

SKRIPSI
STUDI PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN TELPAK SETEMPAT
DAN STRAUSS PADA PROYEK GEDUNG APARTEMENT
RIVERSIDE MALANG



Disusun Oleh :

YOHANES ADI SAPUTRO

NIM. 08.21.002

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

2015

2012

REPUBLIC OF THE PHILIPPINES
DEPARTMENT OF EDUCATION
BUREAU OF EDUCATION

DEPARTMENT OF EDUCATION

BUREAU OF EDUCATION

MANILA

DEPARTMENT OF EDUCATION

BUREAU OF EDUCATION
BUREAU OF TECHNICAL EDUCATION

MANILA

**LEMBAR PERSETUJUAN
SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN TELAPAK SETEMPAT
DAN STRAUSS PADA PROYEK GEDUNG APARTEMENT
RIVERSIDE MALANG**

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

Disusun Oleh :

YOHANES ADI SAPUTRO

08.21.002

Menyetujui :

Dosen Pembimbing I



(Ir. Adrianus Agus Santoso, MT)

Dosen Pembimbing II



(Ir. Munasih, MT)

Mengetahui,

**Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1
Institut Teknologi Nasional Malang**



(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)

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

2015



LEMBAR PENGESAHAN

**STUDI PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN TELAPAK SETEMPAT
DAN STRAUSS PADA PROYEK GEDUNG APARTEMEN
RIVERSIDE MALANG**

*Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi
Jenjang Strata Satu (S-1)*

Pada Hari : Senin

Tanggal : 23 Februari 2015

*Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan Guna Memperoleh Gelar
Sarjana Teknik Sipil*

SKRIPSI

Disusun Oleh :

YOHANES ADI SAPUTRO

08.21.002

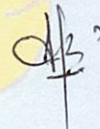
Disahkan oleh :

Ketua



(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)

Sekretaris



(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT)

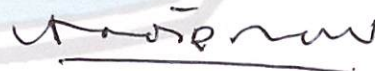
Anggota Penguji :

Penguji I



(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)

Penguji II



(Ir. Sudirman Indra, M.sc)

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

2015

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan di bawah ini :

Nama : Yohanes Adi Saputro

NIM : 08.21.002

Program Studi : Teknik Sipil S-1

Fakultas : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI GABUNGAN TELAPAK
SETEMPAT DAN STRAUSS PADA PROYEK GEDUNG
APARTEMEN RIVERSIDE MALANG”**

Adalah asli karya saya sendiri dan bukan merupakan duplikat serta tidak mengutip atau menyadur hasil karya orang lain, kecuali yang disebut dari sumber asli dan tercantum dalam daftar pustaka.

Malang, Maret 2015

Yang Membuat Pernyataan



Yohanes Adi Saputro
Nim 08.21.002

LEMBAR PERSEMBAHAN

*“Segala Kemuliaan , Keagungan
dan Kejayaan hanya bagiMu Yesus”*

Kupanjatkan syukur kepadaMu Tuhan Yesus Kristus yang telah memberikan Rahmat dan Anugerah.

Dan juga kepada kedua orang tua yang telah mendukung di dalam segala hal, baik dalam Doa dan materi, sehingga dapat terselesaikannya Skripsi ini, dan tak lupa juga kepada Mr. Min BH, tante Lusi, Sugi, dan keluarga besar di Jakarta yang senantiasa mendukung yohanes. Terimakasih yang terdalam semoga Tuhan senantiasa memberikan berkatNya kepada kita semua.

Ucapan terimakasih yang terdalam juga saya sampaikan kepada ke tiga Dosen pembimbing yang telah sabar dan telaten membimbing saya dalam pengerjaan Skripsi ini Bpk Ir. A. Agus Santosa, MT , Ibu Ir.Munasih, MT, Bpk Ir. Eding Iskak Imananto, MT

Tak lupa juga terimakasih untuk Mami Corry Girry dan keluarga GBI Hosana Lawang yang selalu mendukung dan senantiasa mendoakan yohanes, buat Arrow Youth, terimakasih kawan2 semua . keep on fire guysssss.....

Untuk keluarga besar Lab Beton yang telah menjadi tempat belajar sehingga banyak Ilmu yang dapat menjadi nilai tambah di kemudian hari, terimakasih untuk babe kepala lab Beton (Ir.Bambang W. MT), lek put (mas Mahfud), mendol (Riski Diaz K., ST) samid (fajar Dimas D., ST), cak Rul (Khoirul Rhozikin, ST).

Special thanks to my girl friend Merry Novita Sari, S.Kep yang telah sabar mendampingi mendukung, memberi semangat,

Dan yang terakhir terima kasih untuk teman-teman Civil Evo yang mendukung, wiro sableng (Hadi wira nasari.,ST), Ripki (Rifki Krisna, ST), omen (Adrianus, ST), vendi dan yang lainnya yang..... maturnuwun yo rekk lek gak onok kalian pasti gak seruu.

GOD BLESS US.....

ABSTRAKSI

Yohanes Adi Saputro, Perencanaan Pondasi Gabungan Pondasi Telapak Setempat Dan Pondasi Strauss Pada Proyek Gedung Apartemen Riverside Malang. Pembimbing I: Ir. A. Agus Santosa, MT ; Pembimbing II: Ir. Munasih, 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 3,60 untuk pondasi tiang bor (strauss). Data yang digunakan adalah data sondir, nilai sondir yang digunakan adalah nilai sondir .

Hasil dari perhitungan analisa struktur diperoleh beban dukung gabungan tipe I = 265,296 ton, tipe II = 140,801 ton dan tipe III = 47,530 ton, 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 12D16 dan arah y 12D16. Tipe II = untuk telapak setempat arah x tulangan tarik 10D16 dan arah y 10D16. Tipe III = untuk telapak setempat arah x tulangan tarik 8D16 dan arah y 8D16. Tulangan strauss menggunakan kebutuhan tulangan strauss $\phi 50$ pokok 10D16 dan untuk $\phi 40$ menggunakan tulangan pokok 7D16 , untuk $\phi 20$ menggunakan tulangan pokok 4D16 dan tulangan spiral semua tipe menggunakan $\phi 8-50$.

KATA PENGANTAR

Puji Syukur penulis panjatkan ke hadirat Tuhan Yesus Kristus yang senantiasa memberikan hikmat serta kemampuan sehingga Skripsi ini dapat terselesaikan dengan baik dan tepat waktu.

Skripsi ini dimaksudkan untuk memenuhi salah satu syarat menyelesaikan Program Pendidikan Sarjana (S1) di jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan di Institut Teknologi Nasional Malang

Penulis menyadari bahwa masih terdapat banyak kekurangan dalam skripsi ini, untuk itu penulis mengharapkan koreksi dan saran demi perbaikan sehingga berguna bagi banyak orang.

Atas terselesainya Skripsi ini, penulis mengucapkan terima kasih yang sebanyak – banyaknya kepada :

1. Bapak Ir. Kustamar, MT selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
2. Bapak Ir. A. Agus Santoso, MT selaku Ketua Prodi Teknik Sipil S-1. dan juga selaku dosen pembimbing I
3. Bapak Ir. Eding Iskak I., MT selaku Dosen Koordinator bidang Geoteknik
4. Ibu Ir. Munasih, MT selaku Dosen Pembimbing II
5. Rekan-rekan di Jurusan Teknik Sipil S-1
6. Kedua orang tua saya yang tidak henti – hentinya memberikan dukungan doa, materi maupun moril.
7. Dan semua pihak yang telah membantu hingga terselesainya laporan ini. Kiranya Tuhan Yesus Kristus senantiasa menyertai dan memberkati.

Akhir kata dari saya. Jika ada kekurangan dalam hal isi maupun tata tulis, saran dan masukan dari pembaca sangat penulis harapkan.

Malang, Maret 2015

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR JUDUL	i
LEMBAR PERSETUJUAN	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
LEMBAR KEASLIAN	iv
ABSTRAKSI	v
KATA PENGANTAR	vi
DAFTAR ISI	viii
DAFTAR TABEL	xiv
DAFTAR GAMBAR	xiv
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 Dangkal	8
2.4	Pondasi Tidak Dalam	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	11
2.5.4	Penurunan Pondasi Telapak	15
2.6	Dasar Teori Pondasi Strauss	20
2.6.1	Daya Dukung Pondasi Strauss	20
2.7	Efisiensi Kelompok Tiang	22
2.8	Pembebanan	26
2.9	Teori Konversi Data Sondir Ke Parameter Tanah	28

BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1	Data Perencanaan	31
3.1.1	Spesifikasi Bangunan	31
3.2	Perhitungan Plat lantai	30
3.2.1	Perhitungan Beban atap (dak beton).....	33
3.2.2	Perhitungan pembebanan plat lantai 2,3,4,5,6	33
3.2.3	Perataan Beban Plat Lantai	35
3.2.4	Pembebanan Pada Portal memanjang	73
3.2.5	Pembebanan Balok Atap Memanjang.....	84
3.2.6	Pembebanan Balok Lantai Melintang	94
3.2.7	Pembebanan Balok Lantai Memanjang	120
3.2.8	Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang	128
3.2.9	Pembebanan Balok Lantai Melintang	135
3.2.10	Pembebanan Balok Tap Melintang.....	145
3.2.11	Beban mati terpusat	153

3.3	Perhitungan Pembebanan Gempa	153
BAB IV PERENCANAAN PONDASI		
4.1	Data Perencanaan	166
4.1.1	Spesifikasi Umum Dan Parameter Perencanaan	166
4.1.2	Perencanaan Pondasi Gabungan	167
4.2	Perhitungan Pondasi	170
4.2.1	Perencanaan Pondasi Tipe I.....	170
4.2.1.1	Perhitungan Pondasi Telapak	170
4.2.1.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	174
4.2.1.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 50 cm	175
4.2.1.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	179
4.2.1.5	Perhitungan Penurunan	182
4.2.2	Perencanaan Pondasi Tipe II.....	184
4.2.2.1	Perhitungan Pondasi Telapak	184
4.2.2.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	188
4.2.2.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm	189
4.2.2.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	193

4.2.2.5	Perhitungan Penurunan	196
4.2.3	Perencanaan Pondasi Tipe III.....	198
4.2.3.1	Perhitungan Pondasi Telapak	198
4.2.3.2	Beban Yang Dilimpahkan Ke Tiang Bor	202
4.2.3.3	Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 20 cm	203
4.2.3.4	Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan	207
4.2.3.5	Perhitungan Penurunan	210
4.3	Perhitungan Penulangan Pondasi	212
4.3.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe I	212
4.3.1.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak...	212
4.3.1.2	Kontrol Geser Pons (Dua Arah Sumbu).....	222
4.3.1.3	Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss.....	224
4.3.1.4	Memeriksa Kekuatan Penampang Kolom Bulat	228
4.3.1.5	Perencanaan Tulangan Spiral	230
4.3.2	Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe II	232
4.3.2.1	Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak...	232
4.3.2.2	Kontrol Geser Pons (Dua Arah Sumbu).....	242

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	169
4.2 Nilai q_c untuk perencanaan pondasi type I	177
4.3 Nilai f_s untuk perencanaan pondasi type I	178
4.4 Nilai q_c untuk perencanaan pondasi type II	191
4.5 Nilai f_s untuk perencanaan pondasi type II	192
4.6 Nilai q_c untuk perencanaan pondasi type III	205
4.7 Nilai f_s untuk perencanaan pondasi type III	206
4.8 Tabel Pelat Stiglat-Wippel	212

4.7 Rencana Pondasi Telapak Setempat (Tipe II)	189
4.8 Rencana pondasi telapak (Tipe III).....	198
4.9 Gambar pondasi telapak (type III).....	201
4.10 Rencana Pondasi Gabungan (Tipe III).....	203
4.11 Penempatan pondasi strauss (tipe I)	213
4.12 Momen arah x akibat reaksi tiang bor (tipe I)	213
4.13 Momen arah y akibat reaksi tiang bor (tipe I)	214
4.14 Gambar geser pons (type I).....	222
4.15 Penempatan pondasi stratus (tipe II)	233
4.16 Momen arah x akibat reaksi tiang bor (Tipe II)	233
4.17 Momen arah y akibat reaksi tiang bor (Tipe II)	234
4.18 Gambar geser pons (type II).....	242
4.19 Penempatan pondasi stratus (tipe III)	253
4.20 Momen arah x akibat reaksi tiang bor (Tipe III).....	253
4.21 Momen arah y akibat reaksi tiang bor (Tipe III).....	254
4.22 Gambar geser pons (type III).....	262

DAFTAR GAMBAR

2.1 Pondasi Langsung / Dangkal	8
2.2 Pondasi Tidak Langsung	9
2.3 Pondasi Telapak Sebar dan Pondasi Telapak Bertingkat	9
2.4 Jenis-jenis Pondasi Telapak	11
2.5 Bentuk Keruntuhan Dan Analisa Kapasitas Dukung.....	12
2.6 Hubungan ϕ , N_c' ; N_q' ; $N\gamma'$	14
2.10Skema Jarak Antar Tiang	19
2.11Skema Kontribusi Daya Dukung Tiang	20
2.13Skema Pondasi Tiang Kelompok	21
2.14Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Sondir	26
4.1 Klasifikasi Tanah Didasarkan Pada Hasil Sondir.....	168
4.2 Rencana Pondasi Telapak Setempat (Tipe I)	170
4.3 Gambar pondasi telapak	173
4.4 Gambar Rencana Pondasi Gabungan (Tipe I)	175
4.5 Rencana pondasi stratus (tipe II).....	184
4.6 Gambar pondasi telapak (type II).....	187

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, JE. 1992. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- DPU. SNI 03-1726-2002. *Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktural Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- DPU.SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Hardiyatmo,H.C. 2002. *Teknik Pondasi 1*. Beta Offset:Yogyakarta.
- Hardiyatmo,H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Beta Offset:Yogyakarta.
- Leonards. 1962. *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- Peck, R.B., W.E. Hanson., T.H. Thornburn. 1966. *Teknik Fondasi*. Gadjah Mada University: Yogyakarta.
- Sardjono.H.S. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Stiglat,K. dan Wippel, H. 1989. *Pelat Edisi 3*. Erlangga: Jakarta.
- Tomlinson.M.J. 1977.*Pile Design and Construction Pile*. Viewpoint Publications: London.
- Wesley, LD. 1977. *Mekanika Tanah*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*.

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 Apartemen Riverside di Malang :

1. Tanah padat mulai dari kedalaman 3,40 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 Apartemen Riverside Malang”**,

1.2 Identifikasi Masalah

Pembangunan pondasi gabungan antara Telapak Setempat dan Strauss dengan kedalaman 3,40 meter pada gedung apartement Riverside Malang ini mempunyai luas $\pm 1950 \text{ m}^2$ terdiri dari 3 lantai, dan memiliki 24 ruang tempat tinggal, memiliki luas ruangan yang berbeda di setiap ruangnya.

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 Fakultas Teknik Universitas Negeri 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 data Sondir di lapangan, permukaan tanah hingga kedalaman 1.40 meter mulai memasuki tanah keras, namun nilai kepadatan masih belum stabil. Hingga pada kedalaman 3,40 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 skripsi ini dicoba perencanaan dengan menggunakan pondasi gabungan antara Pondasi Telapak dengan Pondasi Strauss.

1.3. Rumusan masalah

Berdasarkan identifikasi masalah diatas maka diambil rumusan masalah sebagai berikut:

1. Berapa daya dukung dan penurunan yang terjadi dari pondasi gabungan Telapak Setempat dan Strauss?
2. Bagaimana penulangan pondasi gabungan Telapak Setempat dan Strauss?

1.4. Maksud dan Tujuan.

Maksud dari skripsi ini adalah untuk memberikan alternatif perencanaan pondasi telapak setempat dan pondasi strauss pada bangunan Apartement Riverside Malang.

Sedangkan tujuannya adalah:

1. Untuk mengetahui daya dukung dan penurunan dari pondasi gabungan.
2. Untuk mengetahui bentuk penulangan dari pondasi tersebut.

1.5. Lingkup Pembahasan

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

1. Perhitungan daya dukung dan penurunan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan pondasi strauss.
2. Perhitungan penulangan pondasi gabungan antara pondasi telapak setempat dengan 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 Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung Standar)
- c) SNI-03-1726-2002 (Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung)
- d) Analisa Statika Menggunakan Program Bantu Komputer (STAAD Pro)

BAB II

DASAR TEORI

2.1. Pengertian Pondasi

Pondasi menurut disiplin ilmu Teknik Sipil adalah suatu bagian struktur bawah 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, harus diketahui besarnya kapasitas daya dukung tanah tersebut serta sifat dan karakteristik tanah jika di bebani.

b. Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

Daya dukung ultimit adalah beban maksimum 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.

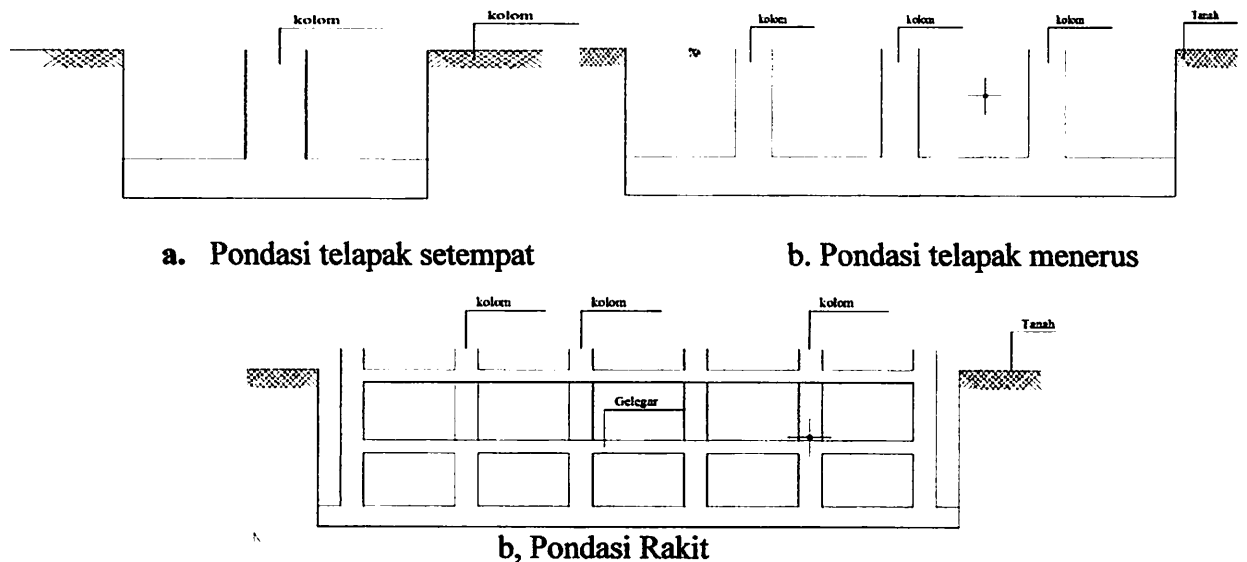
Selain itu, suatu pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan deformasi, seperti : *(Bowles,JE;1983:6)*

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 dangkal

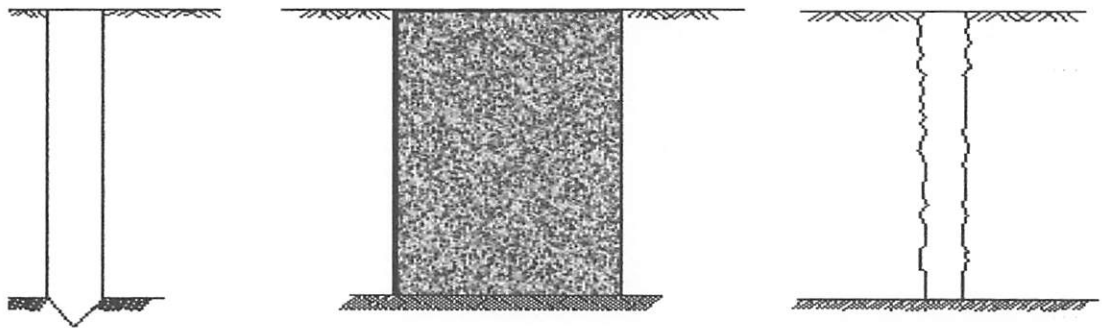
Pondasi dangkal merupakan pondasi dimana bagian dasar pondasi menumpang langsung pada lapisan tanah yang dianggap kuat menahannya. Menurut Terzaghi, istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mana perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B) lebih kecil 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 menerus (lajur) dan pondasi rakit.



