRIS YD 0.6 ZD 0.333 YB 0.45 ZB 0.4

47 48 120 121 193 194 PRIS YD 0.8 ZD 0.333 YB 0.65 ZB 0.4

49 122 195 PRIS YD 0.8 ZD 0.21 YB 0.65 ZB 0.4

222 243 282 PRIS YD 0.95 ZD 0.34 YB 0.8 ZB 0.4

221 242 281 PRIS YD 0.8 ZD 0.34 YB 0.65 ZB 0.4

220 241 280 PRIS YD 0.7 ZD 0.34 YB 0.55 ZB 0.4

70 143 216 PRIS YD 0.6 ZD 0.34 YB 0.45 ZB 0.4

71 72 144 145 217 218 PRIS YD 0.8 ZD 0.34 YB 0.65 ZB 0.4

73 146 219 PRIS YD 0.8 ZD 0.4892 YB 0.65 ZB 0.4

MEMBER PROPERTY AMERICAN

283 TO 291 PRIS YD 0.5 ZD 0.8

SUPPORTS

1 TO 15 FIXED

184 TO 186 FIXED

LOAD 1 BEBAN MATI

MEMBER LOAD

16 TO 20 89 TO 93 UNI GY -1282.8
21 94 UNI GY -1266.24
22 TO 26 28 TO 32 95 TO 99 101 TO 105 UNI GY -1641.6
27 100 UNI GY -1606.5
33 106 UNI GY -1585.8
34 107 UNI GY -1479.6
35 108 UNI GY -1571.4
36 109 UNI GY -1609.2
37 110 UNI GY -1674
38 111 UNI GY -1749.6
39 112 UNI GY -1654.92
40 113 UNI GY -1105.32
41 114 UNI GY -1194.24
42 115 UNI GY -1264.8
43 116 UNI GY -1304.4
44 117 UNI GY -1390.8
45 118 UNI GY -1358.4
46 119 238 TO 240 259 TO 261 UNI GY -1267.88
47 48 120 121 UNI GY -1403.88
49 122 UNI GY -1223.88
50 54 58 62 66 123 127 131 135 139 223 TO 237 244 TO 258 UNI GY -1447.76
51 52 55 56 59 60 63 64 67 68 124 125 128 129 132 133 136 137 140 -
141 UNI GY -1583.76
53 126 UNI GY -1347.6
57 130 UNI GY -1488
61 134 UNI GY -1522.56
65 138 UNI GY -1660.8
69 142 UNI GY -1804.8
70 143 220 TO 222 241 TO 243 UNI GY -1223.24
71 72 144 145 UNI GY -1359.24
73 146 UNI GY -1546.8
162 163 UNI GY -982.8
164 TO 166 UNI GY -1282.8
167 UNI GY -1266.24
168 TO 172 174 TO 178 UNI GY -1641.6
173 UNI GY -1606.5
179 UNI GY -1585.8
180 UNI GY -1479.6
181 UNI GY -1571.4
182 UNI GY -1609.2
183 UNI GY -1674
184 UNI GY -1749.6
185 UNI GY -1654.92
186 UNI GY -805.32
187 UNI GY -894.24
188 UNI GY -1264.8
189 UNI GY -1304.4
190 UNI GY -1390.8
191 UNI GY -1358.4
192 262 TO 264 UNI GY -967.88
193 194 UNI GY -1103.88
195 UNI GY -923.88
196 200 204 208 212 265 TO 279 UNI GY -1447.76
197 198 201 202 205 206 209 210 213 214 UNI GY -1583.76
199 UNI GY -1347.6
203 UNI GY -1488
207 UNI GY -1522.56
211 UNI GY -1660.8
215 UNI GY -1804.8
216 280 TO 282 UNI GY -1223.24
217 218 UNI GY -1359.24
219 UNI GY -1546.8