Gambar 2.1 : Pondasi Dangkal

2.4. Pondasi dalam

Pondasi dalam, merupakan pondasi dimana letak tanah keras sebagai landasan pondasi, misalnya sampai di atas 3 meter, sehingga tidak memungkinkan dibuat pondasi dangkal. 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 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, 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

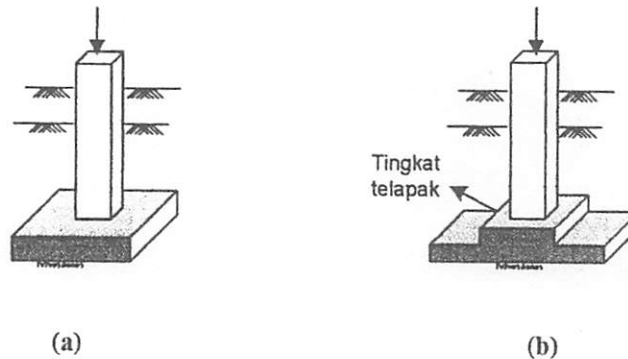
Berdasarkan bentuk dan fungsinya, pondasi telapak dapat dibedakan menjadi dua, yaitu :

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

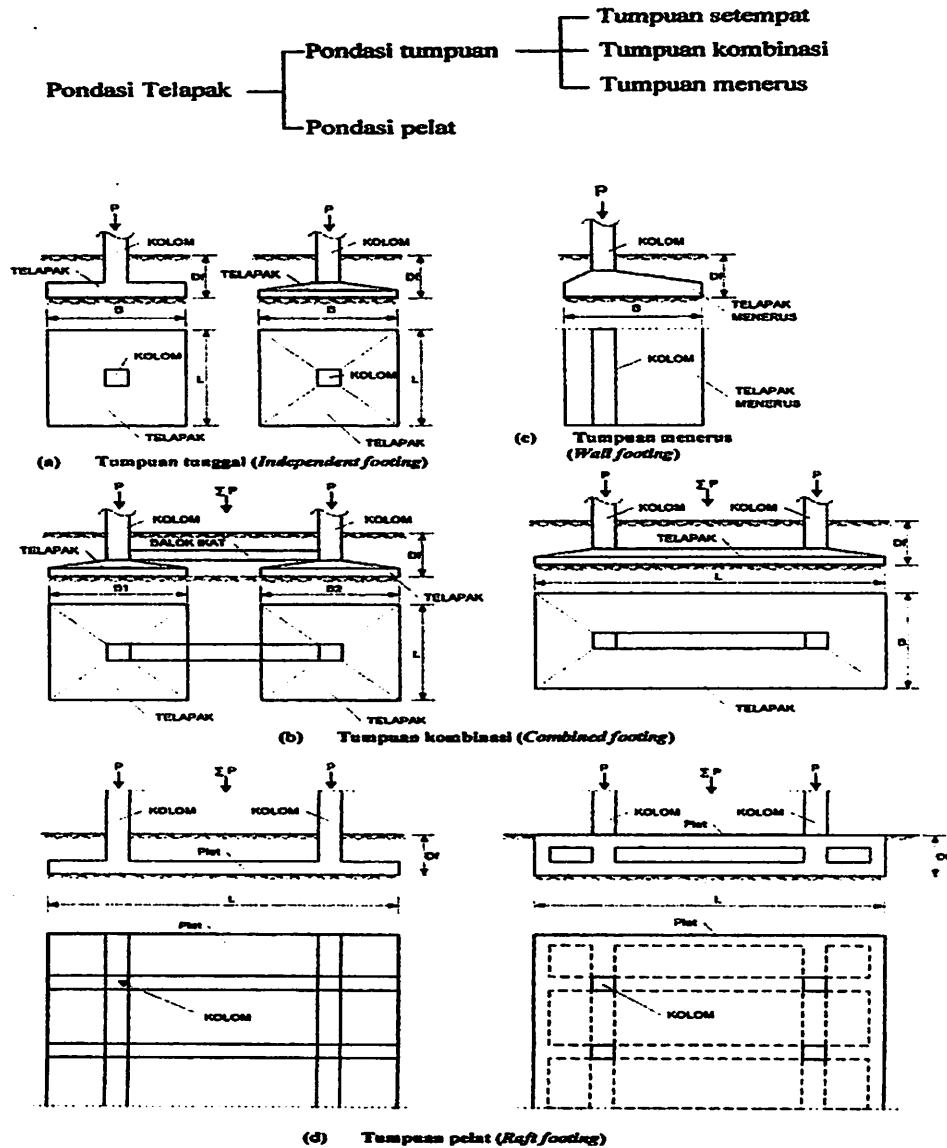


Gambar 2.3 (a) Pondasi Telapak Sebar (b) Pondasi Telapak Beringkat

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 :



Gambar 2.4 Jenis-jenis Pondasi Telapak

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) :

$$q_u = \frac{P_u}{A}$$

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 : $q_u = 1,3 c.N_c + P_o . N_q + 0,4 . B . \gamma N_\gamma$

Lingkaran : $q_u = 1,3 c.N_c + P_o . N_q + 0,3 . B . \gamma N_\gamma$

Persegi Panjang : $q_u = c.N_c (1+0,3 B/L) + P_o . N_q + 0,5 . B . \gamma N_\gamma (1-0,2 B/L)$

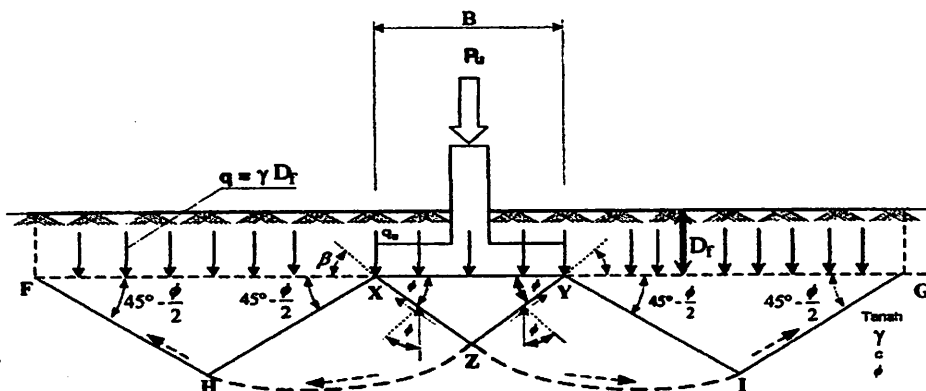
Dimana : q_u = daya dukung ultimate untuk pondasi memanjang (kg/cm^2)

c = kohesi (kg/cm^2)

D_f = kedalaman pondasi (cm)

γ = berat volume tanah (kg/cm^2)

$D_f . \gamma = P_o$ = tekanan *overburden* pada dasar pondasi (kg/cm^3)



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* keruntuhan hampir sama dengan keruntuhan geser umum, namun bidang runtuh yang terbentuk tidak sampai mencapai permukaan tanah. Jadi, bidang runtuh yang kontinu 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 :

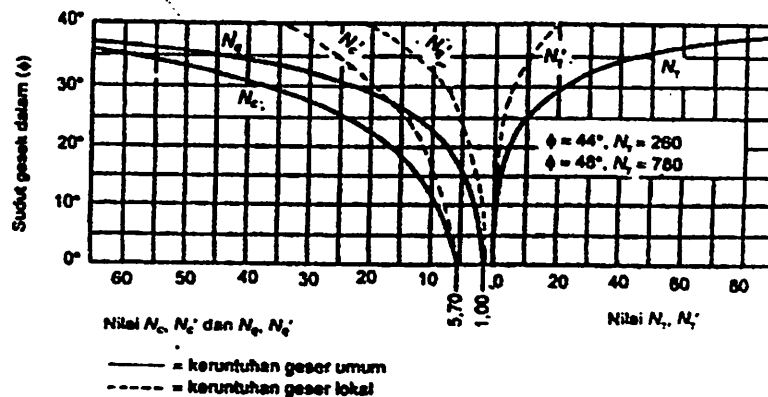
$$c = 2/3 c'$$

$$\tan \phi' = 2/3 \tan \phi$$

dimana : c' = kohesi tanah pada "local shear failure" (kg/cm^2)

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 ϕ , N_c' ; N_q' ; N_γ' (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°	5,6	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°	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25°	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30°	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34°	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35°	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40°	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8
45°	172,3	173,3	297,5	51,2	35,1	37,7
48°	258,3	287,9	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. Perhitungan Penurunan Pondasi Telapak

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

1. Penurunan Segera (*immediate settlement*)

Adalah penurunan yang dihasilkan oleh distorsi masa 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. Perhitungan penurunan segera umumnya berdasarkan pada penurunan yang

diturunkan dari teori elastis. Besarnya penurunan dirumuskan sebagai berikut
(Hardiyatmo, H.C., I, 2011, 277)

$$s_i = \frac{q \cdot B}{E} x (1 - \mu^2) x I_p$$

Dimana: S_i = penurunan segera

B = lebar pondasi

q = tekanan pada dasar pondasi

E = modulus elastis

μ = angka poisson

I_p = faktor pengaruh

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.

2.6.1 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 $N = \frac{qc}{4}$ (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

Ap = Luas penampang dasar tiang (m²)

N = Nilai N SPT rata-rata sepanjang tiang

As = Luas selimut tiang (m²)

- Daya dukung ijin (Qa)

$$Qa = \frac{Qu}{SF}$$

Dimana : Qa = Daya dukung ijin tiang (ton)

Qu = 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 $K = m.n$.

$$\eta = \frac{\text{Daya dukung kelompok tiang}}{\text{Jumlah tiang} \times \text{Daya dukung tiang tunggal}} = \frac{Q_{\text{tiang}}}{n \times Q_{1\text{tiang}}}$$

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

$$Q_{\text{tiang}} = \eta.n.Q_{1\text{tiang}}$$

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

Dimana :

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

$Q_{1\text{tiang}}$ = daya dukung yang diijinkan untuk tiang tunggal

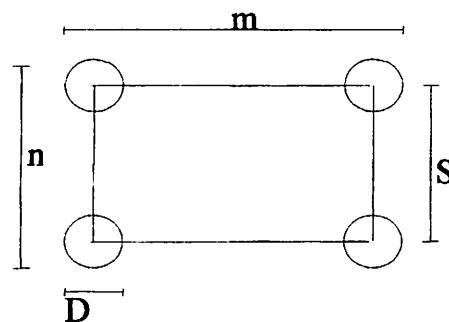
n = jumlah tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

Untuk menghitung daya dukung kelompok digunakan perhitungan seperti :

a) Jarak antara tiang dalam kelompok

syarat jarak tiang :



Gambar 2.7 : Skema Jarak Antar Tiang

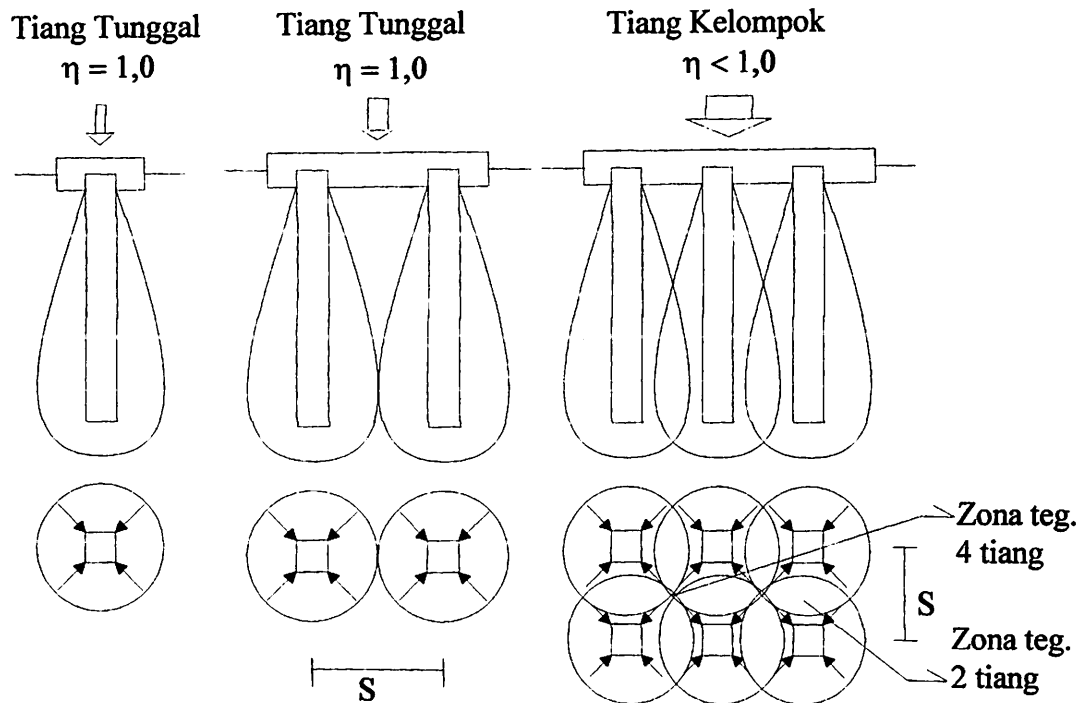
Kontribusi daya dukung tiang yang dihasilkan dari lekatan atau friksi kulit tiang dengan tanah di sekeliling tiang (lihat sketsa).

Dimana : m = jumlah baris tiang

n = jumlah tiang dalam baris

D = diameter tiang (cm)

S = jarak antara as ke as tiang (cm)



Gambar 2.8 : 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

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

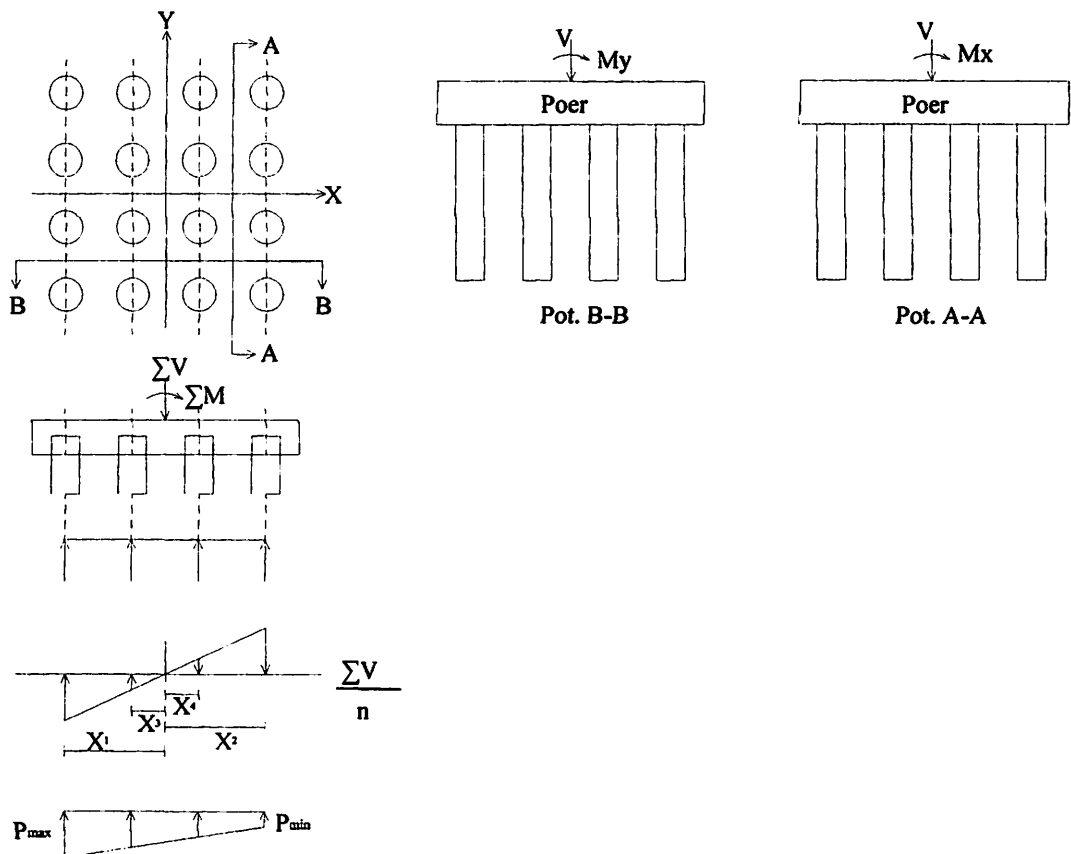
Dimana : m = jumlah baris tiang arah x

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 2.9 : Skema Pondasi Tiang Kelompok

Rumus :

$$P_{\max} = \frac{P_{\text{total}}}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$$

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 :

1. Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
2. Berat tegel per cm tebal = 24 kg/m^2
3. Berat plafon + rangka penggantung = $(11+7) = 18 \text{ kg/m}^2$
4. Berat isi pasangan bata merah = 1700 kg/m^3
5. Berat isi beton = 2400 kg/m^3

- **Beban Hidup**

Semua beban yang terjadi akibat pemakaian dan penghunian suatu gedung, termasuk beban-beban pada lantai yang berasal dari barang- barang yang dapat berpindah pindah.

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

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

$$V = \frac{c_{t,l}}{R} \cdot W_t$$

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 Ekivalen (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

Pada Perencanaan Pondasi gabungan telapak setempat dan strauss Pembangunan Gedung Apartement river side ini hanya dilakukan tes sondir saja untuk mendapatkan daya dukung tanah. Untuk nilai parameter tanah (γ, Ø, c) dan



jenis tanah, digunakan beberapa rumus pendekatan untuk mengkonversinya.

Rumus-rumus yang digunakan :

1. Konversi nilai q_c ke nilai SPT Meyerhoff (1965)

$$q_c = 4N \text{ untuk tanah kohesif}$$

$$q_c = 3N \text{ untuk tanah non kohesif}$$

dimana : N = nilai SPT tanah (γ , \emptyset , c) (Suyono S, 2000, halaman 58)

Sudut geser (\emptyset) (untuk tanah berbutir kasar)

- $\emptyset = \sqrt{20N} + 15$ Oshaki
- $\emptyset = \sqrt{12N} + 25$ Dunham
- $\emptyset = \sqrt{12N} + 20$ Meyerhoff
- $\emptyset = \sqrt{12N} + 15$ Peck

Konversi ke dalam nilai c = kohesi tanah (kg/cm^2) berdasarkan rumus : (untuk tanah berbutir halus)

$$c = \frac{q_c}{10}$$

Dimana : q_c = penetrasi konus (kg/cm^2)

N = jumlah pukulan (*pukulan/feet*)

c = kohesi tanah (kg/cm^2)

1. Analisa lapisan tanah
2. Nilai γ = Berat volume tanah (kg/cm^3)
3. Menentukan jenis tabel

Dengan menggunakan grafik hubungan antara q_c dengan Fr pada bagan klasifikasi tanah, kita dapat mengetahui jenis tanah

BAB III
ANALISIS PEMBEBANAN DAN STATIKA

3.1. Data Perencanaan Pondasi Sumuran

3.1.1. Spesifikasi Umum

- | | |
|----------------------------------|--|
| a. Fungsi Bangunan | = Gedung Apartement |
| b. Kuat Tekan Beton(f_c') | = 30 Mpa |
| c. Tegangan Leleh Tulangan Pokok | = 400 Mpa |
| d. Tegangan Leleh Tulangan Bagi | = 240 Mpa |
| e. Struktur Lantai | = Plat Beton Bertulang |
| f. Struktur bawah | = Pondasi gabungan
telapak setempat dan strauss |
| g. Jumlah Lantai | = 6 Lantai |
| h. Bentang Memanjang | = 29 m |
| i. Bentang Melintang | = 27 m |
| j. Data Tanah | = Uji Sondir |
| k. Zona Gempa | = 4 (Malang) |
| l. Atap | = Dak Beton |
| m. 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 1

983 diambil sebagai berikut:

- Beton = 2400 kg/m³
- Keramik Per cm tebal = 24 kg/ m²
- Spesi Per cm tebal = 21 kg/ m²
- Langit –langit = 11 kg/ m²
- Dinding ½ batu per cm tebal = 250 kg/m²
- Penggantung = 7 kg/m²
- Pasir = 1600 kg/m³

Dimensi balok dan kolom

a. Balok

- B1,B2,G4,G7,G19,G20 = 20/40
- B3,B4,G1,G2,G10,G12,G21,G28 = 25/60
- G3,G6,G8,G13,G14,G15,G17,G22,G23,G24,G26,G27,G29 = 25/50
- G5 = 20/50
- G20 = 20/40

b. Kolom

- Lantai 1-4
 - K1 = 30 cm x 60 cm
 - K2 = 40 cm x 50 cm
- Lantai 5-Atap
 - K1 = 30 cm x 50 cm
 - K2 = 40 cm x 40 cm

3.2. Perhitungan Plat Lantai

3.2.1. Perhitungan Beban Atap (Dak Beton)

$$\text{Tebal} = 120 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

Baban Mati (qd)

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

$$\text{- Berat plafond + penggantung} = 11+7 = 18 \text{ Kg/m}^2 +$$

$$\text{qd} = 306 \text{ Kg/m}^2$$

Baban Hidup (ql)

$$\text{- Beban orang} = 100 \text{ Kg/m}^2$$

3.2.2. Pembebanan plat lantai 2,3,4,5,6

$$\text{Tebal} = 120 \text{ mm} = 0,12 \text{ m}$$

Beban Mati (qd)

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

$$\text{- Berat plafond + penggantung} = 11+7 = 18 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{- Berat spesi} = 3 \text{ cm} \times 21 = 63 \text{ Kg/m}^2$$

- Berat tegel = 1 cm x 24kg = 24 Kg/m²

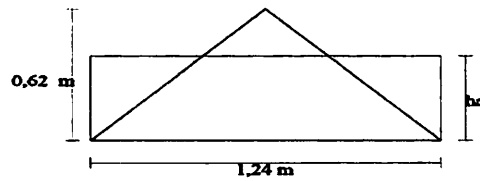
qd= 393 Kg/m²

Baban Hidup (ql)

- Beban orang (ql) = 250 Kg/m²

3.2.3. Perataan Beban Plat Lantai

a) Perataan Tipe A



$$\begin{aligned}RA &= (L \text{ segitiga}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 1,24 \times 0,62\right) \times \frac{1}{2} \\ &= 0,192\end{aligned}$$