JOINT LOAD

1 TO 15 FY -4416
23 TO 29 37 TO 47 58 TO 64 72 TO 82 FY -2976
184 TO 186 FY -4416
48 TO 50 83 TO 85 FY -2976

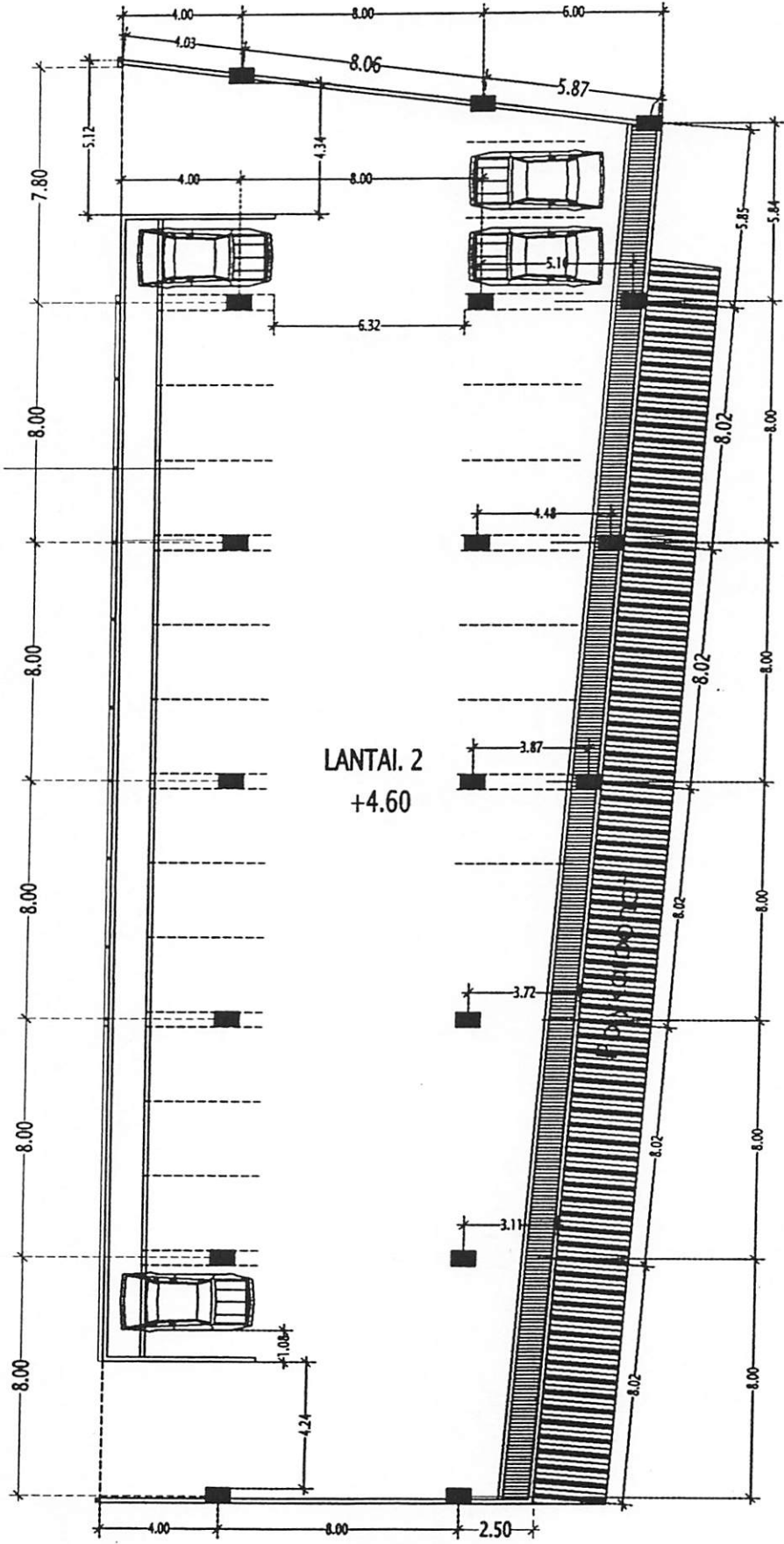
LOAD 2 BEBAN HIDUP

MEMBER LOAD

16 TO 20 89 TO 93 162 TO 166 UNI GY -732
21 94 167 UNI GY -713.6
22 TO 26 28 TO 32 95 TO 99 101 TO 105 168 TO 172 174 TO 178 UNI GY -1464

27 100 173 UNI GY -1425
33 106 179 UNI GY -1402
34 107 180 UNI GY -1284
35 108 181 UNI GY -1386
36 109 182 UNI GY -1428
37 110 183 UNI GY -1500
38 111 184 UNI GY -1749.6
39 112 185 UNI GY -1654.92
40 113 186 UNI GY -534.8
41 114 187 UNI GY -633.6
42 115 188 UNI GY -712
43 116 189 UNI GY -756
44 117 190 UNI GY -852
45 118 191 UNI GY -816
46 119 192 238 TO 240 259 TO 264 UNI GY -533.2
47 48 120 121 193 194 UNI GY -533.2
49 122 195 UNI GY -333.2
50 54 58 62 66 123 127 131 135 139 196 200 204 208 212 223 TO 237 244 TO 258 -
265 TO 279 UNI GY -1066.4
51 52 55 56 59 60 63 64 67 68 124 125 128 129 132 133 136 137 140 141 197 -
198 201 202 205 206 209 210 213 214 UNI GY -1066.4
53 126 199 UNI GY -804
57 130 203 UNI GY -960
61 134 207 UNI GY -998.4
65 138 211 UNI GY -1152
69 142 215 UNI GY -1312
70 143 216 220 TO 222 241 TO 243 280 TO 282 UNI GY -483.6
71 72 144 145 217 218 UNI GY -483.6
73 146 219 UNI GY -692
197 CON GY -935.25 2.9
198 CON GY -935.25 1.1
LOAD 3 BEBAN GEMPA
JOINT LOAD
93 TO 99 FX 13185.9
58 TO 64 FX 9996.82
23 TO 29 FX 5972.12
99 113 120 FZ -30767.2
64 78 85 FZ -23325.9
29 43 50 FZ -13935
LOAD 7 BEBAN AIR HUJAN
MEMBER LOAD
49 122 195 UNI GY -16.66
46 TO 48 119 TO 121 192 TO 194 238 TO 240 259 TO 264 UNI GY -26.66
50 TO 52 54 TO 56 58 TO 60 62 TO 64 66 TO 68 123 TO 125 127 TO 129 -
131 TO 133 135 TO 137 139 TO 141 196 TO 198 200 TO 202 204 TO 206 -
208 TO 210 212 TO 214 223 TO 237 244 TO 258 265 TO 279 UNI GY -53.32
53 126 199 UNI GY -40.2
57 130 203 UNI GY -48
61 134 207 UNI GY -49.92
65 138 211 UNI GY -57.6
69 142 215 UNI GY -65.6
70 TO 72 143 TO 145 216 TO 218 220 TO 222 241 TO 243 280 TO 282 UNI GY -24.18
73 146 219 UNI GY -34.6
16 TO 20 89 TO 93 162 TO 166 UNI GY -36.6
21 94 167 UNI GY -35.68
22 TO 26 28 TO 32 95 TO 99 101 TO 105 168 TO 172 174 TO 178 UNI GY -73.2
27 100 173 UNI GY -71.25
33 106 179 UNI GY -70.1
34 107 180 UNI GY -64.2
35 108 181 UNI GY -69.3
36 109 182 UNI GY -71.4
37 110 183 UNI GY -75
38 111 184 UNI GY -79.2
39 112 185 UNI GY -73.94
40 113 186 UNI GY -26.74
41 114 187 UNI GY -31.68
42 115 188 UNI GY -35.6
43 116 189 UNI GY -37.8
44 117 190 UNI GY -42.6
45 118 191 UNI GY -40.8
LOAD COMB 4 KOMBINASI 1
1 1.4
LOAD COMB 5 KOMBINASI 2