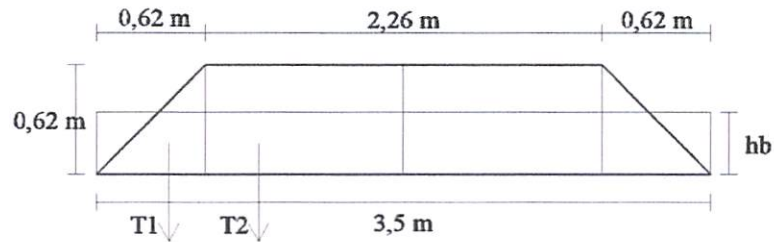
$$\begin{aligned}T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 0,62 \times 0,62 \\ &= 0,192\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 0,62 \\ &= 0,192 \times \left(\frac{1}{2} \times 1,24\right) - 0,192 \times \frac{1}{3} \times 0,62 \\ &= 0,08\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\max} &= \frac{1}{8} \times h_a \times L^2 \\ 0,08 &= \frac{1}{8} \times h_a \times 1,24^2\end{aligned}$$

$$h_a = 0,42 \text{ m}$$

b) Perataan Tipe B



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \cdot 0,5$$

$$= \left(\frac{2,26 + 3,5}{2} \times 0,62 \right) \times 0,5 = 0,89 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T_2 = 1,13 \times 0,62 = 0,7 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 0,62 + 1,13 \right) - T_2 \times 1,13$$

$$= 0,89 \times 0,5 \times 3,5 - 0,19 \times \left(\frac{1}{3} \times 0,62 + 1,13 \right) - 0,7 \times 1,13$$

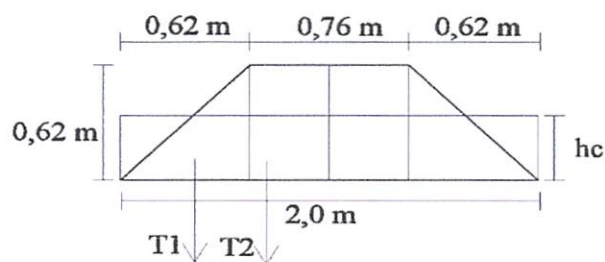
$$= 0,51 \text{ m}$$

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

$$0,51 = \frac{1}{8} \times hb \times 3,5^2$$

$$hb = \mathbf{0.34 \text{ m}}$$

c) Perataan Tipe C



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \cdot 0,5$$

$$= \left(\frac{0,76+2}{2} \times 0,62 \right) \times 0,5 = 0,43 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,38 \times 0,62 = 0,24 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 0,62 + 0,38 \right) - T_2 \times 0,38$$

$$= 0,43 \times 0,5 \times 2 - 0,19 \times \left(\frac{1}{3} \times 0,62 + 0,38 \right) - 0,24 \times 0,38$$

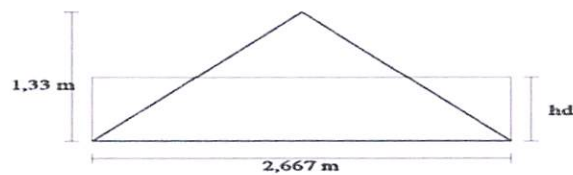
$$= 0,23 \text{ m}$$

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

$$0,23 = \frac{1}{8} \times hc \times 2^2$$

$$hc = \mathbf{0.45 \text{ m}}$$

d) Perataan Tipe D



$$RA = (L \text{ segitiga}) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 2,667 \times 1,33 \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= 0,887$$

$$T1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

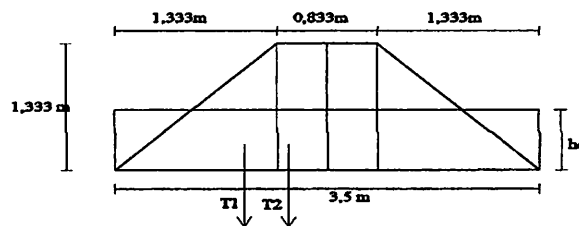
$$= \frac{1}{2} \times 1,33 \times 1,33$$

$$= 0,884$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
 &= 0,887 \times (1/2 \times 2,667) - 0,884 \times 1/3 \times 1,33 \\
 &= 0,79
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times h_d \times L^2 \\
 0,79 &= 1/8 \times h_d \times 2,667^2 \\
 H_d &= 0,88 \text{ m}
 \end{aligned}$$

e) Perataan Tipe E



$$\begin{aligned}
 R_A &= L \cdot \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= \left(\frac{0,83 + 3,5}{2} \times 1,33 \right) \times 0,5 = 1,44 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,89 \text{ m}$$

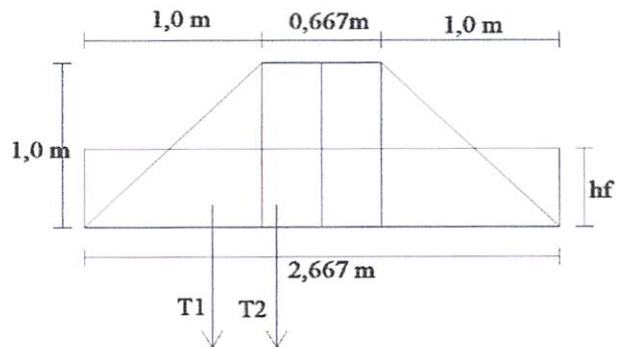
$$T_2 = 0,42 \times 1,33 = 0,56 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 1,33 + 0,42 \right) - T_2 \times 0,42 \\
 &= 1,44 \times 0,5 \times 3,5 - 0,89 \times \left(\frac{1}{3} \times 1,33 + 0,42 \right) - 0,56 \times 0,42 \\
 &= 1,53 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times h_e \times L^2 \\
 1,53 &= 1/8 \times h_e \times 3,5^2
 \end{aligned}$$

$$h_e = 1 \text{ m}$$

f) Perataan Tipe F



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left(\frac{0,67 + 2,67}{2} \times 1 \right) \times 0,5 = 0,84 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1 \times 1 = 0,5 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,34 \times 1 = 0,34 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 1 + 0,34 \right) - T_2 \times 0,34$$

$$= 0,84 \times 0,5 \times 2,67 - 0,5 \times \left(\frac{1}{3} \times 1 + 0,34 \right) - 0,34 \times 0,34$$

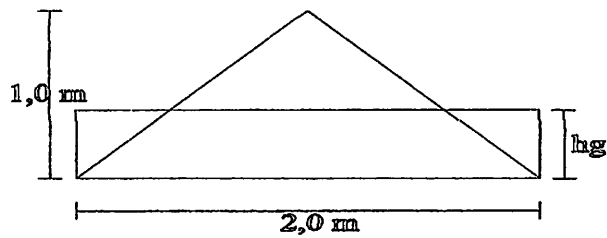
$$= 0,67 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hf \times L^2$$

$$0,67 = \frac{1}{8} \times hf \times 2,67^2$$

$$hf = \mathbf{0,75 \text{ m}}$$

g) Perataan Beban Tipe G



$$\begin{aligned}RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 2 \times 1\right) \times \frac{1}{2} \\ &= 0,5\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 1 \times 1 \\ &= 0,5\end{aligned}$$

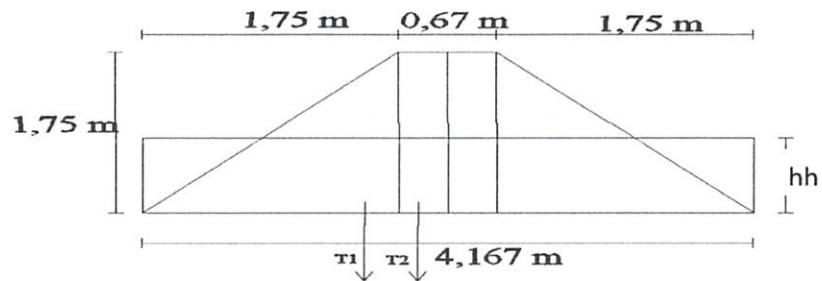
$$\begin{aligned}M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\ &= 0,5 \times \left(\frac{1}{2} \times 2\right) - 0,5 \times \frac{1}{3} \times 1 \\ &= 0,333\end{aligned}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times hg \times L^2$$

$$0,333 = \frac{1}{8} \times hg \times 2^2$$

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

h) Perataan Tipe H



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left(\frac{0,67 + 4,17}{2} \times 1,75 \right) \times 0,5 = 2,12 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1,75 \times 1,75 = 1,53 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,34 \times 1,75 = 0,59 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 1,75 + 0,34 \right) - T_2 \times 0,34$$

$$= 2,12 \times 0,5 \times 4,167 - 0,5 \times \left(\frac{1}{3} \times 1,75 + 0,34 \right) - 0,59 \times 0,34$$

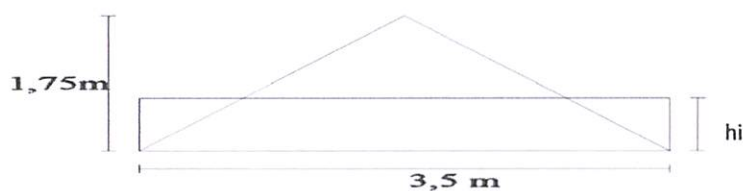
$$= 2,81 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hj \times L^2$$

$$2,81 = \frac{1}{8} \times hj \times 4,17^2$$

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

i) Perataan Beban Tipe I



$$R_A = (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2}$$

$$=(1/2 \times L \times h) \times 1/2$$

$$=(1/2 \times 3,5 \times 1,75) \times 1/2$$

$$= 1,53$$

$$T1 = 1/2 \times L \times h$$

$$= 1/2 \times 1,75 \times 1,75$$

$$= 1,53$$

$$M_{max} = RA \times 1/2L - T1 \times 1/3 \times 1,75$$

$$= 1,53 \times (1/2 \times 3,5) - 1,53 \times 1/3 \times 1,75$$

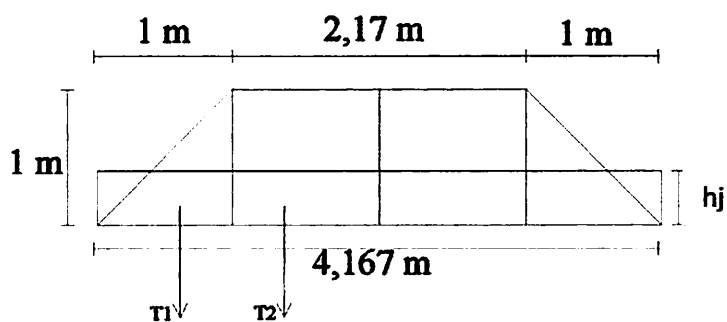
$$= 1,785$$

$$M_{max} = 1/8 \times h_i \times L^2$$

$$1,785 = 1/8 \times h_i \times 3,5^2$$

$$H_i = 1,66 \text{ m}$$

j) Perataan Beban Tipe J



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left(\frac{2,17+4,167}{2} \times 1 \right) \times 0,5 = 1,59 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 1 \times 1 = 0,5 \text{ m}$$

$$T_2 = 1,09 \times 1 = 1,09 \text{ m}$$

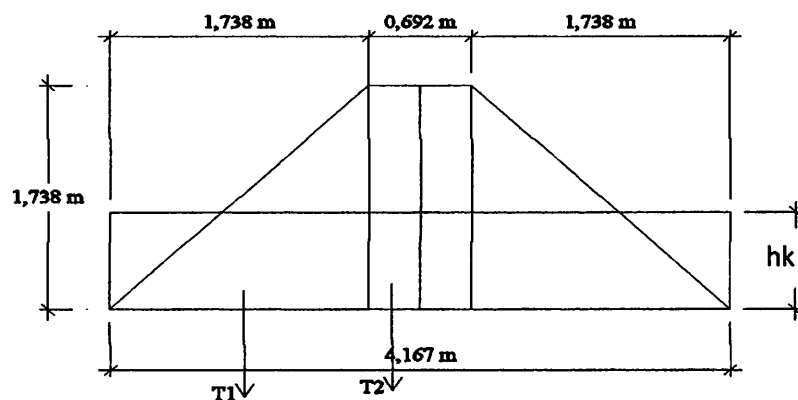
$$\begin{aligned} M_{\max} &= R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 1 + 1,09\right) - T_2 \times 1,09 \\ &= 1,59 \times 0,5 \times 4,167 - 0,5 \times \left(\frac{1}{3} \times 1 + 1,09\right) - 1,09 \times 1,09 \\ &= 1,42 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times hl \times L^2$$

$$1,42 = \frac{1}{8} \times hl \times 4,167^2$$

$$hj = 0,65 \text{ m}$$

k) Perataan Beban Tipe K



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left(\frac{0,69 + 4,167}{2} \times 1,74\right) \times 0,5 = 2,11 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,74 \times 1,74 = 1,51 \text{ m}$$

$$T2 = 0,35 \times 1,74 = 0,6 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 1,74 + 0,35\right) - T2 \times 0,35$$

$$= 2,11 \times 0,5 \times 4,167 - 1,51 \times \left(\frac{1}{3} \times 1,74 + 0,35\right) -$$

$$0,6 \times 0,35$$

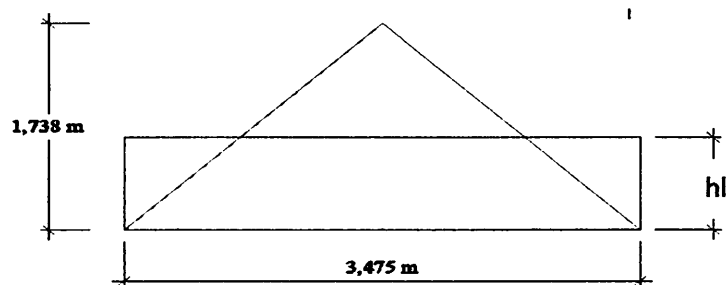
$$= 2,8 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_r \times L^2$$

$$2,8 = 1/8 \times h_r \times 4,1672$$

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

l) Perataan Beban Tipe L



$$R_A = (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2}$$

$$= (1/2 \times L \times h) \times \frac{1}{2}$$

$$= (1/2 \times 3,475 \times 1,738) \times \frac{1}{2}$$

$$= 1,51$$

$$T_1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 1,738 \times 1,738$$

$$= 1,51$$

$$M_{\max} = R_A \times \frac{1}{2}L - T_1 \times \frac{1}{3} \times 1,75$$

$$= 1,51 \times (1/2 \times 3,475) - 1,51 \times 1/3 \times 1,738$$

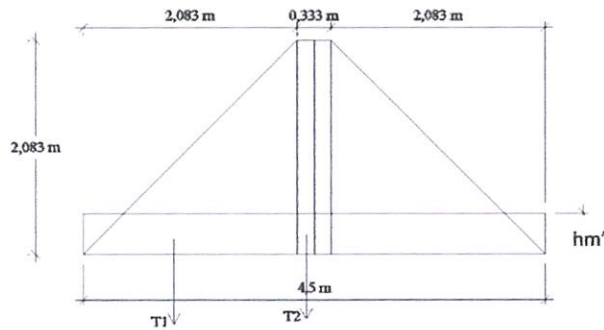
$$= 1,749$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_l \times L^2$$

$$1,749 = 1/8 \times h_l \times 3,475^2$$

$$h_l = 1,18 \text{ m}$$

m) Perataan Beban Tipe M



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= \left(\frac{0,33+4,5}{2} \times 2,08 \right) \times 0,5 = 2,51 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T_2 = 0,17 \times 2,08 = 0,34 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left(\frac{1}{3} \times 2,08 + 0,17 \right) - T_2 \times 0,17$$

$$= 2,51 \times 0,5 \times 4,5 - 2,16 \times \left(\frac{1}{3} \times 2,08 + 0,17 \right) - 0,34 \times 0,17$$

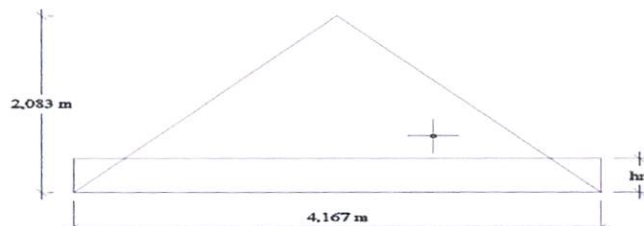
$$= 3,74 \text{ m}$$

$$M_{\max} = \frac{1}{8} \times h_o \times L^2$$

$$3,74 = \frac{1}{8} \times h_o \times 4,5^2$$

$$h_m = 1,48 \text{ m}$$

n) Perataan Beban Tipe N



$$R_A = (L \text{ segitiga}) \times \frac{1}{2}$$

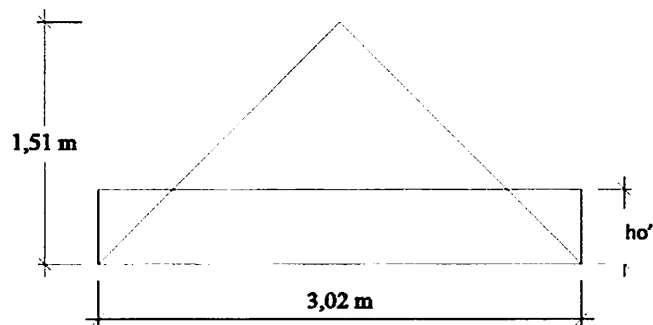
$$\begin{aligned}
 &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times 4,167 \times 2,083) \times 1/2 \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= 1/2 \times L \times h \\
 &= 1/2 \times 2,083 \times 2,083 \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times 1/2L - T1 \times 1/3 \times 2,083 \\
 &= 2,17 \times (1/2 \times 4,167) - 2,17 \times 1/3 \times 2,083 \\
 &= 3,01
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times h_n \times L^2 \\
 3,01 &= 1/8 \times h_n \times 4,167^2 \\
 H_n &= 1,39 \text{ m}
 \end{aligned}$$

o) Perataan Beban Tipe O



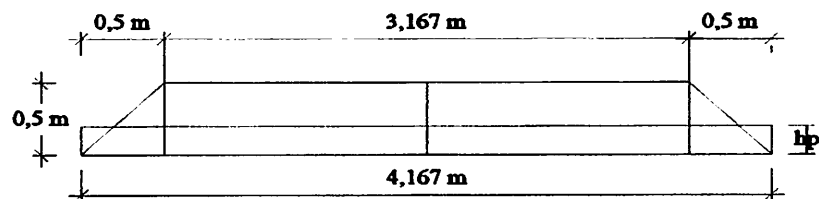
$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times 3,02 \times 1,51) \times 1/2 \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,51 \times 1,51 \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,51 \\
 &= 1,14 \times (\frac{1}{2} \times 3,02) - 1,14 \times \frac{1}{3} \times 1,51 \\
 &= 1,148
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{1}{8} \times h_o \times L^2 \\
 1,148 &= \frac{1}{8} \times h_o \times 3,02^2 \\
 H_o &= 1 \text{ m}
 \end{aligned}$$

p) Perataan Beban Tipe P



$$\begin{aligned}
 RA &= L \cdot \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= ((3,17 + 4,167) / 2 \times 0,5) \times 0,5 = 0,92 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,5 \times 0,5 = 0,13 \text{ m}$$

$$T2 = 1,59 \times 0,5 = 0,79 \text{ m}$$

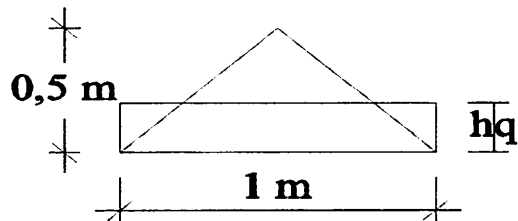
$$\begin{aligned}
 M_{max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (\frac{1}{3} \times 0,5 + 0,1,59) - T2 \times 1,59 \\
 &= 0,92 \times 0,5 \times 4,167 - 0,13 \times (\frac{1}{3} \times 0,5 + 1,59) - \\
 &\quad 0,79 \times 1,59 \\
 &= 0,44 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$M_{max} = \frac{1}{8} \times h_p \times L^2$$

$$0,44 = 1/8 \times hp \times 4,167^2$$

$$hp = 0,2m$$

q) Perataan Beban Tipe Q



$$RA = (L \text{ segitiga}) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 1 \times 0,5 \right) \times \frac{1}{2}$$

$$= 0,125$$

$$T1 = \frac{1}{2} \times L \times h$$

$$= \frac{1}{2} \times 0,5 \times 0,5$$

$$= 0,125$$

$$M_{max} = RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 0,5$$

$$= 0,125 \times \left(\frac{1}{2} \times 1 \right) - 0,125 \times \frac{1}{3} \times 0,5$$

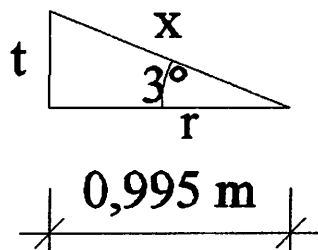
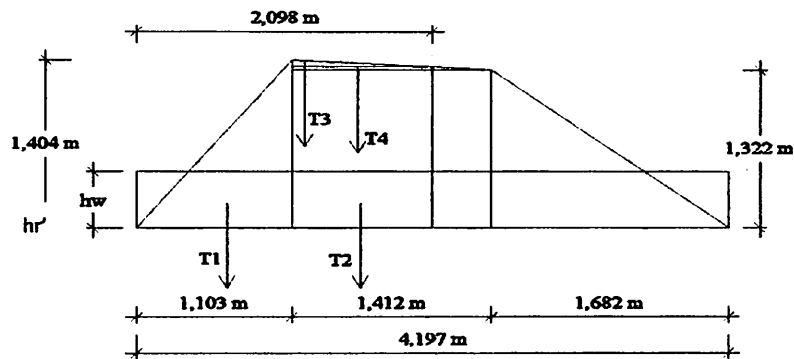
$$= 0,04$$