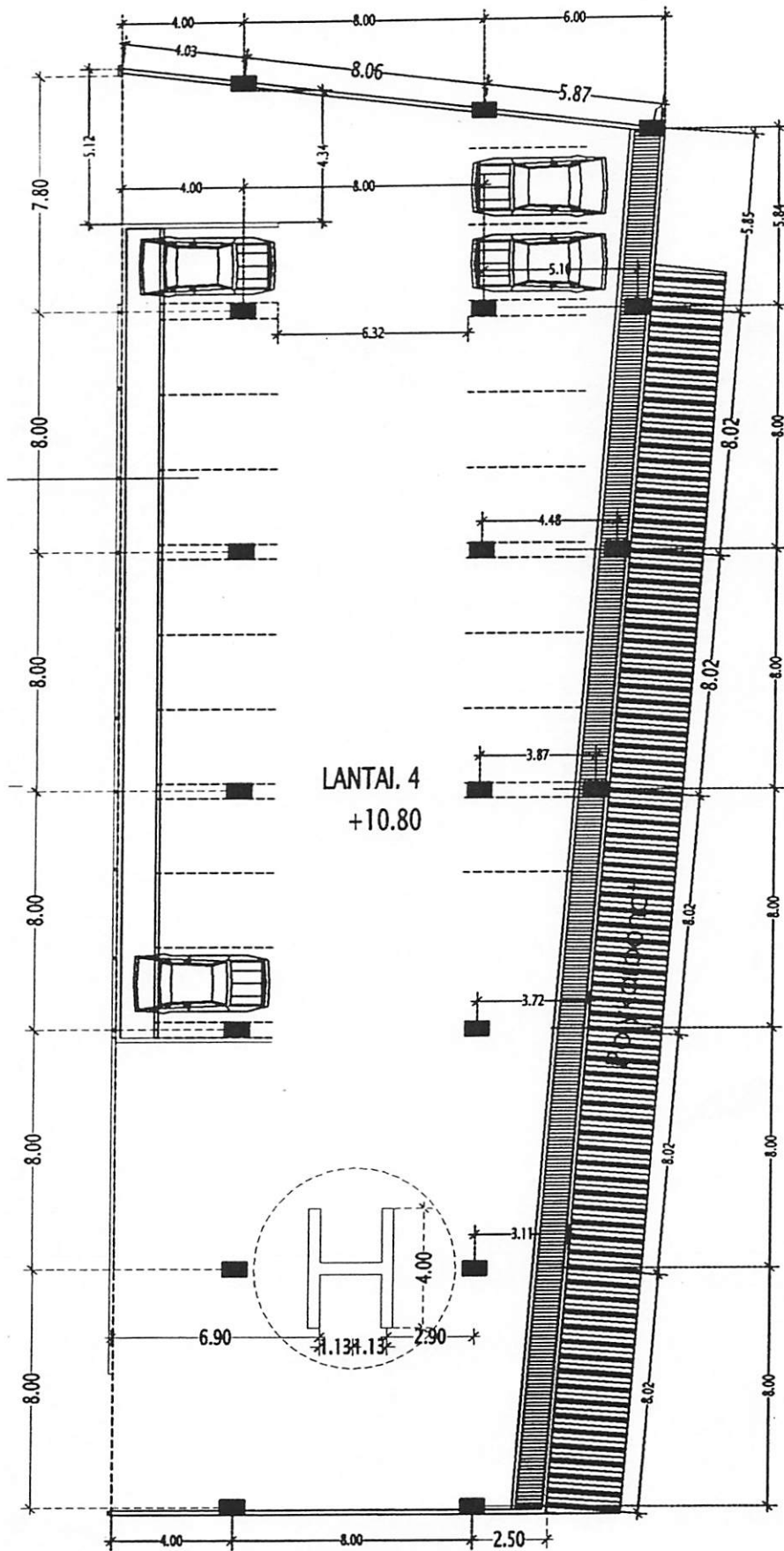
1 1.2 2 1.6
LOAD COMB 6 KOMBINASI 3
1 1.2 2 1.0 3 1.0
LOAD COMB 8 KOMBINASI 4
1 1.2 2 1.0 3 -1.0
LOAD COMB 9 KOMBINASI 5
1 1.2 2 1.6 7 0.5
LOAD COMB 10 KOMBINASI 6
1 0.9 3 1.0
LOAD COMB 11 KOMBINASI 7
1 0.9 3 -1.0
PERFORM ANALYSIS
LOAD LIST 1 4 TO 6
PERFORM ANALYSIS
START CONCRETE DESIGN
CODE ACI
UNIT CM KG
FC 300 MEMB 1 TO 282
FYMAIN 3500 MEMB 1 TO 282
DESIGN BEAM 1 TO 282
DESIGN COLUMN 1 TO 282
CONCRETE TAKE
END CONCRETE DESIGN
FINISH