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

$$0,04 = \frac{1}{8} \times hq \times 1^2$$

$$Hq = 0,32 \text{ m}$$

r) Perataan Beban Tipe R



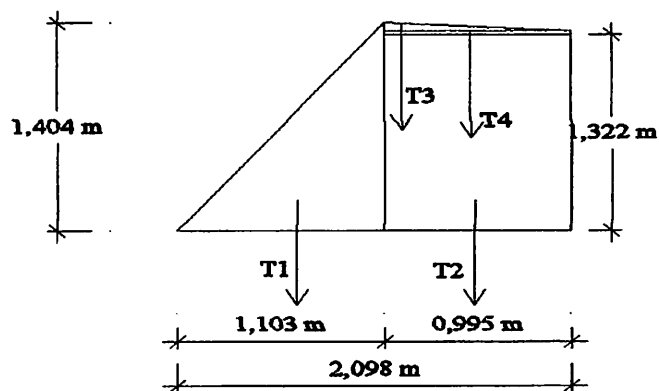
$$\cos 10^0 = r/x$$

$$0,9848 = 0,571 / x$$

$$X = 0,5798$$

$$T = \sqrt{x^2 - r^2}$$

$$= 0,1007$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,103 \times 1,404 = 0,7743$$

$$T2 = 0,995 \times 1,322 = 1,3154$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,995 \times 0,052 = 0,0259$$

$$T4 = 0,995 \times 0,030 = 0,030$$

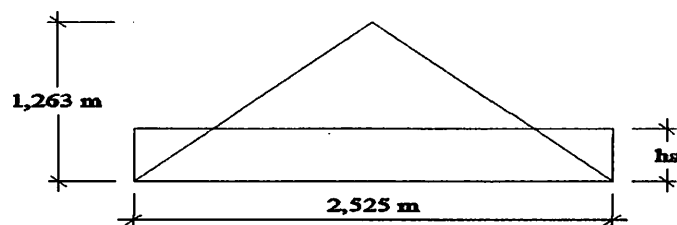
$$Ra = 0,7743 + 1,3154 + 0,0259 + 0,030 = 2,1453$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max I} &= 1/8 \times hw \times L^2 \\
 &= 1/8 \times hw \times 4,197^2 \\
 &= 2,2019 \text{ hw}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_a \times 2,099) - (T_1 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (T_2 \times (1/2 \times 0,995)) - (T_3 \times (2/3 \times 0,995)) - (T_4 \times 1/2 \times 0,995) \\
 &= (2,1453 \times 2,099) - (0,7743 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (1,3154 \times (1/2 \times 0,995)) - (0,0259 \times (2/3 \times 0,995)) - (0,030 \times 1/2 \times 0,995) \\
 &= 2,396
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max I} &= M_{\max II} \\
 2,2019 \text{ hr} &= 2,396 \\
 \text{hr} &= 1,088 \text{ m}
 \end{aligned}$$

s) Perataan Beban Tipe S



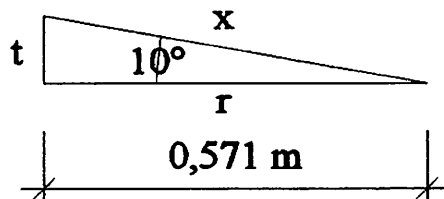
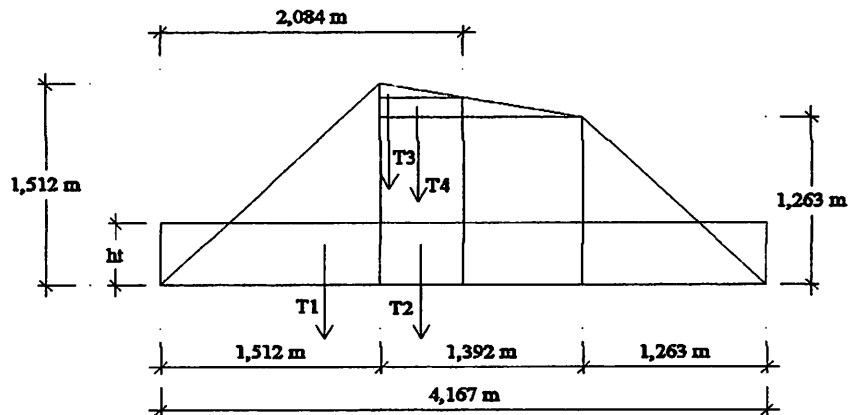
$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times 2,525 \times 1,263) \times 1/2 \\
 &= 0,797
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,263 \times 1,263 \\
 &= 0,798
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,797 \times (\frac{1}{2} \times 2,525) - 0,798 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,67
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{1}{8} \times h_s \times L^2 \\
 0,67 &= \frac{1}{8} \times h_s \times 2,525^2 \\
 H_s &= 0,841 \text{ m}
 \end{aligned}$$

t) Perataan Beban Tipe t



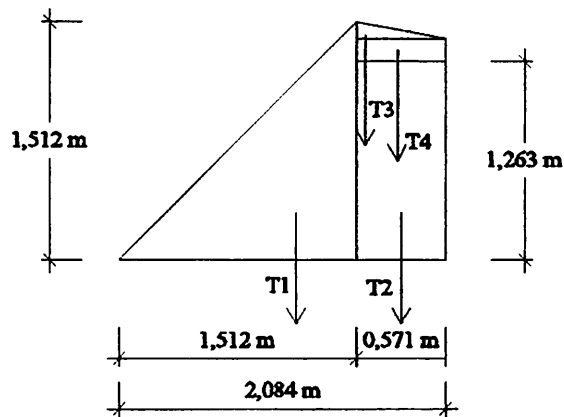
$$\cos 10^\circ = r/x$$

$$0,9848 = 0,571 / x$$

$$X = 0,5798$$

$$t = \sqrt{x^2 - r^2}$$

$$= 0,1007$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,512 \times 1,512 = 1,1431$$

$$T2 = 0,571 \times 1,263 = 0,7212$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,571 \times 0,101 = 0,0287$$

$$T4 = 0,571 \times 0,148 = 0,085$$

$$Ra = 1,143 + 0,7212 + 0,0287 + 0,0847 = 1,9777$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= \frac{1}{8} \times ht \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times ht \times 4,167^2 \\ &= 2,1705 \text{ ht} \end{aligned}$$

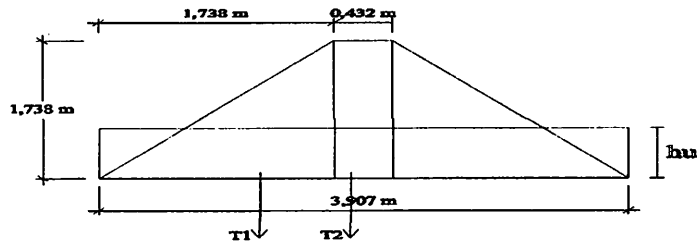
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,084) - (T1 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times \\ &0,571)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,571)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,571) \\ &= (1,9777 \times 2084) - (1,1431 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512)) - (0,7212 \times \\ &(\frac{1}{2} \times 0,571)) - (0,0287 (\frac{2}{3} \times 0,571)) - (0,085 \times \frac{1}{2} \times 0,571) \\ &= 2,356 \end{aligned}$$

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

$$2,1705 \text{ ht} = 2,356$$

$$ht = 1,0855 \text{ m}$$

u) Perataan Beban Tipe U



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((0,43 + 3,91) / 2 \times 1,74) \times 0,5 = 1,81 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,74 \times 1,74 = 1,51 \text{ m}$$

$$T2 = 0,22 \times 1,74 = 0,87 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,74 + 0,22) - T2 \times 0,22$$

$$= 1,81 \times 0,5 \times 3,91 - 1,51 \times (1/3 \times 1,74 + 0,22) - 0,87 \times 0,22$$

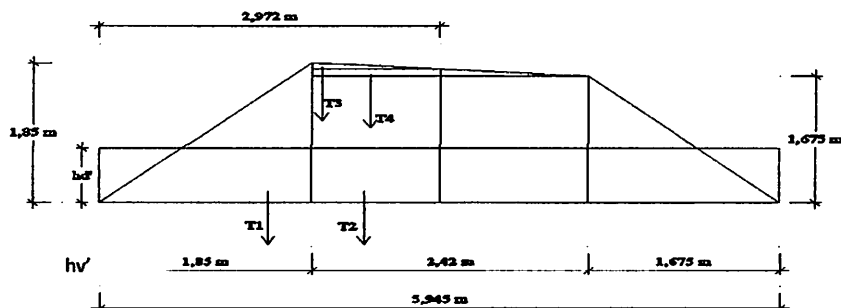
$$= 2,4 \text{ m}$$

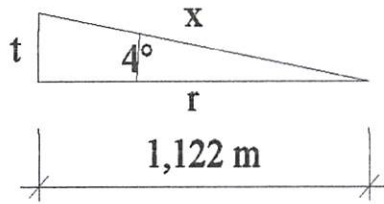
$$M_{\max} = 1/8 \times hu \times L^2$$

$$2,4 = 1/8 \times hu \times 3,91^2$$

$$hu = 1,26 \text{ m}$$

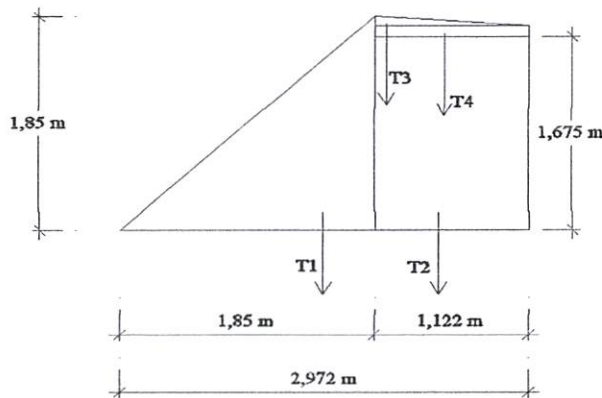
v) Perataan Beban Tipe V





$$\begin{aligned} \cos 4^\circ &= r/x \\ 0,9976 &= 1,122 / x \\ X &= 1,125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \sqrt{(x^2 - r^2)} \\ &= 0,078 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} T1 &= \frac{1}{2} \times 1,85 \times 1,85 &= 1,7113 \\ T2 &= 1,122 \times 1,675 &= 1,894 \\ T3 &= \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 &= 0,044 \\ T4 &= 1,122 \times 0,097 &= 0,108 \\ Ra &= 1,7133 + 1,894 + 0,044 + 0,108 &= 3,74 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{maxI} &= \frac{1}{8} \times hd' \times L^2 \\ &= \frac{1}{8} \times hd' \times 5,945^2 \\ &= 4,42 \times hd' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{maxII} &= (Ra \times 2,973) - (T1 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,85)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= (3,74 \times 2,973) - (1,7113 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,85)) - (1,894 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (0,044 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (0,108 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \end{aligned}$$

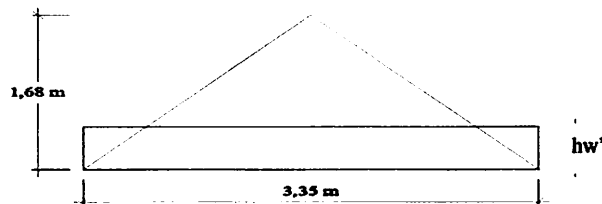
$$= 6,945$$

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

$$4,42 \text{ hd}' = 6,945$$

$$h_{v'} = 1,572 \text{ m}$$

w) Perataan Beban Tipe W



$$\begin{aligned} RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 3,35 \times 1,68\right) \times \frac{1}{2} \\ &= 1,407 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 1,68 \\ &= 1,407 \end{aligned}$$

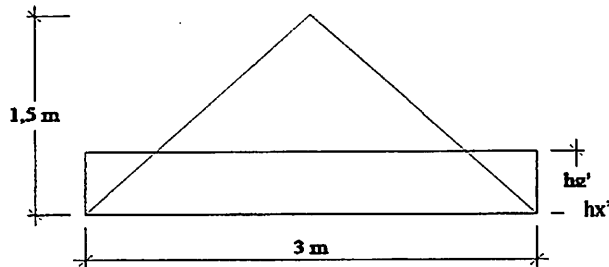
$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\ &= 1,407 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,35\right) - 1,407 \times \frac{1}{3} \times 1,68 \\ &= 1,57 \end{aligned}$$

$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times h_s \times L^2$$

$$1,57 = \frac{1}{8} \times h_s \times 3,35^2$$

$$H_s = 1,12 \text{ m}$$

x) Perataan Beban Tipe X



$$\begin{aligned} RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 3 \times 1,5\right) \times \frac{1}{2} \\ &= 1,125 \end{aligned}$$

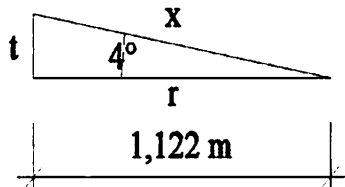
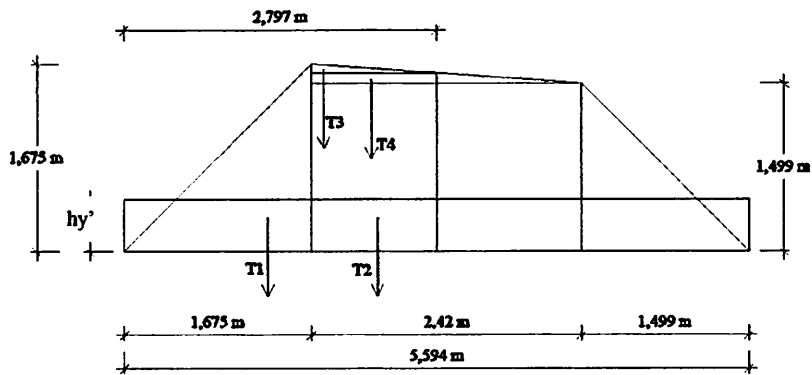
$$\begin{aligned} T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 1,5 \times 1,5 \\ &= 1,125 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\ &= 1,125 \times \left(\frac{1}{2} \times 3\right) - 1,125 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\ &= 1,125 \end{aligned}$$

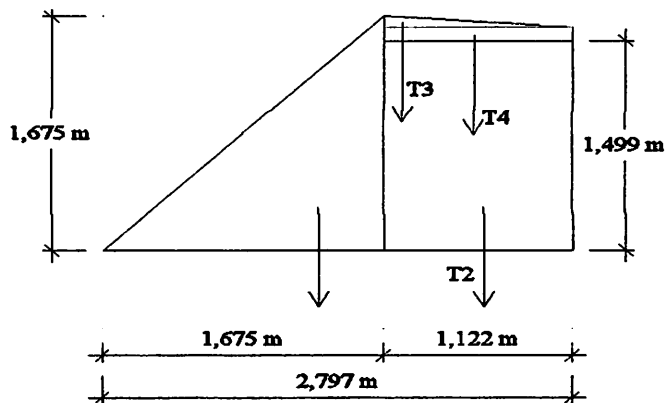
$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h_x \times L^2 \\ 1,125 &= \frac{1}{8} \times h_x \times 3^2 \end{aligned}$$

$$H_x = 1 \text{ m}$$

y) Perataan Beban Tipe Y



$$\begin{aligned} \cos 4^{\circ} &= r/x \\ 0,9976 &= 1,122 / x \\ X &= 1,125 \\ T &= \sqrt{(x^2 - r^2)} \\ &= 0,078 \end{aligned}$$



$$\begin{aligned} T1 &= \frac{1}{2} \times 1,675 \times 1,675 &= 1,403 \\ T2 &= 1,122 \times 1,499 &= 1,682 \\ T3 &= \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 &= 0,044 \\ T4 &= 1,122 \times 0,098 &= 0,109 \\ Ra &= 1,403 + 1,682 + 0,044 + 0,109 &= 3,2381 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max I} &= 1/8 \times h e' \times L^2 \\
 &= 1/8 \times h e' \times 5,945^2 \\
 &= 3,9116 h e'
 \end{aligned}$$

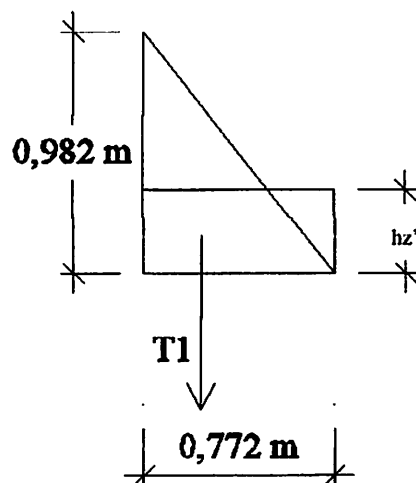
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_a \times 2,797) - (T_1 \times (1,122 + 1/3 \times 1,675)) - (T_2 \times (1/2 \times 1,122)) - (T_3 \times (2/3 \times 1,122)) - (T_4 \times 1/2 \times 1,122) \\
 &= (3,238 \times 2,797) - (1,403 \times (1,122 + 1/3 \times 1,675)) - (1,682 \times (1/2 \times 1,122)) - (0,044 \times (2/3 \times 1,122)) - (0,109 \times 1/2 \times 1,122) \\
 &= 5,514
 \end{aligned}$$

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

$$3,9116 h e' = 5,514$$

$$h y' = 1,410 \text{ m}$$

z) Perataan Beban Tipe Z



$$R_A = (L \text{ segitiga})$$

$$= (1/2 \times L \times h)$$

$$=(1/2 \times 3 \times 1,5)$$

$$= 1,125$$

$$T1 = 1/2 \times L \times h$$

$$= 1/2 \times 1,5 \times 1,5$$

$$= 1,125$$

$$M_{max} = RA \times 1/2 L - T1 \times 1/3 \times 1,5$$

$$= 1,125 \times (1/2 \times 3) - 1,125 \times 1/3 \times 1,5$$

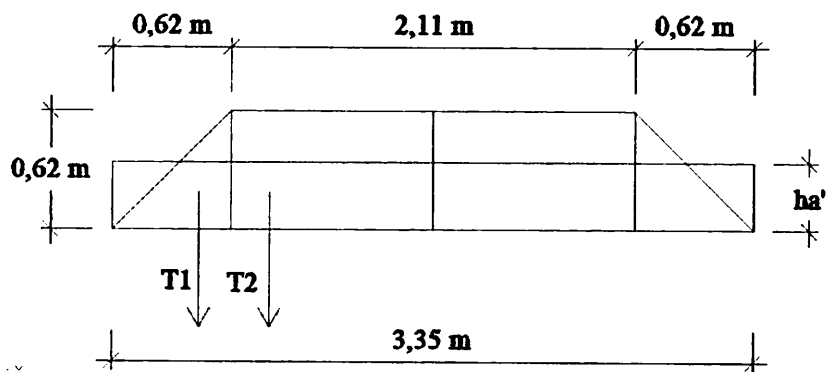
$$= 1,125$$

$$M_{max} = 1/8 \times h \times L^2$$

$$1,125 = 1/8 \times h \times 3^2$$

$$Hx = 1 \text{ m}$$

aa) Perataan Beban Tipe a'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,11 + 3,35)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,85 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 1,06 \times 0,62 = 0,65 \text{ m}$$

$$M_{max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 1,06) - T2 \times 1,06$$

$$= 0,85 \times 0,5 \times 3,35 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 1,06) -$$

$$1,06 \times 1,06$$

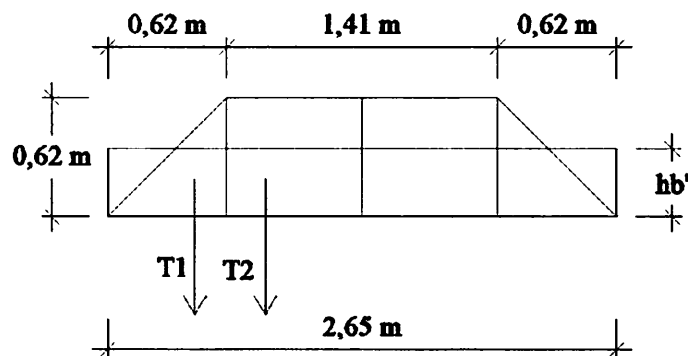
$$= 0,48 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times ha' \times L^2$$

$$0,48 = 1/8 \times ha' \times 3,35^2$$

$$ha' = 0,35 \text{ m}$$

bb) Perataan Beban Tipe b'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,11 + 3,35)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,85 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 0,71 \times 0,62 = 0,44 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 1,06) - T2 \times 1,06$$

$$= 0,85 \times 0,5 \times 3,35 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 0,71) -$$

$$0,71 \times 0,71$$

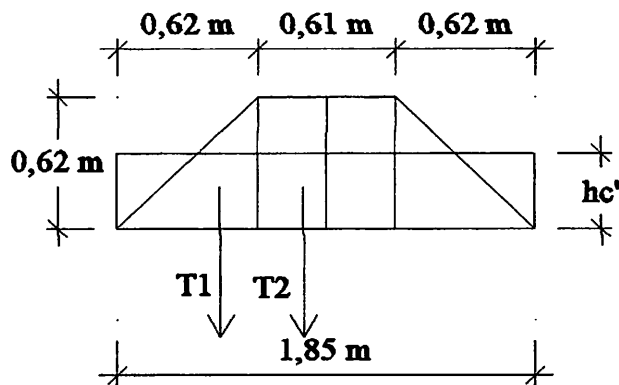
$$= 0,35 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hb' \times L^2$$

$$0,35 = 1/8 \times hb' \times 3,35^2$$

$$hb' = 0,4 \text{ m}$$

cc) Perataan Beban Tipe c'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((0,61 + 1,85) / 2 \times 0,62) \times 0,5 = 0,38 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 0,31 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