LANTAI. 2
+4.60

DENAH PARKIR LANTAI 2 & 3

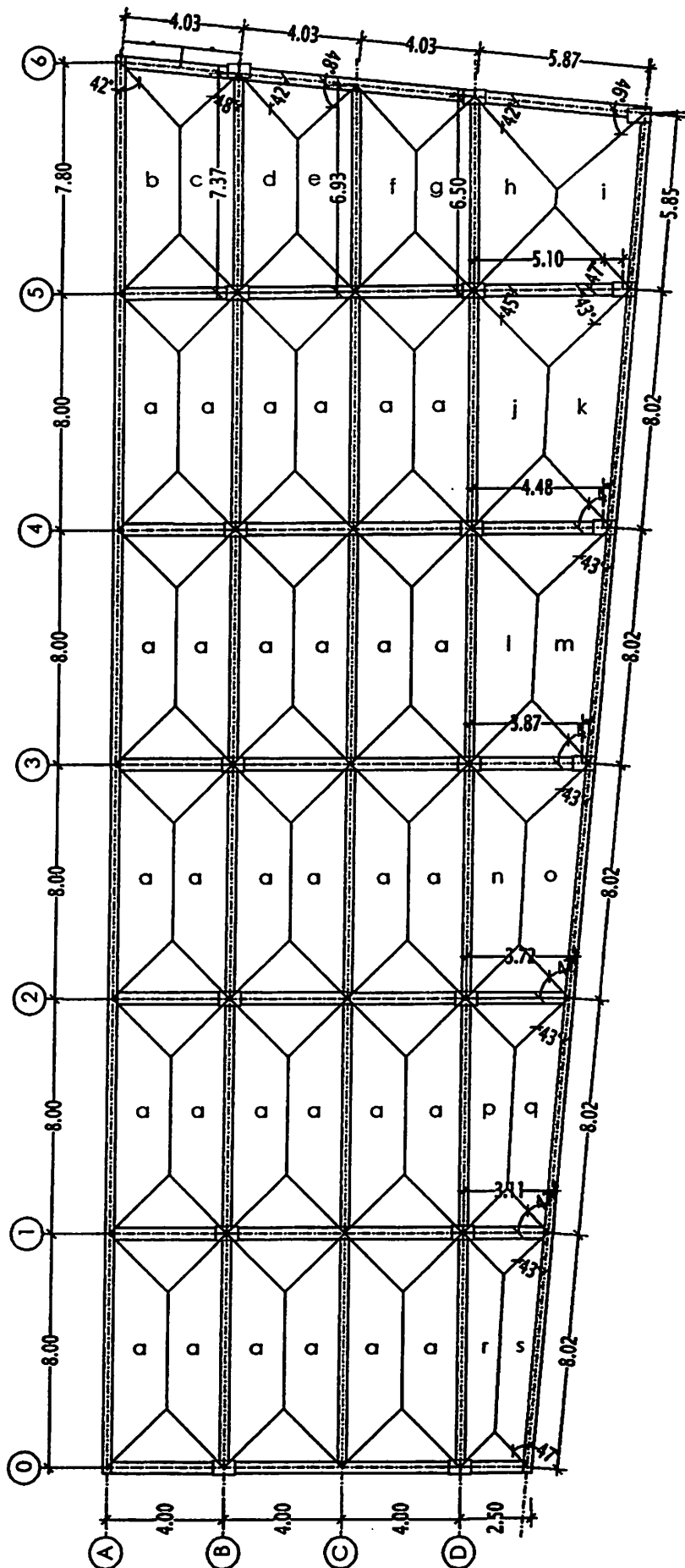
SKALA 1 : 100



LANTAI. 4
+10.80

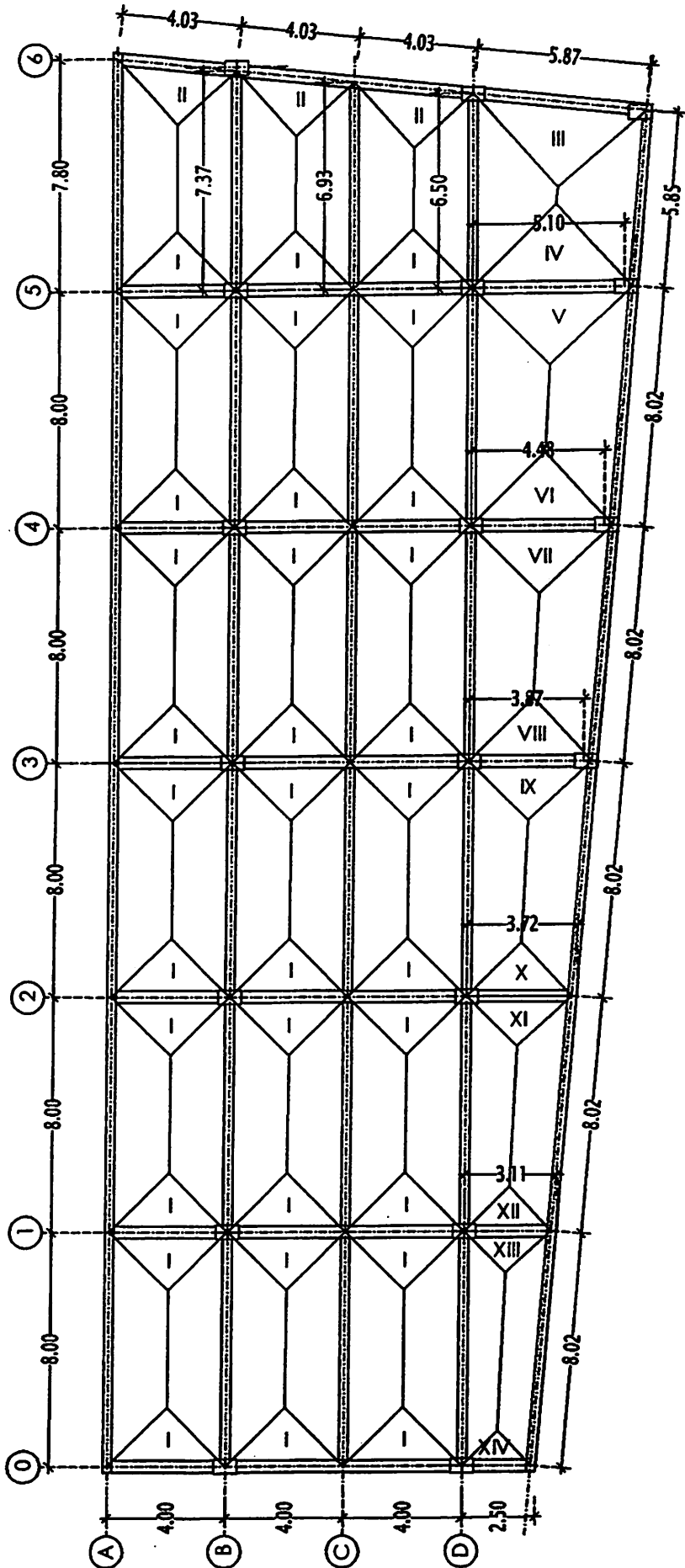
DENAH PARKIR LANTAI 4

SKALA 1 : 100



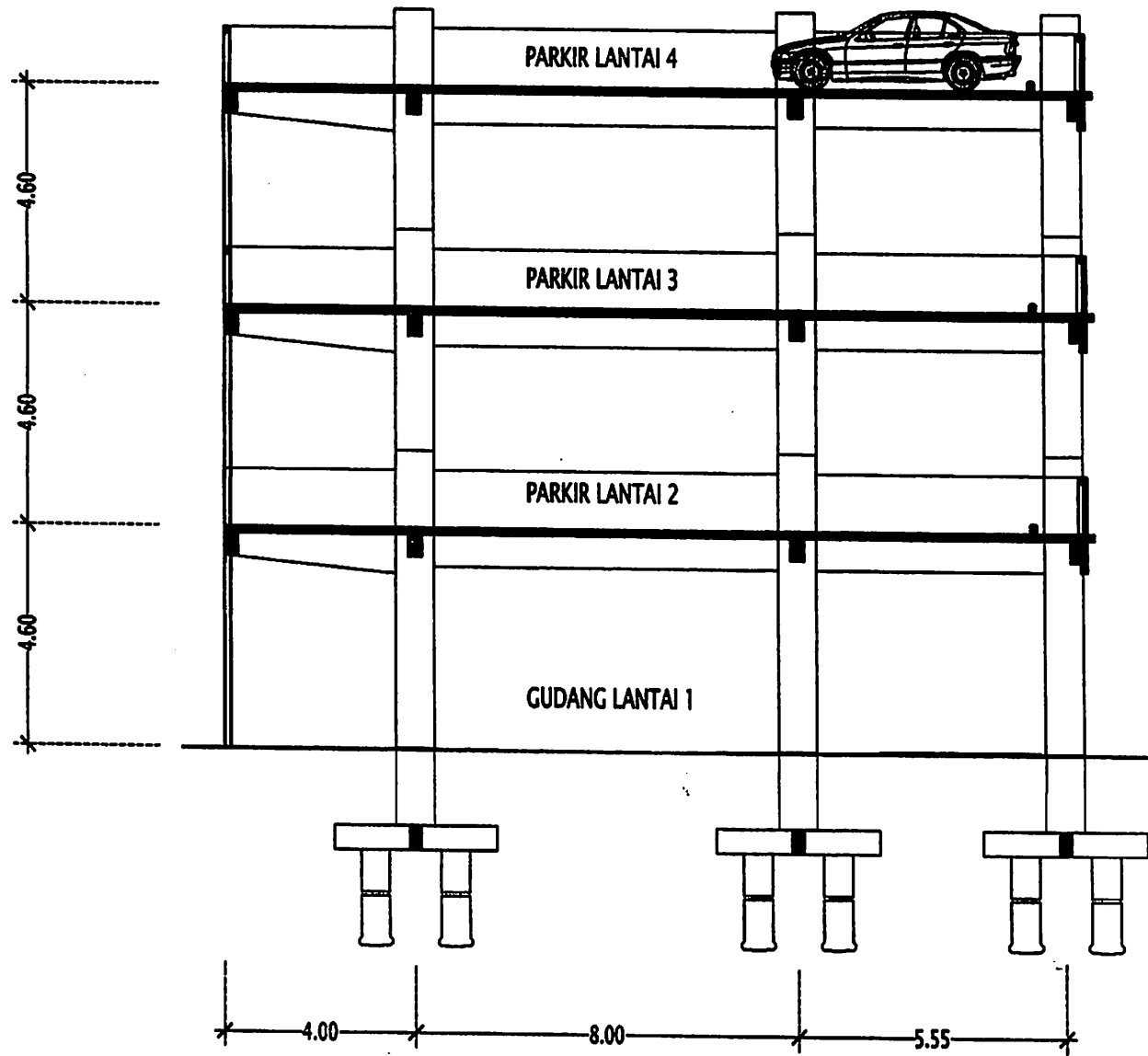
PERATAAN BEBAN BALOK MEMANJANG

SKALA 1 : 100

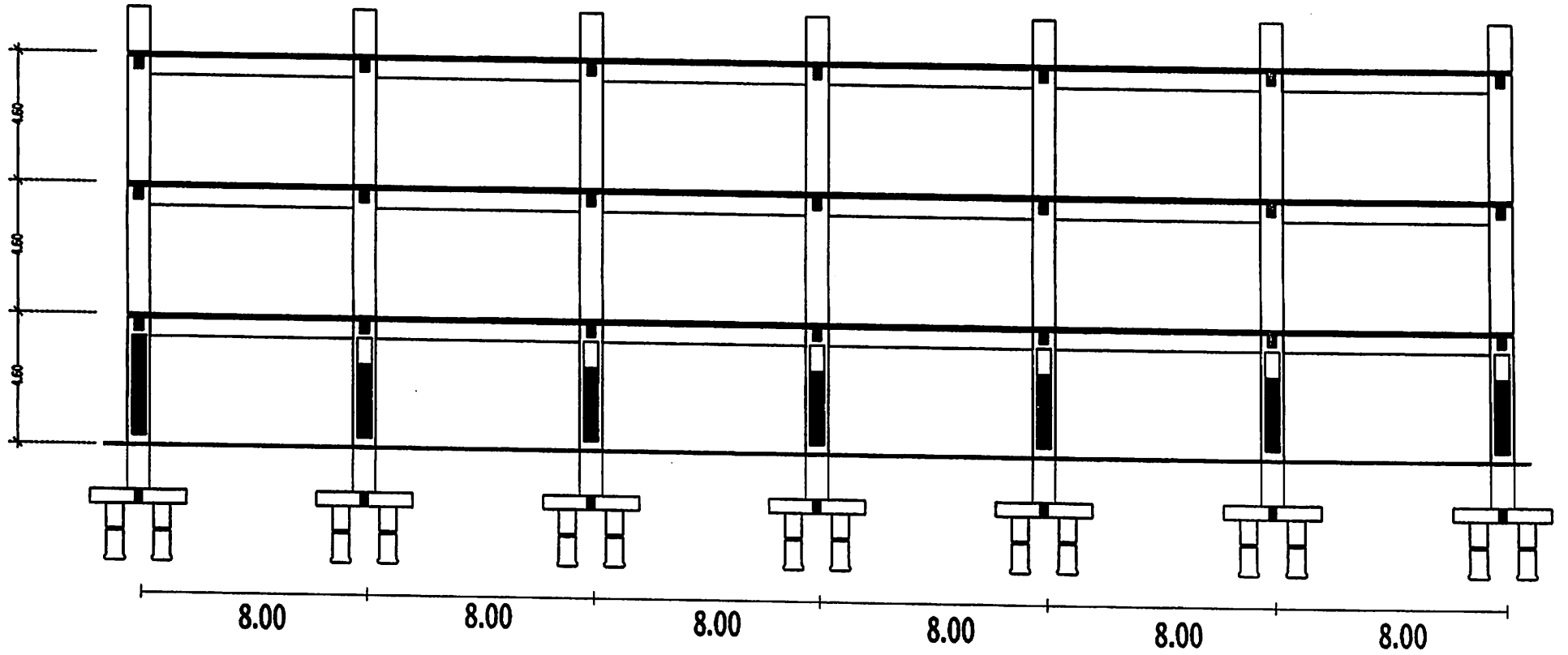


PERATAAN BEBAN BALOK MELINTANG

SKALA 1 : 100



POTONGAN MELINTANG




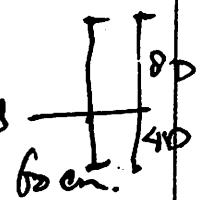

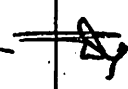
POTONGAN MEMANJANG



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
 Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
 MALANG

LEMBAR BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Hafgan Baranta
 NIM : 0721073
 Program Studi : Teknik Sipil S-1
 Dosen Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT
 Judul : Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Setempat Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Parkir RSU Saiful Anwar Malang.

NO	TANGGAL	URAIAN	TANDA TANGAN