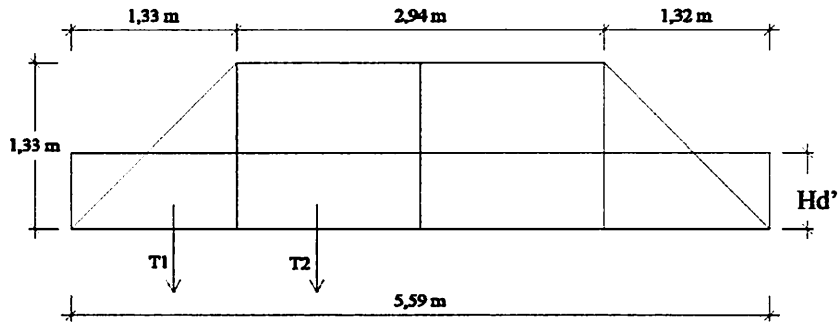
$$\begin{aligned} M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31 \\ &= 0,38 \times 0,5 \times 1,85 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 0,31) - \\ &\quad 0,19 \times 0,31 \\ &= 0,2 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times hc' \times L^2$$

$$0,2 = 1/8 \times hc' \times 1,85^2$$

$$hc' = 0,46 \text{ m}$$

dd) Perataan Beban Tipe d'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((2,94 + 5,59) / 2 \times 1,33) \times 0,5 = 2,84 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,88 \text{ m}$$

$$T2 = 1,47 \times 1,33 = 1,96 \text{ m}$$

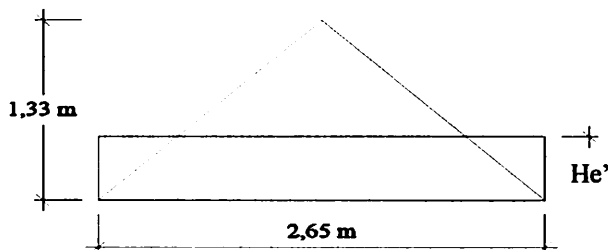
$$\begin{aligned} M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31 \\ &= 2,84 \times 0,5 \times 5,59 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,47) - \\ &\quad 1,96 \times 1,47 \\ &= 3,36 \text{ m} \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h d' \times L^2$$

$$3,36 = 1/8 \times h d' \times 5,59^2$$

$$h d' = 0,86 \text{ m}$$

ee) Perataan Beban Tipe E'



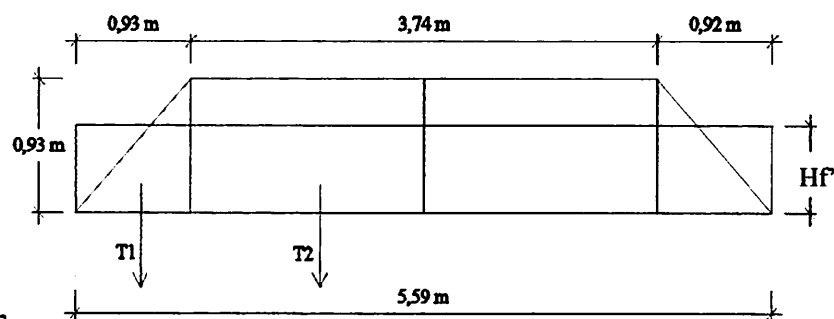
$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 2,65 \times 1,33\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 0,88
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,33 \times 1,33 \\
 &= 0,88
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
 &= 0,88 \times \left(\frac{1}{2} \times 2,65\right) - 0,88 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\
 &= 0,776
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h e' \times L^2 \\
 0,776 &= \frac{1}{8} \times h e' \times 2,65^2 \\
 h e' &= 0,884 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ff) Perataan Beban Tipe F'



$$\begin{aligned}
 RA &= L_{\text{trapesium}} \times 0,5 \\
 &= \left(\frac{3,72 + 5,59}{2} \times 0,93\right) \times 0,5 = 2,16 \text{ m}
 \end{aligned}$$

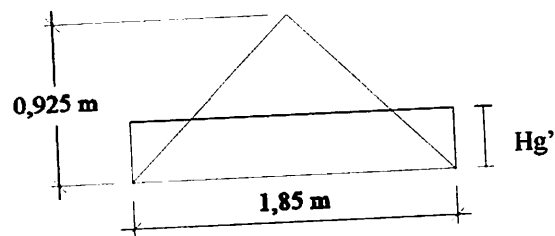
$$T1 = 0,5 \times 0,93 \times 0,93 = 0,43 \text{ m}$$

$$T2 = 1,86 \times 0,93 = 1,74 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31 \\
 &= 2,16 \times 0,5 \times 5,59 - 0,43 \times (1/3 \times 0,93 + 1,86) - \\
 &\quad 1,74 \times 1,86 \\
 &= 1,87 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times hm' \times L^2 \\
 1,87 &= 1/8 \times hm' \times 5,59^2 \\
 hf' &= 0,48 \text{ m}
 \end{aligned}$$

gg) Perataan Beban Tipe G'



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times L \times h) \times 1/2 \\
 &= (1/2 \times 1,85 \times 0,925) \times 1/2 \\
 &= 0,428
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T1 &= 1/2 \times L \times h \\
 &= 1/2 \times 0,925 \times 0,925 \\
 &= 0,428
 \end{aligned}$$

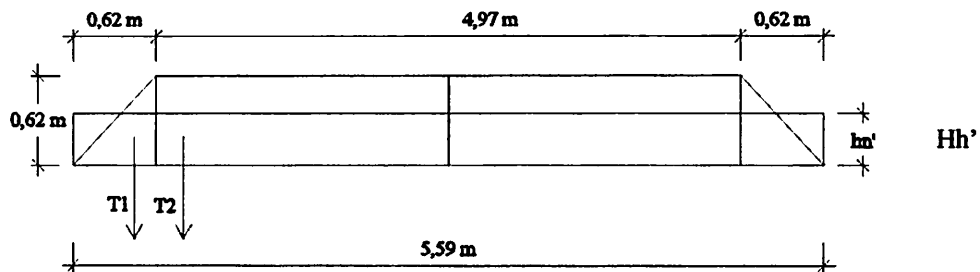
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times 1/2 L - T1 \times 1/3 \times 0,925 \\
 &= 0,428 \times (1/2 \times 1,85) - 0,428 \times 1/3 \times 0,925 \\
 &= 0,264
 \end{aligned}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h e' \times L^2$$

$$0,264 = 1/8 \times h e' \times 2,65^2$$

$$h e' = 0,3 \text{ m}$$

hh) Perataan Beban Tipe H'



$$R_A = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((4,97 + 5,59) / 2 \times 0,62) \times 0,5 = 1,64 \text{ m}$$

$$T_1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T_2 = 2,49 \times 0,62 = 1,54 \text{ m}$$

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T_2 \times 0,31$$

$$= 1,64 \times 0,5 \times 5,59 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 2,49) -$$

$$1,54 \times 2,49$$

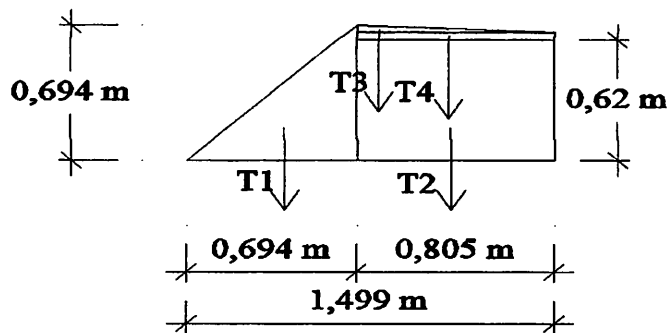
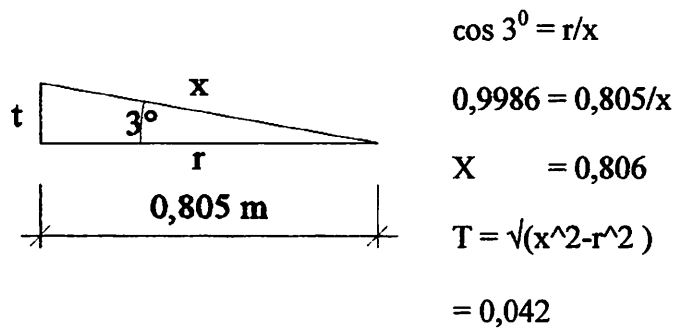
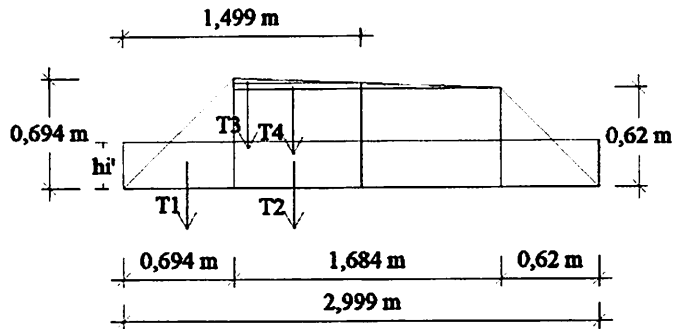
$$= 0,23 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h m' \times L^2$$

$$0,23 = 1/8 \times h m' \times 5,59^2$$

$$h h' = 0,06 \text{ m}$$

ii) Perataan Beban Tipe i'



$T1 = \frac{1}{2} \times 0,694 \times 0,694 = 0,2408$
 $T2 = 0,805 \times 0,62 = 0,4991$
 $T3 = \frac{1}{2} \times 0,805 \times 0,042 = 0,017$
 $T4 = 0,805 \times 0,032 = 0,026$
 $Ra = 0,2408 + 0,4991 + 0,017 + 0,026 = 0,7825$

$$M_{maxI} = 1/8 \times h_i' \times L^2$$

$$= 1/8 \times h_i' \times 2,999^2$$

$$= 1,124 h_i'$$

$$M_{maxII} = (R_a \times 1,5) - (T_1 \times (0,805 + 1/3 \times 0,694)) - (T_2 \times (1/2 \times$$

$$1,122)) - (T_3 \times (2/3 \times 1,122)) - (T_4 \times 1/2 \times 1,122)$$

$$= (0,7825 \times 1,5) - (0,2408 \times (0,805 + 1/3 \times 0,694)) - (0,4991 \times$$

$$(1/2 \times 0,805) - (0,017 \times (2/3 \times 0,805)) - (0,026 \times 1/2 \times 0,805)$$

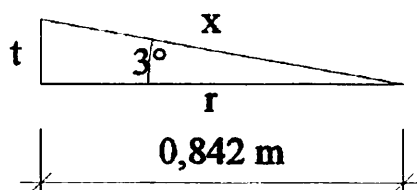
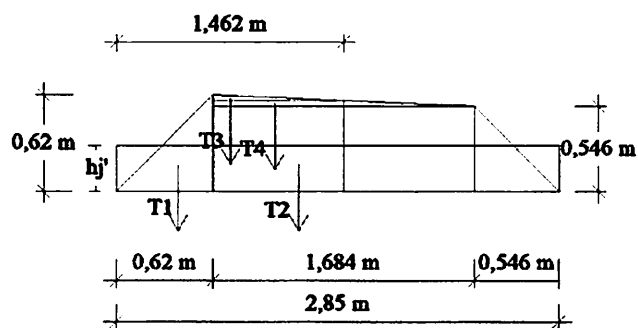
$$= 0,949$$

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

$$1,124 h_i' = 0,949$$

$$h_i' = 0,8441 \text{ m}$$

jj) Perataan Beban Tipe j'



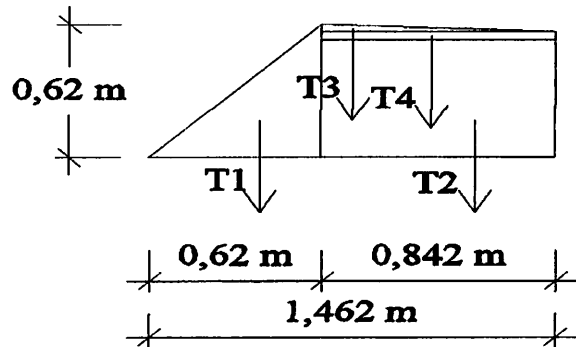
$$\cos 3^\circ = r/x$$

$$0,9986 = 0,842/x$$

$$X = 0,842$$

$$T = \sqrt{(x^2 - r^2)}$$

$$= 0,044$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 0,62 \times 0,62 = 0,1922$$

$$T2 = 0,842 \times 0,546 = 0,4597$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,842 \times 0,044 = 0,018$$

$$T4 = 0,842 \times 0,03 = 0,025$$

$$Ra = 0,1922 + 0,4597 + 0,018 + 0,025 = 0,695$$

$$M_{\max I} = \frac{1}{8} \times h e' \times L^2$$

$$= \frac{1}{8} \times h e' \times 2,85^2$$

$$= 0,356 h e'$$

$$M_{\max II} = (Ra \times 1,425) - (T1 \times (0,3 + \frac{1}{3} \times 0,62)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,684) -$$

$$(T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,842)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,842)$$

$$= (0,695 \times 1,425) - (0,1922 \times (0,3 + \frac{1}{3} \times 0,62)) - (0,4597 \times (\frac{1}{2} \times$$

$$1,684) - (0,018 \times (\frac{2}{3} \times 0,842)) - (0,025 \times \frac{1}{2} \times 0,842)$$

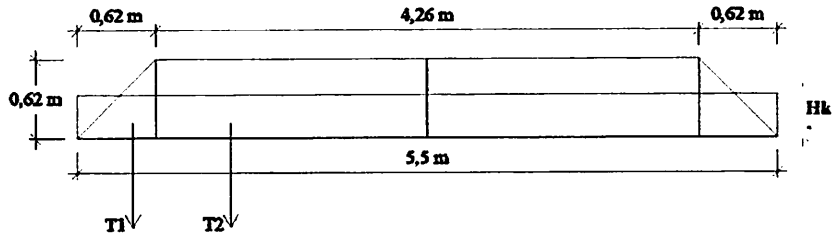
$$= 0,51$$

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

$$0,356 h e' = 0,51$$

$$h e' = 1,434 \text{ m}$$

kk) Perataan Beban Tipe k'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((4,26 + 5,5)/2 \times 0,62) \times 0,5 = 1,51 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 2,13 \times 0,62 = 1,32 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 2,13) - T2 \times 2,13$$

$$= 1,51 \times 0,5 \times 5,5 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 2,13) - 1,32 \times 2,13$$

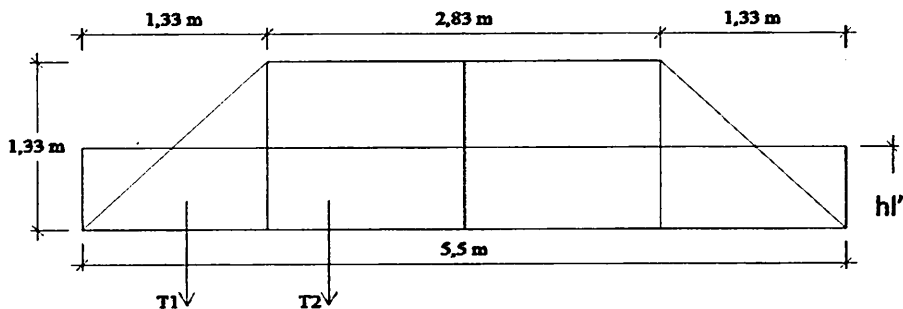
$$= 0,9 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 1/8 \times h_{o'} \times L^2$$

$$0,9 = 1/8 \times h_{o'} \times 5,5^2$$

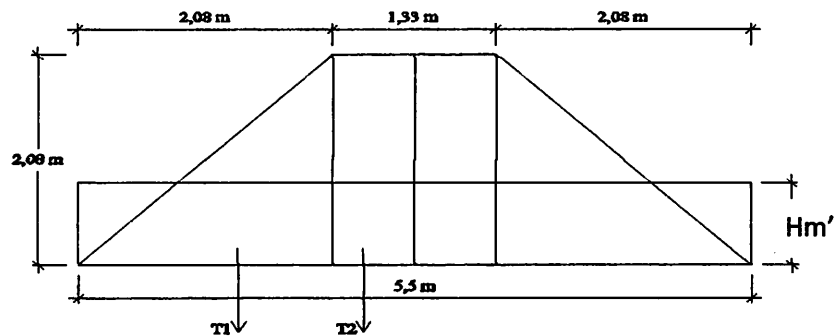
$$h_{k'} = 0,24 \text{ m}$$

ll) Perataan Beban Tipe L'



$$\begin{aligned}
 RA &= L \cdot \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= ((2,83 + 5,5)/2 \times 1,33) \times 0,5 = 2,77 \text{ m} \\
 T1 &= 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,88 \text{ m} \\
 T2 &= 1,42 \times 1,33 = 1,88 \text{ m} \\
 M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 2,13) - T2 \times 2,13 \\
 &= 2,77 \times 0,5 \times 5,5 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,42) - \\
 &\quad 1,88 \times 1,42 \\
 &= 3,31 \text{ m} \\
 M_{\max} &= 1/8 \times hq' \times L^2 \\
 3,31 &= 1/8 \times hq' \times 5,5^2 \\
 hl' &= 0,88 \text{ m}
 \end{aligned}$$

mm) Perataan Beban Tipe M'

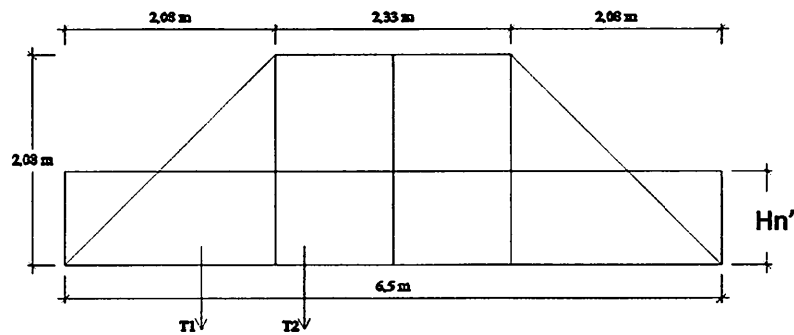


$$\begin{aligned}
 RA &= L \cdot \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= ((1,33 + 5,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 3,55 \text{ m} \\
 T1 &= 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m} \\
 T2 &= 0,67 \times 2,08 = 1,38 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1. (1/3 \times 2,08 + 0,67) - T2 \times 0,67 \\
 &= 3,55 \times 0,5 \times 5,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 0,67) - \\
 &\quad 1,38 \times 0,67 \\
 &= 5,91 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times hq' \times L^2 \\
 5,91 &= 1/8 \times hq' \times 5,5^2 \\
 hm' &= 1,56 \text{ m}
 \end{aligned}$$

nn) Perataan Beban Tipe N'

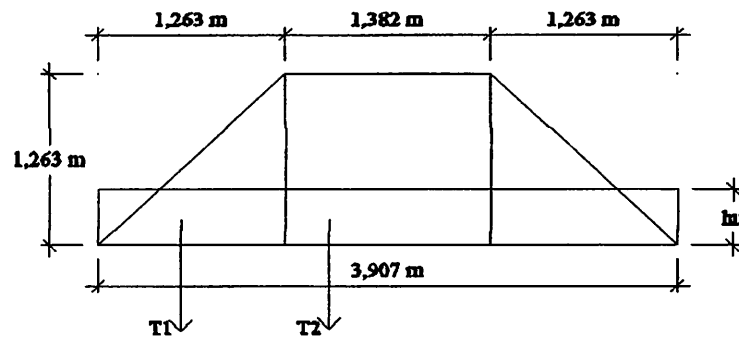


$$\begin{aligned}
 RA &= L. \text{trapesium} \times 0,5 \\
 &= ((2,44 + 6,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 4,65 \text{ m} \\
 T1 &= 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m} \\
 T2 &= 1,22 \times 2,08 = 2,54 \text{ m} \\
 M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1. (1/3 \times 2,08 + 1,22) - T2 \times 1,22 \\
 &= 4,65 \times 0,5 \times 6,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 1,22) - \\
 &\quad 2,54 \times 1,22 \\
 &= 7,87 \text{ m} \\
 M_{\max} &= 1/8 \times hq' \times L^2
 \end{aligned}$$

$$7,87 = 1/8 \times hq' \times 6,5^2$$

$$hn' = 1,48 \text{ m}$$

oo) Perataan Beban Tipe o'



$$RA = L \cdot \text{trapesium} \times 0,5$$

$$= ((1,38 + 3,91)/2 \times 1,26) \times 0,5 = 1,67 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 1,26 \times 1,26 = 0,79 \text{ m}$$

$$T2 = 0,69 \times 1,26 = 0,87 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,26 + 0,07) - T2 \times 0,07$$

$$= 1,67 \times 0,5 \times 3,91 - 0,79 \times (1/3 \times 1,26 + 0,69) -$$

$$0,69 \times 0,69$$

$$= 1,77 \text{ m}$$

$$M_{\text{max}} = 1/8 \times ho' \times L^2$$

$$1,77 = 1/8 \times ho' \times 3,91^2$$

$$Ho' = 0,93 \text{ m}$$

3.2.4. Pembebanan Balok Lantai Memanjang

Beban mati merata (qd)

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

➤ Lantai 2,3,4,5,6

- Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$

- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675\text{kg/m}$

- Berat plat = $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06\text{kg/m}$

qd= 1068,06kg/m

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700\text{kg/m}$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{– Berat plat} & = 0,88 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 345,84 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1180,24 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe h = 1,29

$$\begin{array}{rcl}
 \text{– Berat sendiri balok} & = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 & = 134,4 \text{ kg/m} \\
 \text{– Berat dinding} & = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} & = 700 \text{ kg/m} \\
 \text{Berat plat} & = 1,29 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 506,97 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 1341,4 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

– Portal Memanjang Line A'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

$$\begin{array}{rcl}
 \text{– Berat sendiri balok} & = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 & = 192 \text{ kg/m} \\
 \text{– Berat plat} & = (0,42 + 0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & = 330,12 \text{ kg/m} \\
 & & \hline
 & & \text{qd} = 522,12 \text{ kg/m}
 \end{array}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

– Berat plat = $(0,88 + 0,75)\text{m} \times 393\text{ kg/m}^2 = 640,59\text{kg/m} +$

qd = 774,99 kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3, 3-4, 4-5, 5-6, 6-7

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

Berat plat = $(1,29 + 0,65)\text{m} \times 393\text{ kg/m}^2 = 762,42\text{kg/m} +$

qd = 896,82 kg/m

– Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240\text{ kg/m}$

– Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m} = 675\text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+1,26 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &= 660,24 \text{ kg/m}+ \\
 & & \hline
 & & \text{qd}=1575,24 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2 I-II

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 182,4 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat plat} = (1,26+0,75) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 789,93 \text{ kg/m}+$$

$$\hline
 \text{qd}=1647,33 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3 II-III

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$$

$$\text{ Berat plat} = (0,65+1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 762,42 \text{ kg/m}+$$

$$\hline
 \text{qd}=1596,82 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

– Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$

Berat plat = $(0,65+0,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 510,9\text{kg/m}+$

qd=1345,3kg/m

– Portal Memanjang Line C

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

– Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$

– Berat plat = $(0,65+1,39) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 801,72\text{kg/m}+$

qd=1636,12kg/m

– Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 3,907 m

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m}$ = 700 kg/m
 - Berat plat = $1,26 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$ = 495,18kg/m+
-
- qd=1329,58kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(1,085+1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$ = 933,37kg/m+
-
- qd=1067,77kg/m

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 1,24 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$ = 675 kg/m
 - Berat plat = $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$ = 165,06kg/m+
-
- qd=1068,06kg/m



Untuk I-II = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe v = 1,575

- Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675 kg/m
- Berat plat = $1,575\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 618,975 kg/m +

qd = 1521,975 kg/m

Untuk II-III = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675 kg/m
- Berat plat = $(1,575 + 1,089)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 1046,56 kg/m +

qd = 1949,56 kg/m

Untuk IV-V = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z = 1,65

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675 kg/m
 - Berat plat = $(1,089 + 1,65)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 1076,03kg/m+
-
- qd = 1979,03kg/m

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(1,39 + 0,2)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 624,87kg/m+
-
- qd = 759,27kg/m

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m}$ = 700 kg/m

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= 0,2 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 78,6 \text{ kg/m} + \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd}=913\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal MemanjangLine E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 330,12\text{kg/m} + \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd}=618,12\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,41+0,86) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 892,11\text{kg/m} + \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd}=1180,1\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal MemanjangLine F

Untuk L = 1,240 m

$$\text{Bentang} = 1'-1 = 2'-3$$

$$\text{Perataan tipe A} = 0,42$$

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12\text{kg/m}+$
-
- $$\text{qd} = 1268,12\text{kg/m}$$

$$\text{Untuk L} = 5,594 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1-2'$$

$$\text{Perataan tipe d} = 0,86$$

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(0,86+0,86) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 675,96\text{kg/m}+$
-
- $$\text{qd} = 1613,96\text{kg/m}$$

- Portal Memanjang Line F'

$$\text{Untuk L} = 1,240 \text{ m}$$

$$\text{Bentang} = 1'-1 = 2'-3$$

$$\text{Perataan tipe A} = 0,42$$

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && =330,12\text{kg/m}+ \\
 & && \hline
 & && \text{qd}=618,12\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,86+0,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && =526,62\text{kg/m}+ \\
 & && \hline
 & && \text{qd}=814,62\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && =330,12\text{kg/m}+ \\
 & && \hline
 & && \text{qd}=618,12\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{ kg/m}$

Berat plat	= $(0,42+0,42)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$	= 212,22kg/m+
		<hr/>
		qd=500,22kg/m

– Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{ kg/m}$

– Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,6\text{ m}$ = 650kg/m

Berat plat	= $0,42\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$	= 165,06kg/m+
		<hr/>
		qd=1103,06kg/m

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{ kg/m}$

– Berat dinding	= $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m}$	=650 kg/m
Berat plat	= $0,06 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	=23,58kg/m+
		qd=961,58kg/m

3.2.5. Pembebanan Balok Atap Memanjang

A. Beban mati merata (qd)

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

– Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

– Berat sendiri balok	= $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	=288kg/m
– Berat plat	= $0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$	=128,52kg/m+
		qd=356,52kg/m

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

– Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$

$$- \text{ Berat plat} = 0,88 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 269,28 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 461,28 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n' = 1,39

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$$

$$\text{ Berat plat} = 1,39 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 425,34 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 559,74 \text{ kg/m}$$

- Portal Memanjang Line B

Untuk I-II = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,2 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$$

$$- \text{ Berat plat} = (0,42 + 1,26) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 514,08 \text{ kg/m}$$

$$\text{qd} = 754,08 \text{ kg/m}$$

Untuk II-III = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(1,26+0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 654,84\text{kg/m}$
-
- qd=894,84kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(1,39+1,29) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 820,08\text{kg/m}$
-
- qd=954,48kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(1,39+1,39) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 850,68\text{kg/m}$
-
- qd= 985,08kg/m

– Portal MemanjangLine C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o' = 0,93

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 192\text{kg/m}$

– Berat plat = $(1,26 + 0,93)\text{m} \times 306\text{kg/m}^2 = 569,16\text{kg/m} +$

 $\text{qd} = 761,16\text{kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

– Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$

– Berat plat = $(1,29 + 1,085)\text{m} \times 306\text{kg/m}^2 = 726,9\text{kg/m} +$

 $\text{qd} = 861,3\text{kg/m}$

– Portal MemanjangLine D

Untuk I-II = 1,24 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 0,93

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,42+0,93)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 413,1\text{kg/m} +$

 $\text{qd} = 641,1\text{kg/m}$

Untuk II-III = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe u = 0,93

Perataan tipe v = 1,575

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,93+1,575)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 766,53\text{kg/m} +$

 $\text{qd} = 994,53\text{kg/m}$

Untuk III-IV = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat plat = $(1,575+1,089)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 814,878\text{kg/m} +$

 $\text{qd} = 1042,88\text{kg/m}$

Untuk IV-V = 1,249 m

Bentang = 2'-3

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z = 1,65

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,089 + 1,65) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 837,828 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 1065,83 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,39 + 0,2) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 486,54 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 620,94 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,2 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 61,2 \text{ kg/m} +$

$$qd=195,6\text{kg/m}$$

– Portal MemanjangLine E''

Untuk $L = 1,24 \text{ m}$

Bentang = 1'-1'=2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

– Berat plat = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 257,04\text{kg/m} +$

 $qd=545,04\text{kg/m}$

Untuk $L = 5,594 \text{ m}$

Bentang = 1'-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

– Berat plat = $(1,41+0,86) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 694,62\text{kg/m} +$

 $qd=982,62\text{kg/m}$

– Portal MemanjangLine F

Untuk $L = 1,240 \text{ m}$

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,42+0,42)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 257,04\text{kg/m} +$

 $q_d = 545,04\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,86+0,86)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 526,32\text{kg/m} +$

 $q_d = 814,32\text{kg/m}$

- Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,42+0,42)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2 = 250,92\text{kg/m} +$

 $q_d = 545,04\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,86 + 0,48)\text{m} \times 306\text{kg/m}^2 = 410,04\text{kg/m} +$

 $qd = 698,04\text{kg/m}$

- Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$
- Berat plat = $(0,42 + 0,42)\text{m} \times 306\text{kg/m}^2 = 250,92\text{kg/m} +$

 $qd = 545,04\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = (0,06+0,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & =165,72\text{kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd}=453,72\text{kg/m} \end{array}$$

– Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = 0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & =125,46\text{kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd}=416,52\text{kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

$$\begin{array}{rcl} \text{Berat plat} & = 0,06 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 & =18,36\text{kg/m} + \\ & & \hline & & \text{qd}=306,36\text{kg/m} \end{array}$$

3.2.6. Pembebanan Balok Lantai Melintang

Beban mati merata (qd)

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

- Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

➤ Lantai 2,3,4,5,6

- Portal Melintang Line 1'

Untuk L = 3,5m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,34 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 133,62 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1036,62 kg/m

Untuk L = 2m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

- Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,45 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 176,85 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1079,85 kg/m

Untuk L = 3,475 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 226\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675kg/m
 - Berat plat = $1,18\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 463,73kg/m+
-
- qd = 1366,74kg/m

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m}$ = 700 kg/m
 - Berat plat = $0,35\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 137,55kg/m +
-
- qd = 971,95kg/m

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E''-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m}$ = 700 kg/m

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} \quad = 0,4 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \quad = 157,2 \text{ kg/m} \quad + \\ \hline \text{qd} = 991,6 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,42

$$\begin{array}{r} - \text{Berat sendiri balok} = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m} \\ - \text{Berat dinding} \quad = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} \quad = 700 \text{ kg/m} \\ \text{Berat plat} \quad = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \quad = 180,78 \text{ kg/m} \quad + \\ \hline \text{qd} = 1015,18 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

$$\begin{array}{r} - \text{Berat sendiri balok} = 0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m} \\ - \text{Berat dinding} \quad = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} \quad = 700 \text{ kg/m} \\ \text{Berat plat} \quad = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \quad = 165,06 \text{ kg/m} \quad + \\ \hline \text{qd} = 999,46 \text{ kg/m} \end{array}$$

– Portal Melintang Line 1

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

– Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$

– Berat plat = $(0,34+1)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 526,62kg/m +

qd=754,62kg/m

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

– Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$

– Berat plat = $(0,45+0,66)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 436,23kg/m +

qd=664,23kg/m

Untuk L = 3,350 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288\text{kg/m}$

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = (0,35 + 1,12) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{qd} = 865,71\text{kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318\text{kg/m}$

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = (0,4 + 0,88) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{qd} = 822,612\text{kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

– Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318\text{kg/m}$

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = (0,46 + 0,3) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline \text{qd} = 616,68\text{kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

– Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,6 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 288\text{ kg/m}$

Berat plat	= $0,42\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$	= $330,12\text{ kg/m} +$
		<hr/>
		qd = $618,12\text{ kg/m}$

– Portal Melintang Line 2

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,66

– Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$

– Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675 kg/m

– Berat plat	= $(1 + 1,66) \times 393\text{ kg/m}^2$	= $1045,38\text{ kg/m} +$
		<hr/>
		qd = $1948,38\text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m}$ = 675kg/m
- Berat plat = $(0,66+0,66) \times 393\text{ kg/m}^2$ = $518,76\text{kg/m} +$

qd=1421,76kg/m

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat plat = $(1,18+1,18)\text{m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = $927,48\text{kg/m} +$

qd=1155,48kg/m

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

- Berat sendiri balok = $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
- Berat plat = $0,84\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = $330,12\text{kg/m} +$

qd=558,12kg/m

- Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,84

Perataan tipe x = 1

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m}$ = 700 kg/m
 - Berat plat = $(0,84+1)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 724,73kg/m +
-
- qd= 1559,13kg/m

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m}$ = 700 kg/m
 - Berat plat = $(0,4+0,88)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2$ = 5004,61kg/m+
-
- qd= 1339,01kg/m

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat sendiri balok = $0,2\text{ m} \times (0,4 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 134,4\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m} = 700\text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,46+0,3)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2 = 298,68\text{ kg/m} +$

qd= 1133,08kg/m

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,2\text{ m} \times (0,4 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 134,4\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,8\text{ m} = 700\text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,42+0,42)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2 = 330,12\text{ kg/m} +$

qd= 1164,52kg/m

- Portal Melintang Line 3

Untuk L = 3,5 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok = $0,3\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{ m} \times 2400\text{ kg/m}^3 = 228\text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250\text{ kg/m}^2 \times 2,7\text{ m} = 675\text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,66+1,66)\text{ m} \times 393\text{ kg/m}^2 = 1304,76\text{ kg/m} +$

qd= 2207,76kg/m



Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(0,66 + 0,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 518,76 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1421,76 kg/m

Untuk XIII-IX = 2 m

Bentang = B-C

Perataan tipe g = 0,66

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $(0,66 + 1,18) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 723,12 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1626,12 kg/m

Untuk IX-X = 1,475 m

Bentang = C-C'

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

– Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$	$= 675 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1,18+1,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	$= 1045,38 \text{ kg/m} +$
		$q_d = 1948,38 \text{ kg/m}$

Untuk X-VII = 3 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

– Berat sendiri balok	$= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 228 \text{ kg/m}$
– Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$	$= 675 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1,48+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	$= 974,64 \text{ kg/m} +$
		$q_d = 1877,64 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

– Berat sendiri balok	$= 0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	$= 228 \text{ kg/m}$
– Berat dinding	$= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m}$	$= 650 \text{ kg/m}$
– Berat plat	$= (1,434+0,33) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	$= 689,322 \text{ kg/m} +$
		$q_d = 1627,32 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,4 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 157,2 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1060,2 kg/m

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,45

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 637,5 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,45 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 180,78 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 1136,28 kg/m

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 637,5 \text{ kg/m}$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{-- Berat plat} & = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 & =165,06\text{kg/m} \\
 + & & \hline
 & & \text{qd}= 1120,5\text{kg/m}
 \end{array}$$

– Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

$$\text{-- Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$$

$$\text{-- Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675\text{kg/m}$$

$$\text{-- Berat plat} = (1,66+1,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1304,76\text{kg/m} +$$

$$\hline \text{qd} = 2207,76\text{kg/m}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,67

$$\text{-- Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$$

$$\text{-- Berat dinding} = 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$$

$$\text{-- Berat plat} = (0,67+0,67) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 526,62\text{kg/m} +$$

$$\hline \text{qd} = 1429,62\text{kg/m}$$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,48 + 1,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1163,28 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 2066,28 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,33

- Berat sendiri balok = $0,20 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,33 + 0,33) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 259,38 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 1093,78 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 7

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

- Berat dinding	= $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$	= 675 kg/m
- Berat plat	= $1,66 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	= $652,38 \text{ kg/m} +$
		<hr/>
		qd= $1555,38 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok	= $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	= 228 kg/m
- Berat dinding	= $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$	= 675 kg/m
- Berat plat	= $0,66 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	= $259,38 \text{ kg/m} +$
		<hr/>
		qd= $1162,38 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

- Berat sendiri balok	= $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3$	= 168 kg/m
- Berat dinding	= $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m}$	= 700 kg/m
- Berat plat	= $1,48 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$	= $581,641 \text{ kg/m} +$
		<hr/>
		qd= $1449,64 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
 - Berat dinding = $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,32 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 125,76 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 960,16 kg/m

3.2.7. Pembebanan Balok Atap Melintang

B. Beban mati merata (qd)

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

- Portal Melintang Line 1'

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
 - Berat plat = $0,24 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 73,44 \text{ kg/m} +$
-
- qd = 373,44 kg/m

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C

Perataan tipe l = 1,18

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $1,18 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 463,74 \text{ kg/m}$ +

$q_d = 1366,74 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,575 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,84 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 257,346 \text{ kg/m}$ +

$q_d = 485,346 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,35 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 107,1 \text{ kg/m}$ +

$q_d = 395,1 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,4 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 122,4 \text{ kg/m} +$

$q_d = 410,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,46 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 140,76 \text{ kg/m} +$

$q_d = 275,16 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 128,52 \text{ kg/m} +$

$q_d = 320,52 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 1

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

Perataan tipe l' = 0,88

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,24 + 0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 342,72 \text{ kg/m} +$

$q_d = 570,72 \text{ kg/m}$

Untuk $L = 3,35 \text{ m}$

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,35 + 1,12) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 449,82 \text{ kg/m} +$

$q_d = 677,82 \text{ kg/m}$

Untuk $L = 2,65 \text{ m}$

Bentang = E'-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,4 + 0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$ $= 392,90 \text{ kg/m} +$

$q_d = 620,90 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,46 + 0,3) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 323,56 \text{ kg/m} +$

 $\text{qd} = 520,56 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(0,42 + 0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 257,04 \text{ kg/m} +$

 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 2

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe l' = 0,88

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,88+1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && =746,64\text{kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & && \text{qd}= 974,64\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l= 1,18

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= 1,18+1,18\text{m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && =722,16\text{kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & && \text{qd}= 950,16\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s= 0,841

$$- \text{ Berat sendiri balok} = 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,841+0,841) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && =514,692\text{kg/m} + \\
 & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 & && \text{qd}=742,692\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 1,66

Perataan tipe x = 1

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,66+1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 683,91\text{kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{2cm}} \\
 &&& \text{qd} = 818,31\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe e' = 0,884

Perataan tipe b' = 0,4

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (0,884+0,4) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 327,42\text{kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{2cm}} \\
 &&& \text{qd} = 461,82\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe g' = 0,3

Perataan tipe c' = 0,46

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (0,3+0,46) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 232,56\text{kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{2cm}} \\
 &&& \text{qd} = 366,96\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok = $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(0,42+0,42)\text{m} \times 306\text{ kg/m}^2$ = $257,04\text{kg/m}$ +
-
- qd = 385,32kg/m

- Portal Melintang Line 3

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$
 - Berat plat = $(1,56+1,56)\text{ m} \times 306\text{ kg/m}^2$ = $954,72\text{kg/m}$ +
-
- qd = 1182,72kg/m

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok = $0,25\text{ m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228\text{kg/m}$

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,18+1,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 813,96 \text{ kg/m} \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd} = 1041,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,48+1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 758,88 \text{ kg/m} \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd} = 986,88 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,85 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,434+0,32) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 536,724 \text{ kg/m} \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd} = 764,724 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,18

– Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

– Berat plat = $0,8 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 314,4 \text{ kg/m}$ +

qd = 542,4 kg/m

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,38

– Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$

– Berat plat = $0,46 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 128,52 \text{ kg/m}$
+

qd = 446,52 kg/m

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

– Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$

– Berat plat = $0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 128,52 \text{ kg/m}$ +

qd = 446,52 kg/m

– Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,56 + 1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 954,72 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 1182,72 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1,48 + 1,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 905,76 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 1133,76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 1

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat = $(1 + 1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 612 \text{ kg/m} +$

 $q_d = 840 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 7

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

- Berat plat = $1,56 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 477,36 \text{ kg/m} +$

qd = 705,36 kg/m

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

- Berat plat = $1,48 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 452,88 \text{ kg/m} +$

qd = 680,88 kg/m

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok = $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$

- Berat plat = $0,32 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 97,92 \text{ kg/m} +$

qd = 232,32 kg/m

3.2.8. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Memanjang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m^2 (untuk atap apartment)
- 250 kg/m^2 (untuk lantai apartement)

➤ **Lantai 2,3,4,5,6**

➤ Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

- Berat hidup (ql) = $0,88 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 220 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe h = 1,29

- Berat hidup (ql) = $1,29 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 322,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line A'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,41

– Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

– Berat hidup (ql) = $(0,88+0,75) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 407,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

– Berat hidup (ql) = $(1,29+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 457,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang =

Perataan tipe a = 0,41

Perataan tipe u = 1,26

– Berat hidup (ql) = $(0,42 + 1,26) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang =

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

– Berat hidup (ql) = $(1,26+0,75) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

– Berat hidup (ql) = $(1,29+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 485 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

– Berat hidup (ql) = $(0,65+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 325 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line C

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

- Berat hidup (ql) = $(1,39+0,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 510 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 3,907 m

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

- Berat hidup (ql) = $1,26 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 315 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

- Berat hidup (ql) = $(1,085+1,29) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 572,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe a = 0,41

– Berat hidup (ql) = $(0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

– Berat hidup (ql) = $(1,575) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 393,75 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

– Berat hidup (ql) = $(1,575+1,085) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{kg/m}$

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

– Berat hidup (ql) = $(1,085+1,65) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = \text{kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

– Berat hidup (ql) = $(1,39+0,2) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 397,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

– Berat hidup (ql) = $0,2 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 50 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe $y = 1,410$

Perataan tipe $d' = 0,86$

– Berat hidup (ql) $= (1,41+0,86) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 567,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe $d' = 1,72$

– Berat hidup (ql) $= (1,72+1,72) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 430 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) $= (0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$



Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe $d' = 0,86$

Perataan tipe $f' = 0,48$

- Berat hidup (ql) = $(0,86+0,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 335 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe $h' = 0,06$