1	$\frac{13}{12}$ '11	<ul style="list-style-type: none"> - Bab I s/d II → sesuai proposal & lengkap. - Bab III → analisis pembebanan metode amplex & uraian stabilitasnya 	
2	$\frac{21}{12}$ '11	<ul style="list-style-type: none"> - Bab III → analisis struktur dg. program STAAD - ak. - Bab IV <ul style="list-style-type: none"> - ab. rencana pondasi setempat - T_{max} → prinsip - γ → beban basal - ϕ → N diujung tang <div style="display: inline-block; vertical-align: middle; margin-left: 10px;">  </div> D tang bor max 60 cm. 	
3	$\frac{30}{12}$ '11	<ul style="list-style-type: none"> - Bab IV <ul style="list-style-type: none"> - pondasi telapak, daya dukung - ak - pondasi strauss → η cek perhitungan bis $\phi = 0,60$ m 	



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

Jl. Bend. Sigura-gura No. 2
 MALANG

NO	TANGGAL	URAIAN	TANDA TANGAN
4	04/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - daya dukung pondasi tiang bor — ok - kontrol sabangan pondasi — ok - lanjutkan penulangan 	
5	13/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - tul. pabr. - arah y. → dng. - tul. pondasi - tul. spiral. 	
6	17/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - tulangan ok. Bab IV → cek: $c_u - \phi \leq 0$ - kesimpulan & saran 	
7	24/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - Recek daya dukung pondasi tiang bor — ok - kesimpulan → tabel masing² di Bab IV. Saran simpomanaka gbr? 	
8	25/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - gbr: - detail pondasi - potongan diperlebar sesuai arahan 	
9	26/01/12	<ul style="list-style-type: none"> - gbr. simpomanaka - kompilasi skripsi legkap 	
10	01/02/12	<ul style="list-style-type: none"> - gbr². Ace, skripsi Ace, sigplan y. simpomanaka & gbr 	



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

LEMBAR BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Hafgan Baranta
NIM : 0721073
Program Studi : Teknik Sipil S-1
Dosen Pembimbing II : Ir. A. Agus Santosa, MT
Judul : Perencanaan Pondasi Gabungan Antara Pondasi Telapak Setempat Dengan Pondasi Strauss Pada Pembangunan Gedung Parkir RSUD Saiful Anwar Malang.

NO	TANGGAL	URAIAN	TANDA TANGAN
1	12-12-11	- Langkah ket. gbr. core pondasi gabungan. - Gambar denah plat beton.	
2	14-12-11	- Tambahkan beban gempa arah y.	
3	16-12-11	- Sd analisis stand. OK. Lanjutkan	
4	6-1-12	- Utk As perh > As onler dipu lukan tul. lengkap.	
5	15-1-12	- Sd perh. tul. type 1 OK. Lanjutkan	
6	16-1-12	- Cele lopi perh. spiral dan pondasi temp.	
7.			



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

NO	TANGGAL	URAIAN	TANDA TANGAN
7	17-1-12	- Lanjutkan kesimpulan & saran.	
8	25-1-12	- Uraikan kesimpulan lengkap dgn nilai yg dihasilkan dari analisis pembatman.	
9	31-1-12	- Kesimpulan & saran OK. - Referensi betul Lanjutkan Dca	
10	2-2-12		



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK

Nama : HAFGAN BARANTA

NIM : 07.21.073

Hari / tanggal : Kamis, 17 Nop 2011

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

kontrol daya dukung
penurunan

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 23 - Nop - 2011
Dosen Pembahas

Malang, 17 Nop - 2011
Dosen Pembahas



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK

Nama : HATAM B.
 NIM : 07-21-073
 Hari / tanggal : KAMIS, 17-11-2011

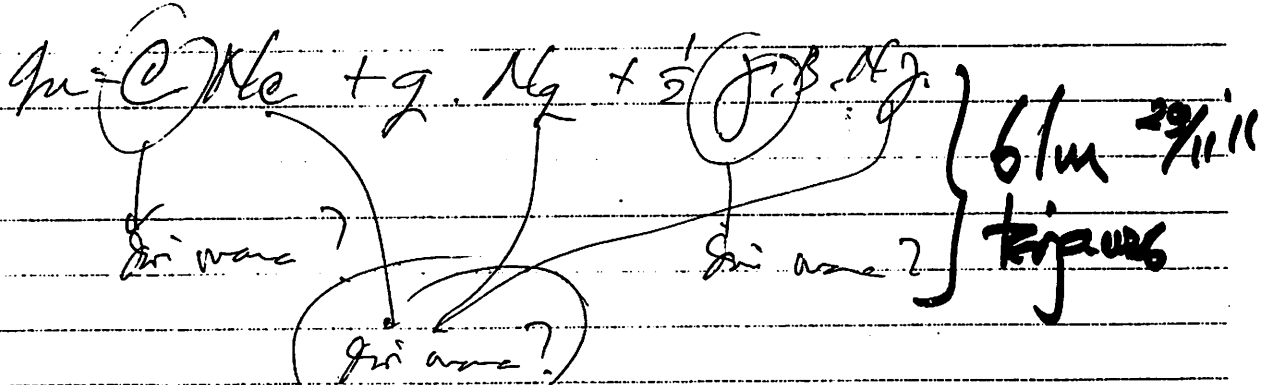
Perbaiki materi Proposal Skripsi meliputi :

- Flow Chart :
 - Besar perusiran
 - Benda bila kontrol daya desbu diletakan
 - Pak?

- Ganda bany tdk ges!

- Apa syarat daya desbu tdk?

- Perbaikan, rumusan daya desbu?



Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :
 Malang, 29/11-2011
 Dosen Pembahas

[Signature]

Malang, 17-11-2011
 Dosen Pembahas

[Signature]



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEO TEK.

Nama : HAFGAN B.

NIM : 0721073

Hari / tanggal : Kamis / 17 - 11 - 2011

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

> Bagan Alur

> Bab III - Bukan Metodologi

> Tesisan diper sempit

> Per lampiran di buat ulang ✓

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 28 - 11 - 2011
 Dosen Pembahas

Malang, 17 - 11 - 2011
 Dosen Pembahas

Bambang Wedy anbagi



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Geotek.

Nama : Hafiqan Baranta.

NIM : 07.21.073

Hari / tanggal : Kamis, 17-11-2011.

Perbaikan materi Proposal Skripsi meliputi :

- Typon di perbaiki
- Gambar pada: Gabungan di pertegas yg mau di bahas SA
- Rumus? penulangan pd Bab II
- Flowchar di cek lagi SA
- Apa pada: telapak dan Struktur & tibat diberikan presentasi beban ??? Pelajar SA

Perbaikan Proposal Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar Proposal Skripsi dilaksanakan.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 24/12 20 11

Dosen Pembahas

[Signature]
[Signature]

Malang, 17/11 20 11

Dosen Pembahas

[Signature]
[Signature]



FORM REVISI / PERBAIKAN
BIDANG _____

Nama : HAFGAN B

NIM : 0721073

Hari / tanggal : _____

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

> Daftar Sendir

> Jumlah Tiang

> Seyarat Jarak Tiang (hal. 149)

> Beban total di maner

> Mz atau My (hal. 159)

> penulangan

> Perbet tipe yg lain maner

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. _____ 20

Dosen Pembahas

Malang. 17 - 2 - 20 12

Dosen Pembahas



FORM REVISI / PERBAIKAN
 BIDANG Geoteknik

Nama : HAFGAN BARANTA

NIM : 0721.073

Hari / tanggal : Rabu, 22 - Feb - 2012

Perbaiki materi Skripsi meliputi :

Melinih - Puro

Ace

Perbaiki Skripsi harus diselesaikan selambatnya, 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 2010

Dosen Penguji

29
02 1812 [Signature]

Malang, 22 - 02, 2012

Dosen Penguji

[Signature]
 (Ir. Sudirman Indra, MSc)



FORM REVISI / PERBAIKAN
 BIDANG Geoteknik

Nama : HAFSAN BARANTA

NIM : 07.21.073

Hari / tanggal : Rabu, 22-02-2012

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- > Perhit. Beban α tiang betulkon.
- > perhit. Beban total
- > α tipe II, $B = \dots ?$

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Tugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 2010

Dosen Penguji

Malang, 22-2- 2012

Dosen Penguji

*Karya ini. Tugas Akhir ini
Merupakan Sebuah Persembahan
Bagi orang – orang yang telah menyayangiku.
Mereka yang selalu dihati.*

Dan

*Walau tak cukupu untuk aku membalas
Kebahagiaan dan rasa sayang yang telah diberikan
Perkenankan untaian kata dalam lembar persembahan ini
Sebagai ucapan Terima Kasih tak terhingga dariku*

- ❖ *Segala puji dan syukur senantiasa aku panjatkan kehadirat ALLAH S.W.T, karena dengan limpahan karunia-NYA dan restu-NYA aku dapat menyelesaikan kuliah di Institut Teknologi Nasional Malang dengan terlebih dahulu menyelesaikan laporan Tugas Akhir. Tak lupa pula aku haturkan puji kepada junjungan dan teladanku, Nabi Muhammad S.A.W.*
- ❖ *Untuk kedua Orangtuaku, Papa dan Mama, aku hanya bisa mengucapkan terima kasih tak terhingga atas kasih sayang, cinta, doa, perjuangan dan segalanya yang jelas banyak dan tak bisa aku tuliskan semua pemberian-pemberian kedua Orangtuaku. Persembahkanku ini untuk Papa dan Mama tercinta semoga bisa menghadirkan sedikit kebahagiaan dan kebanggaan.*
- ❖ *Untuk Kakakku tercinta, Lettu INF Heraldo Tabasonda (Mas Sonda/Bang Aldo), Aku sangat berterima kasih atas segalanya...Mulai dari pertama aku kuliah menginjakkan ITN hingga detik ini, tak lepas mengawalku, memberiku semua kebutuhan kuliah. Semangatnya, kegigihannya berkorban untuk orang-orang yang disayangi sangat kuat dan sepatutnya aku mencontohi. Hidup adalah perjuangan itu motto-nya danjuanganku juga belum berakhir. Kita punya mimpi yang sama dan kita akan meraihnya bersama, bang. Maaf jika adikmu ini selalu merepotkan dan aku juga selalu berdoa semoga Allah membalas semua kebaikan Mas Sonda. Amin Ya Robbal Alamin.*
- ❖ *Untuk Kakakku, Ravano Gemalanada, ST (Mas Vano), Kakak iparku, Imroatul Aini, S,Si (Mbak iim), dan Keponakanku tercinta Dangkan Gemalanada. Terima kasih pula atas segala pemberian dan perhatian yang telah diberikan selama aku kuliah. Maafkan atas semua kesalahanku jika selama aku tinggal bersama, selalu merepotkan, menjengkelkan dan mengesalkan. Terima kasih banyak untuk semuanya. Semoga Allah Membalas lebih dari yang Mas dan Mbak berikan padaku selama ini. Untuk Dangkan, semoga jadi anak yang pintar,*

berbakti pada orangtua dan berguna bagi Nusa dan Bangsa. Terima kasih selalu menemani Om menyusun skripsi, membangunkan Om setiap jam 6 pagi. Dangkan baik-baik ya.

- ❖ Untuk Kedua Adikku, Devan Devrata dan Kalen Dixi Egaesa, Terima kasih untuk doa yang selalu dipanjatkan untuk Mas Hafgan ini, Terima Kasih untuk senyum dan semangat motivasi. Ini juga adalah salah satu alasan terkuat perjuanganku. Perjuanganku untuk kalian, adik-adikku tercinta. Semoga kalian senantiasa selalu dilindungi oleh Allah SWT. Amin Ya Robbal Alamin.
- ❖ Untuk kamu yang pernah singgah dihatiku, terima kasih atas cinta yang pernah kau beri, terima kasih atas doa yang pernah kau panjatkan untukku. Semoga kau, semoga kalian lebih bahagia disana bersama pilihanmu.
- ❖ Untuk Kawan-kawanku Seperjuangan, Jogankzz. Terima Kasih Jeffri, Ojan, Edo, Selly, Saron, Rian dan Anta. Kalian ibarat saudaraku di perantauan. Terima kasih kawan, semoga persahabatan kita tak pernah berakhir, karena mencari musuh adalah sangat mudah dan mencari sahabat adalah sangat teramat susah. Semangat untuk Kalian! Sory bro aku ngacir dulu...

Untuk Gank Nero, Guk Nopek, Bangkit, Guk Udin, Febri, Rohman, Sandy, Deky. Thanks semangatnya dan kenangan di jogja bersama-sama. Terima kasih pula untuk kawan-kawan Sipil 2007, Wawan, Dede, Lukita ('Karyo'), Kading, Rudi "Katub", Achim, Joe dan semuanya. Sipil 2007 The Real Best.

Untuk Rekan Di HMS S1 ITN dan The Green-Black, lanjutkan 'jiwa-jiwa' kalian, The struggles must go on and never ending. Serta rekan-rekan angkatan 1999, 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2008, 2009 dan 2010 Thanks for you all.

Also Thanks to Sobat-Padi Malang, Gigi-Kita Malang, Aremania ITN, dan Aremania Jagat Raya, The JakMania Ngalam, Pasoepati, Liverpoolian Indonesia, Madridtista Indonesia dan Garuda Mania. Keep Spirit. Salam Satu Jiwa!

Semoga Persembahan kecilku ini kelak berguna bagi Agama, Bangsa dan Negara. Dan Perjuangan akan dimulai. Terima Kasih sekali lagi untuk orang-orang disekitarku, tanpa kalian aku bukan apa-apa. Life Must Go on. Allah Bless Us. Amin.