Perataan tipe $f' = 0,48$

- Berat hidup (ql) = $(0,06+0,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 135 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

– Berat hidup (ql) = $0,06 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 15 \text{ kg/m}$

3.2.9. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m^2 (untuk atap apartment)
- 250 kg/m^2 (untuk lantai apartement)

➤ Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $0,41 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

- Berat hidup (ql) = $0,88 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 88 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n' = 1,39

- Berat hidup (ql) = $1,39 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 139 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = I-II

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

- Berat hidup (ql) = $(0,42+1,26) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 168 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = II-III

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

- Berat hidup (ql) = $(1,26+0,89) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 215 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

- Berat hidup (ql) = $(1,39+1,29) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 268 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3,3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

- Berat hidup (ql) = $(1,39+1,39) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 278 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o = 0,93

- Berat hidup (ql) = $(1,26+0,93) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 219 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

– Berat hidup (ql) = $(1,29+1,085) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 237,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = IV-V

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe o = 0,93

– Berat hidup (ql) = $(0,42+0,93) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 135 \text{ kg/m}$

Bentang = V-VI

Perataan tipe o = 0,93

Perataan tipe v = 1,575

– Berat hidup (ql) = $(0,93+1,575) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 250,5 \text{ kg/m}$

Bentang = VI-VII

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

– Berat hidup (ql) = $(1,575+1,085) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266 \text{ kg/m}$

Bentang = VI-VII

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

- Berat hidup (ql) = $(1,575+1,65) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 322,5 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat hidup (ql) = $(1,39+0,2) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 159 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4,4-5,5-6,6-7

Perataan tipe p = 0,2

- Berat hidup (ql) = $0,2 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 20 \text{ kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,42+0,41) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84\text{kg/m}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,410

Perataan tipe d' = 0,86

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,410+0,86) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 227\text{kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,41+0,41) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 82\text{kg/m}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,86+0,86) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 172\text{kg/m}$$

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

– Berat hidup (ql) = $(0,86+0,48) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 134\text{kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe $f' = 0,48$

– Berat hidup (ql) = $(0,06+0,48) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 54\text{kg/m}$

➤ Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42\text{kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe $h' = 0,54$

– Berat hidup (ql) = $0,06 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 6\text{kg/m}$

3.2.10. Pembebanan Balok Lantai Melintang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m^2 (untuk atap apartment)
- 250 kg/m^2 (untuk lantai apartement)

➤ **Lantai 2,3,4,5,6**

➤ Portal melintang Line 1'

Untuk L = 3,45m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

- Berat hidup (ql) = $0,34 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 85 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

- Berat hidup (ql) = $0,45 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 112,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

- Berat hidup (ql) = $0,84 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

- Berat hidup (ql) = $1,18 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 463,74 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

– Berat hidup (ql) = $0,35 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 87,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E''-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

– Berat hidup (ql) = $0,4 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

– Berat hidup (ql) = $0,46 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 115 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a' = 0,42

– Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

– Berat hidup (ql) = $(0,34+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 335 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

– Berat hidup (ql) = $(0,45+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 277,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,350 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

– Berat hidup (ql) = $(0,35+1,12) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 367,5 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

– Berat hidup (ql) = $(0,4+0,884) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 321 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat hidup (ql) = $(0,46+0,3) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 190\text{kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210\text{kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 2

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,6

- Berat hidup (ql) = $(1+1,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 665\text{kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat hidup (ql) = $(0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330\text{kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

- Berat hidup (ql) = $(1,18+1,18 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2) = 590\text{kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4

Perataan tipe s = 0,841

- Berat hidup (ql) = $0,841 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210,5\text{kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,8441

Perataan tipe x = 1

- Berat hidup (ql) = $(0,8441+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 461,025\text{kg/m}$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

- Berat hidup (ql) = $(0,4+0,884) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 321\text{kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat hidup (ql) = $(0,46+0,3) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 190\text{kg/m}$

Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 210\text{kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk L = 3,5 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 0,844

- Berat hidup (ql) = $(0,844+0,844) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 830\text{kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat hidup (ql) = $(0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330\text{kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = B-E VIII-IX

Perataan tipe g = 0,67

Perataan tipe l = 1,18

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,67+1,18) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 462,5 \text{ kg/m}$$

Bentang = IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,18+1,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 665 \text{ kg/m}$$

Bentang = X-VII

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (1,48+1) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 620 \text{ kg/m}$$

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,434+0,32) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 438,5 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat hidup (ql) = $(0,4) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 100 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat hidup (ql) = $0,46 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 115 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 105 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat hidup (ql) = $(1,66+1,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 830 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

– Berat hidup (ql) = $(0,66+0,66) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 330 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

– Berat hidup (ql) = $(1,48+1,48) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 740 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

– Berat hidup (ql) = $(0,32+0,32) \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 160 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 7

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

– Berat hidup (ql) = $1,66 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 415 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

- Berat hidup (ql) = $0,66 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 165 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

- Berat hidup (ql) = $1,48 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 370 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat hidup (ql) = $0,32 \text{ m} \times 250 \text{ kg/m}^2 = 80 \text{ kg/m}$

3.2.11. Pembebanan Balok Atap Melintang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- 100 kg/m^2 (untuk atap apartment)
- 250 kg/m^2 (untuk lantai apartement)

➤ Portal Melintang Line 1'

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

- Berat hidup (ql) = $0,24 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 24 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,575 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe l = 1,18

- Berat hidup (ql) = $1,88 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 188 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,575 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

- Berat hidup (ql) = $0,84 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

- Berat hidup (ql) = $0,35 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 35 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

- Berat hidup (ql) = $0,36 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat hidup (ql) = $0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

Perataan tipe l' = 0,88

- Berat hidup (ql) = $(0,24+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 112 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

- Berat hidup (ql) = $(0,35+1,12) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 147\text{kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe b'= 0,4

Perataan tipe e'= 0,88

- Berat hidup (ql) = $(0,4+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128\text{kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c'= 0,46

Perataan tipe g'= 0,3

- Berat hidup (ql) = $(0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76\text{kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84\text{kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 2

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe l' = 0,88

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat hidup (ql) = $(0,88+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 244 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

- Berat hidup (ql) = $(1,18+1,18 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 236 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,841

- Berat hidup (ql) = $(0,841+0,841) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 168,2 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,884

Perataan tipe x = 1

- Berat hidup (ql) = $(0,884+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 188,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

- Berat hidup (ql) = $(0,4+0,884) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

- Berat hidup (ql) = $(0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $(0,42+0,42) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 84 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat hidup (ql) = $(1,56+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = IX-X

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe l = 1,18

- Berat hidup (ql) = $(1,48+1,18) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266 \text{ kg/m}$

Bentang = X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

Berat hidup (ql) = $(1,48+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 248 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,85 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

- Berat hidup (ql) = $(1,434+0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 175,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'



Perataan tipe b' = 0,4

- Berat hidup (ql) = $(0,4+0,4) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 80\text{kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

- Berat hidup (ql) = $0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46\text{kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat hidup (ql) = $0,42 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 42\text{kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat hidup (ql) = $(1,56+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312\text{kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,39

– Berat hidup (ql) = $(1,39+1,39) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 296 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

– Berat hidup (ql) = $(0,32+0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 64 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 7

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

– Berat hidup (ql) = $1,56 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 156 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,39

– Berat hidup (ql) = $1,39 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 139 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat hidup (ql) = $0,33 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 32 \text{ kg/m}$

3.2.12. Beban mati terpusat (Pd)

➤ Akibat beban kolom

~ Pd₁ = berat kolom lantai 1 - 4
= $0,3 \text{ m} \times 0,6 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2 \text{ m} = 1382,4 \text{ kg}$

~ Pd₂ = berat kolom lantai 1 - 4
= $0,4 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2 \text{ m} = 1536 \text{ kg}$

~ Pd₃ = berat kolom lantai 5 - 6
= $0,3 \text{ m} \times 0,5 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2 \text{ m} = 1152 \text{ kg}$

~ Pd₄ = berat kolom lantai 5 - 6
= $0,4 \text{ m} \times 0,4 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2 \text{ m} = 1228,8 \text{ kg}$

3.3. Perhitungan Pembebanan Gempa

Perhitungan berat perlantai bangunan

Lantai 2,3,4,5 dan 6

$$\text{Luas} = 12 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

$$= 8,3 \text{ m} \times 11 \text{ m} = 91,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas total perlantai} = 300+91,3 = 391,3 \text{ m}^2$$

Berat lantai 1

a). Beban mati (qd)

➤ Beban Plat Lantai

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = 153.780,9 \text{ kg}$$

➤ Kolom

{Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas)} x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\{0.3 \times 0.6 \times (\frac{1}{2} \times 3.2)\} \times 2.400 \times 17 = 11.750,4 \text{ kg}$$

$$\{0.4 \times 0.5 \times (\frac{1}{2} \times 3.2)\} \times 2.400 \times 8 = 6.144 \text{ kg}$$

$$= 17.894,4 \text{ kg}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - (1/2 x dimensi kolom_{kiri} + 1/2 x dimensi kolom_{kanan})} x (1/2 tinggi dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

➤ Balok

Dimensi balok x {panjang balok – (1/2 x dimensi kolom_{kiri} + 1/2 x dimensi kolom_{kanan})} x berat jenis beton x jumlah balok

1). Balok memanjang

$$0,2 \times 0,4 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 29 = 23.201,86 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 1.022,976 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 2.500,2 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{1,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 3 = 1.350 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{8,433 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times 2.400 \times 5 = \underline{15.179,4 \text{ kg}} + \\ = \underline{43.254,432 \text{ kg}}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times \{0,5 - (1/2 \cdot 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = 153,6 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{5,5 - (1/2 \cdot 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 4 = 4.224 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,45 \times \{5,5 - (1/2 \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 1 = 1.155,6 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{5,5 - (1/2 \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 7 = 23.310 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6 - (1/2 \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 = 7.260 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (1/2 \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 = 19.800 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (1/2 \cdot 0,6 + 1/2 \cdot 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = \underline{7.920 \text{ kg}} + \\ = \underline{63.823,2 \text{ kg}}$$

➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas + 1/2 tinggi kolom bawah) -} x

berat jenis beton x jumlah kolom

$$\{0,3 \times 0,6 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 = 23.500,8 \text{ kg}$$

$$\{0,4 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 = \underline{12.288 \text{ kg}}$$

$$= 35.788,8 \text{ kg}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - (1/2 x dimensi kolom kiri + 1/2 x dimensi kolom kanan)} x

(1/2 x tinggi dinding bawah + 1/2 tinggi dinding atas) x tebal dinding x

berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 15.281,03$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 16.137,83$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 = 13.601,09$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 = 11.044,15$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 21.068,1$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 = 3.786,75$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 = 16.868,25$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 = 3.580,2$$

$$\{6 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 7 = 26.025,3$$

$$\{2 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 = 1.213,8$$

$$\{6,933 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 = \underline{5.657,328}$$

134.263,8 kg

Beban mati lantai 2=3=4 = **153.780,9 kg + 43.254,432 kg + 63.823,2kg +**

35.788,8kg + 134.263,8kg = 430.911,132kg

b). Beban Hidup (ql)

Beban guna (ql) = 250 kg/m²

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0.5

$$\begin{aligned}
&= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi} \\
&= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}
\end{aligned}$$

$$\text{Beban total } w_2 = w_3 = w_4 = 430.911,132 + 48.912,5 \text{ Kg} = 479.823,632 \text{ kg}$$

Berat lantai 5 = 6

a). Beban mati (qd)

$$\begin{aligned}
&\text{➤ Beban Plat Lantai} \\
&= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)} \\
&= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{153.780,9 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
&\text{➤ Balok} \\
&\text{Dimensi balok} \times \{ \text{panjang balok} - (1/2 \times \text{dimensi kolom}_{\text{kiri}} + 1/2 \times \text{dimensi kolom}_{\text{kanan}}) \} \times \text{berat jenis beton} \times \text{jumlah balok}
\end{aligned}$$

1). Balok memanjang

$$\begin{aligned}
0,2 \times 0,4 \times \{ 4,167 - (1/2 \times 0,5 + 1/2 \times 0,5) \} \times 2.400 \times 29 &= 20.417,856 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,4 \times \{ 2,667 - (1/2 \times 0,5 + 1/2 \times 0,5) \} \times 2.400 \times 2 &= 832,128 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times \{ 4,167 - (1/2 \times 0,5 + 1/2 \times 0,5) \} \times 2.400 \times 2 &= 2.200,2 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times \{ 1,5 - (1/2 \times 0,5 + 1/2 \times 0,5) \} \times 2.400 \times 3 &= 900 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times \{ 8,433 - (1/2 \times 0,3 + 1/2 \times 0,3) \} \times 2.400 \times 5 &= \underline{14.639,4 \text{ kg}} + \\
&= \mathbf{38.989,58 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

2). Balok melintang

$$\begin{aligned}
0,2 \times 0,4 \times \{ 0,5 - (1/2 \cdot 0,6 + 1/2 \cdot 0) \} \times 2.400 \times 4 &= 192 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,4 \times \{ 5,5 - (1/2 \cdot 0 + 1/2 \times 0) \} \times 2.400 \times 4 &= 4.224 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,45 \times \{ 5,5 - (1/2 \cdot 0,3 + 1/2 \times 0) \} \times 2.400 \times 1 &= 1.155,6 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times \{ 5,5 - (1/2 \cdot 0,3 + 1/2 \times 0,4) \} \times 2.400 \times 7 &= 10.815 \text{ kg}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
0,25 \times 0,5 \times \{6 - (1/2 \cdot 0,3 + 1/2 \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 &= 3.390 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (1/2 \cdot 0,4 + 1/2 \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 &= 9.075 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (1/2 \cdot 0,6 + 1/2 \times 0,6)\} \times 2.400 \times 4 &= \underline{7.200 \text{ kg}} + \\
&= \mathbf{36.051,6 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (½ tinggi kolom atas + ½ tinggi kolom bawah) -} x
berat jenis beton x jumlah kolom

$$\begin{aligned}
\{0,3 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 &= 19.584 \text{ kg} \\
\{0,4 \times 0,4 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 &= \underline{12.288 \text{ kg}} \\
&= \mathbf{31.872 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - (1/2 x dimensi kolom_{kiri} + 1/2 x dimensi kolom_{kanan})} x
(1/2 x tinggi dinding bawah + 1/2 tinggi dinding atas) x tebal dinding x
berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= \\
15.709,43 \text{ kg} & \\
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 16.137,83 \\
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 13.601,09 \\
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 11.044,15 \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 21.274,65 \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.786,75 \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 &= 17.212,5
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
0,25 \times 0,5 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 &= 1.350 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,4 \times 6 \times 2.400 \times 2 &= 2.304 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,4 \times 11,5 \times 2.400 \times 1 &= 2.208 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 4 &= 1.152 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 &= 1.620 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 2 &= 1.080 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times 6,5 \times 2.400 \times 5 &= \underline{11.700 \text{ kg} +} \\
&= \mathbf{41.514 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

2). Balok melintang

$$\begin{aligned}
0,2 \times 0,4 \times 4,167 \times 2.400 \times 17 &= 13.601,09 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,4 \times 2,667 \times 2.400 \times 1 &= 512,06 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times 4,167 \times 2.400 \times 1 &= 1.250,10 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 1 &= 450,00 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,5 \times 4,196 \times 2.400 \times 1 &= 1.258,80 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 5 &= 2.700,00 \text{ kg} \\
0,25 \times 0,6 \times 6,834 \times 2.400 \times 5 &= 12.301,20 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,5 \times 6,834 \times 2.400 \times 1 &= \underline{1.000,08 \text{ kg} +} \\
&= \mathbf{63.823,2 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\text{Berat mati atap} = 119.737,8 \text{ kg} + 41.514 \text{ kg} + 63.823,2 \text{ kg} = 225.075 \text{ kg}$$

b). Beban Hidup (ql)

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = 19.565 \text{ Kg}$$

$$\text{Beban total } w_{\text{atap}} = 225.075 + 19.565 \text{ Kg} = 244.640 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \text{Beban total gedung (} W_{\text{total}} \text{)} &= W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + \text{ beban atap} \\ &= 241.913,348 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg} \\ &\quad + 479.823,632 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg} \\ &\quad + 244.640 \text{ kg} \\ &= 2.816.687,404 \text{ kg} \end{aligned}$$

3.4. Perhitungan Waktu Getar Bangunan (T)

$$\begin{aligned} H &= 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} \\ &= 19,2 \text{ m} \end{aligned}$$

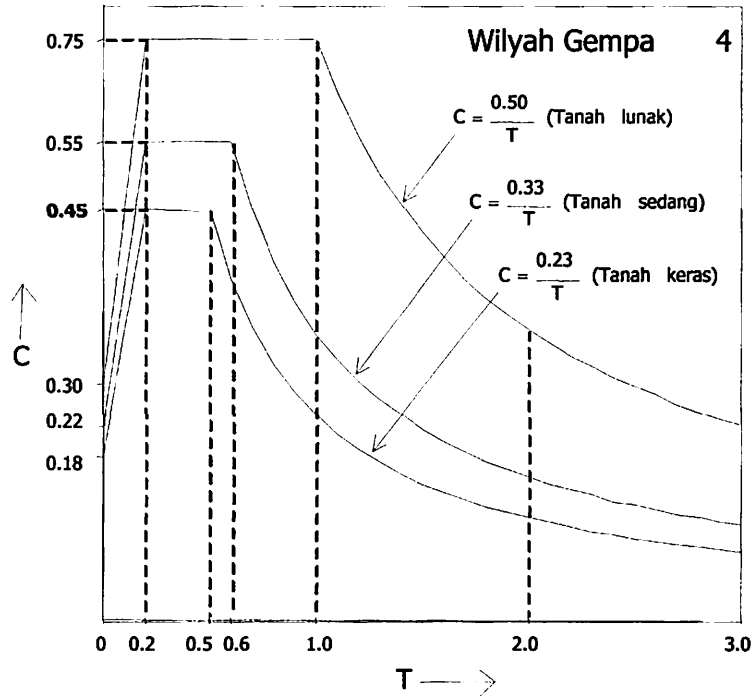
$$\begin{aligned} T &= 0,063 \times H^{3/4} \\ &= 0,063 \times 19,2^{3/4} \\ &= 0,58 \end{aligned}$$

3.4.1. Perhitungan Gaya Geser Horisontal

V dihitung dengan rumus SNI 03- 1726-2002

$$R = 8.5 \text{ (tabel 3 SNI 1726)}$$

Berdasarkan wilayah gempa 4 jenis tanah keras dan nilai T = 0.58



Monogram Wilayah Gempa 4

Kontrol Pembatasan waktu getar alami fundamental, T sesuai Pasal 5.6

Syarat $T_1 < \zeta \cdot n$

Dimana koefisien ditetapkan menurut tabel 8.

Koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung:

Wilayah Gempa	ζ
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Dari tabel diatas Malang termasuk wilayah Gempa 4 maka:

$\zeta = 0,17$ (BUKUSTANDAR PERENCANAAN KETAHAN GEMPA UNTUK STRUKTUR BANGUNAN GEDUNG)

$n = 6$ (Tingkat)

$T = \zeta \times n$

$$= 0,17 \times 6$$

$$= 1,02 \text{ dtk} < T \text{ empiris} = 0,58 \text{ detik} \longrightarrow \text{maka di pakai } T=0,58$$

Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 4 untuk tanah keras

Dari gambar di dapat nilai $C = 0,55$ (SNI Pasal 4.7.6)

1. Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan serta Faktor reduksi Gempa R di dapat :

$$I = 1,0$$

$$R = 8,5$$

2. Gaya geser horizontal total akibat Gempa

$$V = \frac{C \times I}{R} \times W_t$$

$$V = \frac{0,55 \times 1,0}{8,5} \times 2.816.687,404$$

$$= 182.256,244 \text{ Kg/m}$$

3. Distribusi Gaya geser horizontal total akibat gempa sepanjang tinggi gedung

$$F_i = \frac{W_i \times Z_i}{\sum W_i \times Z_i} \times V$$

Dimana :

F_i = gaya geser horizontal

$W_i \times y$ = gaya geser horizontal untuk arah y dan arah x

Z_i = tinggi lantai ke I terhadap lantai Atap

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum W_i \cdot Z_i} \cdot V \quad (\text{SNI pasal 6.1.3})$$

Tabel 3.1: Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa Maksimum

lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	V	Fi
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	182.256,244	32.020,407
6	16	445.331,580	7.125.305,28	182.256,244	48.573,749
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	182.256,244	38.858,999
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	182.256,244	31.401,545
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	182.256,244	20.934,363
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	182.256,244	10.467,182
1	0	244.640,000	0	182.256,244	0
			$\Sigma = 26.735.251,24$		

Jumlah Portal Arah X = 8, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/8 F_i X = 36.836,297/8 = 4.604,53\text{Kg}$$

Jumlah Portal Arah Y =5, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/5 F_i Y = 36.836,297/5 = 7.367,25\text{Kg}$$

Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	Fi	untuk tiap portal	
					1/8 Fx (kgm)	1/5 Fy(kgm)
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	32.020,407	4.002,551	6.404,081
6	16	445.331,580	7.125.305,28	48.573,749	6.071,719	9.714,750
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	38.858,999	4.857,375	7.771,800
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	31.401,545	3.925,193	6.280,309
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	20.934,363	2.616,795	4.186,873
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	10.467,182	1.308,398	2.093,436
1	0	244.640,000	0	0	0	0
	V=	179.829,75	$\Sigma Z_i * W_i =$		$\Sigma A =$	$\Sigma B =$
			26.735.251,24		22.782,031	36.451,249

Sehingga di dapat Gaya Gempa untuk arah X adalah:

$$E = 1/8 F_i x$$

$$E_{Atap} = 4.002,551 \text{ Kg}$$

$$E_6 = 6.071,719 \text{ Kg}$$

$$E_5 = 4.857,375 \text{ Kg}$$

$$E_4 = 3.925,193 \text{ Kg}$$

$$E_3 = 2.616,795 \text{ Kg}$$

$$E_2 = 1.308,398 \text{ Kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg}$$

Pembebanan dengan arah tegak lurus pembebanan utama memiliki efektifitas 30 %, sehingga Gaya Gempa untuk arah Y adalah:

$$E = 1/5 F_i y$$

$$E_{Atap} = 7.367,259 \text{ Kg} \times 30\% = 1.921,224 \text{ kg}$$

$$E_6 = 9.223,741 \text{ Kg} \times 30\% = 2.914,425 \text{ kg}$$

$$E_5 = 7.378,993 \text{ Kg} \times 30\% = 2.331,540 \text{ kg}$$

$$E_4 = 5.997,977 \text{ Kg} \times 30\% = 1.884,093 \text{ kg}$$

$$E_3 = 3.998,651 \text{ Kg} \times 30\% = 1.256,062 \text{ kg}$$

$$E_2 = 1.249,578 \text{ Kg} \times 30\% = 628,031 \text{ kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg} \times 30\% = 0$$

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan

Spesifikasi Umum :

Fungsi Bangunan	: Gedung Apartement
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 ($f'c$) : 40 Mpa

Tegangan Leleh Tulangan (f_y) : 300 Mpa

4.1.2 Perencanaan Pondasi Gabungan

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi gabungan antara pondasi telapak menerus dengan pondasi strauss, antara lain:

1. $q_c = 4 N$

dimana, $N =$ nilai SPT

$q_c =$ tahanan konus (kg/cm^2)

2. Daya dukung yang diperbolehkan (Q_{izin}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{tiang} = \frac{A_{tiang} \times p}{3} + \frac{O \times l \times c}{5}$$

Angka 3 dan 5 adalah faktor keamanan

Dimana : $p =$ nilai konus (kg/cm^2)

$c =$ jumlah hambatan lekat (cleef)

} Dari percobaan

$A =$ luas tiang (cm^2)

$l =$ panjang tiang yang berada dalam tanah (cm)

$O =$ keliling tiang (cm)

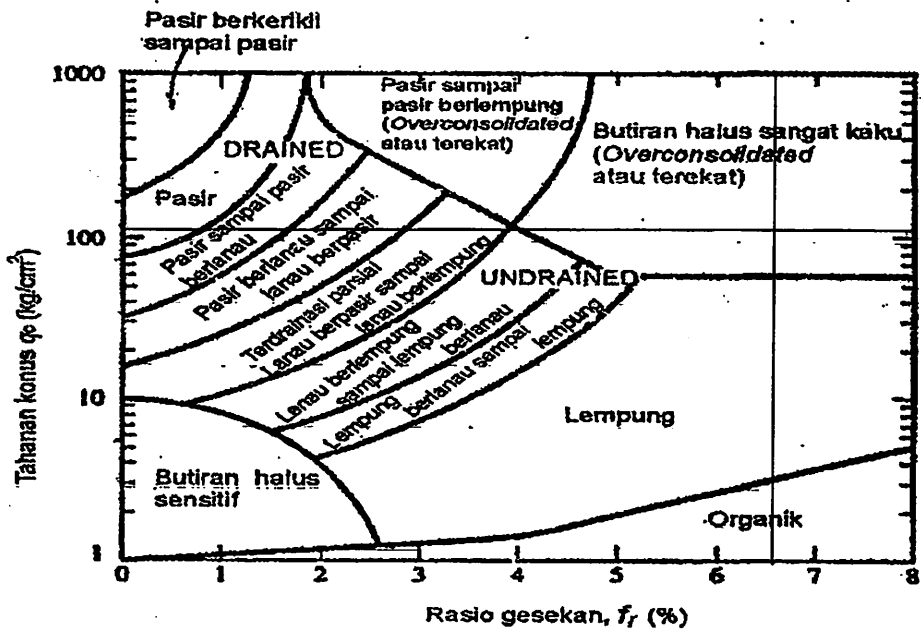
3. Konversi ke nilai c (kohesi)

$$c = \frac{q_c}{20} (kg/cm^2)$$

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	Qc	Fr	Jenis Tanah	Harga N	c	Φ	γ
(m)	(kg/cm ²)	%			(kg/cm ²)	(°)	(gr/cm ³)
0.00	0	0	lempung	0	0	0	1,58
0.20	5	0	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
0.40	5	0	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
0.60	5	6	lempung	1,67	0,36	0	1,58
0.80	5	6	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
1.00	5	6	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
1.20	8	5	Lempung	2,67	0,57	0	1,58
1.40	6	6,67	Lempung	2	0,43	0	1,58
1.60	6	6,67	Lempung	2	0,43	0	1,58
1.80	5	6	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
2.00	5	6	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
2.20	5	6	Lempung	1,67	0,36	0	1,58
2.40	8	5	Lempung	2,67	0,57	0	1,58
2.60	8	5	Lempung	2,67	0,57	0	1,58
2.80	20	2,5	Lanau berlempung	6,67	1,43	0	1,86
3.00	20	2,5	Lanau berlempung	6,67	1,43	0	1,86
3.20	30	1,67	Lanau berpasir	7,5	2,14	27	2,08
3.40	100	2,5	Pasir berlanau	25	7,14	27	2,08
3.60	125	2	Pasir berlanau	31,25	8,93	27	2,08
3.80	150	6,67	Butirn halus sangat kaku	50	10,71	0	2,08

4.2 Perhitungan Pondasi

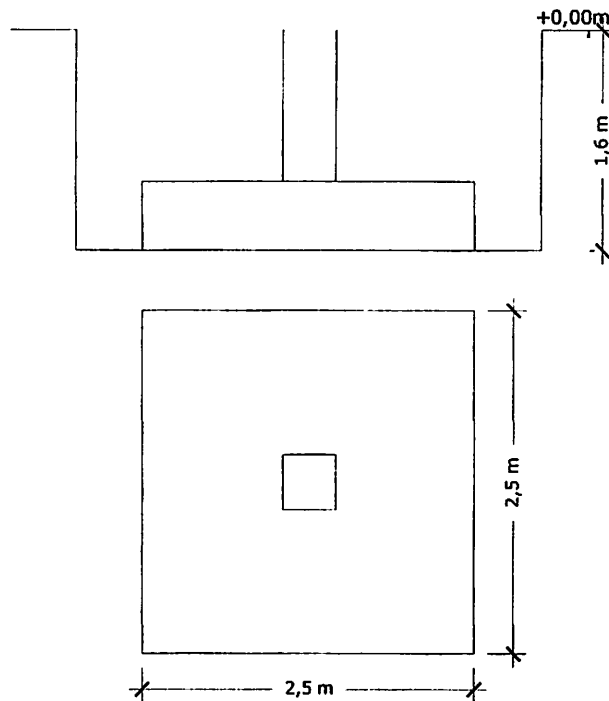
4.2.1 Perencanaan Pondasi Tipe I

4.2.1.1 Perhitungan Pondasi Telapak

a. Data Perencanaan :

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing- masing tipe.

tipe kolom	node	gaya	momen	momen
		vertikal	Mx	Mz
		(Kg)	(Kgm)	(Kgm)
berat	9	235000	1320	-162,401
sedang	4	118000	16900	-3800
ringan	22	12800	21700	-6760



Gambar 4.2 Rencana pondasi telapak setempat

b. Perhitungan beban untuk pondasi tengah (titik 9)

- Berat sendiri pondasi (q_1)

$$\begin{aligned}q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j.\text{beton} \\ &= (2,5\text{m} \times 2,5\text{m} \times 0,5\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 7500 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Berat tanah urug (q_2)

$$\begin{aligned}q_2 &= (B \times L \times (D_f - \text{tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (D_f - \text{tebal})) \times B_j.\text{tanah} \\ &= (2,5 \times 2,5 \times (1,6 - 0,5))\text{m} - (0,4 \times 0,5 \times (1,6 - 0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3 \\ &= 12551 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Beban total (ΣV)

$$\begin{aligned}\Sigma V = P_u &= F_y + q_1 + q_2 \\ &= 235000 + 7500 + 12551 \\ &= 255011,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

c. Perhitungan tegangan yang terjadi (σ_{maks})

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{255011,4}{(2,5 \times 2,5)} + \frac{1320}{(1/6 \times 2,5 \times 2,5^2)} + \frac{162,401}{(1/6 \times 2,5^2 \times 2,5)} \\ &= 41246,342 \text{ kg/m}^2 = 41,246342 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{255011,4}{(2,5 \times 2,5)} + \frac{1320}{(1/6 \times 2,5 \times 2,5^2)} - \frac{162,401}{(1/6 \times 2,5^2 \times 2,5)}$$

$$= 41371,006 \text{ kg/m}^2 = 41,371006 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{255011,4}{(2,5 \times 2,5)} - \frac{1320}{(1/6 \times 2,5 \times 2,5^2)} + \frac{162,401}{(1/6 \times 2,5^2 \times 2,5)}$$

$$= 40232,582 \text{ kg/m}^2 = 40,232582 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{255011,4}{(2,5 \times 2,5)} - \frac{1320}{(1/6 \times 2,5 \times 2,5^2)} - \frac{162,401}{(1/6 \times 2,5^2 \times 2,5)}$$

$$= 40357,306 \text{ kg/m}^2 = 40,307306 \text{ t/m}^2$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{\text{maks}} = 41,371006 \text{ t/m}^2$

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 0,2 meter,

maka data selanjutnya yaitu : 0,2 m + 1,4 m = 1,6 m

Pada kedalaman tersebut didapat :

- $\phi = 0^\circ$

Nc	Nq	Ny
----	----	----

5,70	1,00	0
------	------	---

Dari penggolongan jenis tanah pada kedalaman 1,6 adalah lempung agak

organik maka didapatkan berat unit :

$$0,93 \times (1 + w/100)$$

$$0,93 \times (1 + 70/100) = 1,58$$

- $\gamma = 1,58 \text{ t/m}^3$

Dari hasil sondir pada kedalaman 1,6 m, menghasilkan q_c sebesar 6 kg/cm^2
 maka didapat kohesi sebesar :

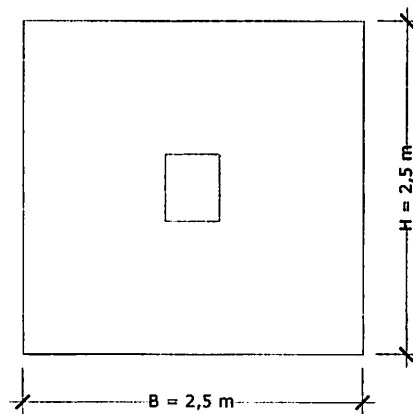
$$C = q_c / 14$$

$$C = 6 \text{ kg/cm}^2 / 14$$

$$= 0,43 \text{ kg/m}^2$$

- $c = 0,43 \text{ kg/cm}^2 = 4,3 \text{ t/m}^2$

- Pondasi telapak ukuran $2,5 \times 2,5 \text{ m}$



Gambar 4.3 gambar pondasi telapak

$$q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma$$

$$= 1,3.c.N_c + (\gamma.D_f).N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma$$

$$= 1,3 . 4,3 . 5,7 + (1,58. 1,6). 1,0 + 0,4 . 1,58. 2,5 . 0$$

$$= 34,2867 \text{ t/m}^2$$

- Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$q_{un} = q_u - (D_f \times \gamma)$$

$$\begin{aligned}
 &= 34,2867 - (1,6 \times 1,58) \\
 &= 31,7571 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

- Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}
 q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\
 &= \frac{31,7571}{3} + (1,6 \times 1,58) \\
 &= 13,1153 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $41,371 \text{ t/m}^2 > q_s = 13,1153 \text{ t/m}^2$, daya dukung pondasi telapak 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 :

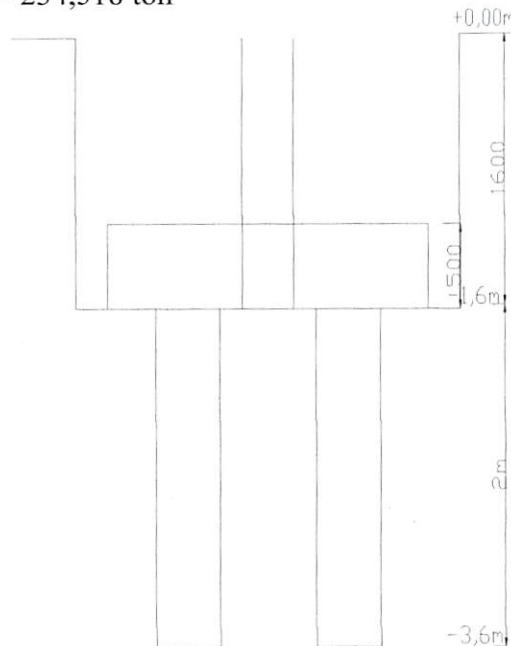
$$\begin{aligned}
 q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q_s \\
 &\equiv 41,3711 - 13,1153 \equiv 28,2558 \text{ t/m}^2
 \end{aligned}$$

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 :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{28,2558 + 41,246 + 40,233 + 40,357}{4} \times 2,5 \times 2,5$$
$$= 234,518 \text{ ton}$$



Gambar 4.4 Gambar Rencana pondasi gabungan

4.2.1.3 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 50 cm

a. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 50$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,6 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,6 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,6 \text{ m} - 1,6 \text{ m} = 2 \text{ m}$ dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,5^2 = 0,1964, \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$\begin{aligned} p &= 2 \times \pi \times r \\ &= 2 \times \pi \times 0,5 = 1,5714 \text{ m} \end{aligned}$$

- Luas selimut tiang

$$\begin{aligned} A_s &= p \times \text{panjang tiang} \\ &= 1,5714 \times 2 = 3,142 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

- Berat sendiri tiang bor

$$\begin{aligned} Q &= A_p \times H \times B_j.\text{beton} \\ &= 0,1964 \times 2 \times 2,4 \\ &= 0,942 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Beban bagian tiang bor

$$\begin{aligned} P_{V_{\text{total}}} &= P_{\text{tiang bor}} + Q \\ &= 234,518 + 0,942 = 235,461 \text{ ton} \end{aligned}$$

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 :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times (f_s \times 50\%)}{5}$$

(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)

- Menentukan nilai q_c rata-rata, nilai q_c berdasarkan daata sondir di ambil 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah tiang

Tabel 4.2 Nilai q_c untuk perencanaan Pondasi type berat

Nilai q_{c1} 8d di atas dasar tiang		
No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm^2)
1	0,2	6
2	0,4	6
3	0,6	6
4	0,8	6
5	1	6
6	1,2	6
7	1,4	6
8	1,6	6
9	1,8	5
10	2	5
11	2,2	5
12	2,4	8
13	2,6	8
14	2,8	20
15	3	20
16	3,2	30
17	3,4	100
18	3,6	125
Σq_c		368

Nilai q_{c2} 4d di bawah tiang		
No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm^2)
1	3,6	125
2	3,8	250
3	4	250
4	4,2	250
5	4,4	250
6	4,6	250
7	4,8	250
8	5	250
9	5,2	250
10	5,4	250
11	5,6	250
Σq_c		1875

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{18} = \frac{368}{12} = 17,52 \text{ kg/cm}^2 = 175,2 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{11} = \frac{1875}{11} = 170,45 \text{ kg/cm}^2 = 1704,5 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c\text{rata-rata}} = \frac{175,2 + 1704,5}{2} = 939,88 \text{ ton/m}^2$$

- Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$f_s = \frac{JHP_2 - JHP_1}{L_2 - L_1} = \frac{60 - 54}{180 - 160} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Selanjutnya perhitungan f_s di tabelkan.

Tabel 4.3 Nilai f_s untuk perencanaan Pondasi type berat

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	f_s (kg/cm ²)
fs1(140-160)	160	54	0,00
fs2 (160-180)	180	60	0,30
fs3 (180-200)	200	66	0,30
fs4 (200-220)	220	72	0,30
fs5 (220-240)	240	80	0,40
fs6 (240-260)	260	88	0,40
fs7 (260-280)	280	98	0,50
fs8 (280-300)	300	108	0,50
fs9 (300-320)	320	118	0,50
fs10 (320-340)	340	168	2,50
fs11 (340-360)	360	218	2,50
		f_s	8,20
		fs rata-rata	0,745

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times (f_s \times 50\%)}{5} \\
 &= \frac{0,196 \times 939,9}{3} + \frac{1,5714 \times 2 \times (7,4545 \times 50\%)}{5} \\
 &= 61,539 + 2,342 \\
 &= 63,882 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.1.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran 2,5 m × 2,5 m dan tiang bor ϕ 50 cm

- Data-data:

$$\sigma_{\text{maks}} = 41,371 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 13,115 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 63,882 \text{ t/m}^2$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{Pv_{\text{total}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{235,461}{63,882} = 3,69 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

di pakai 4 buah tiang dengan susunana :

$$n = 2 \text{ jumlah tiang dalam baris}$$

$$m = 2 \text{ jumlah baris tiang}$$

- Jarak antar tiang bor

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \times D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,5 \times 2 \times 2 - (2 \times 0,5)}{2 + 2 - 2} \\
 &= 1,07 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Antar Tiang

$$\begin{aligned}
 &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= 2,5 \times 0,50 \leq S \leq 3 \times 0,50 \\
 &= 1,25 \leq S \leq 1,5
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil} = 1,25 \text{ m}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \times D \\
 &= 1,57
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{eg} &= \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \\
 &= \frac{2(2+2-2) \times 1,3 + 4 \times 0,5}{1,57 \times 2 \times 2} \\
 &= 1,113636364
 \end{aligned}$$

Formula Converse-Labarre

$$\text{eg} = \frac{1 - (n-1) \times m + (m-1) \times n \times \theta}{90 \times m \times n}$$

$$\theta = \tan^{-1}(D/s)$$

$$= 21,80140949$$

$$E_g = 0,757762117$$

Formula Seiler-Keeney

$$E_g = 1 - \left[\frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n}$$

$$= 0,802736812$$

Formula Los Angeles

$$E_g = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[\frac{m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots}{\dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2}} \right]$$

$$= 0,862058253$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai E_g yang terkecil yaitu

$$= 0,7578$$

$$Q_{group} = 0,7578 \times 4 \times 63,882$$

$$= 193,63 < 235,461$$

- Luas telapak ($A_{telapak}$)

$$A_{telapak} = B \times L = 2,5 \times 2,5 = 6,25 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

$$A_{tiang \text{ bor}} = n \times A_{tiang}$$

$$= 4 \times 1/4 \times \pi \times 0,5^2$$

$$= 4 \times 0,1964 = 0,786 \text{ m}^2$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{41,246 + 41,371 + 40,233 + 40,357}{4} \times 2,5 \times 2,5$$

$$= 255,011 \text{ ton}$$

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P_{\text{telapak}} = q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}})$$

$$= 13,115 \times (6,3 - 0,79)$$

$$= 71,6658 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P_{\text{gabungan}} = P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}}$$

$$= 71,6658 + 193,6303$$

$$= 265,29615 > 255,0114 \text{ Oke!}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.5 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 2,5 meter
- L telapak = 2,5 meter

Penurunan segera (Si)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{2}{2} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2/2)^2 + 1}}{2/2} \right] + \ln \left[\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,63056875$$

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{235000 \cdot 2}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,63056875 = 0,0228 \text{ m}$$

$$= 2,281 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \rightarrow \text{Aman}$$

Dimana : S_i = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

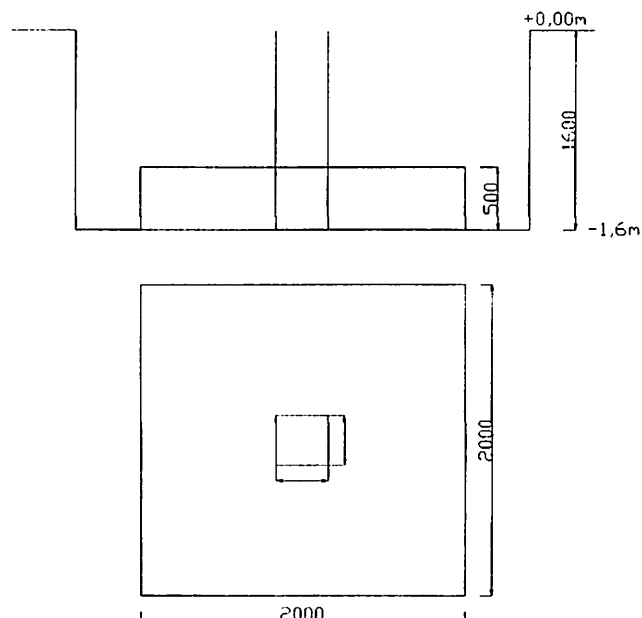
4.2.2 Perencanaan Pondasi Tipe II

4.2.2.1 Perhitungan Pondasi Telapak

a. Data Perencanaan :

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing- masing tipe.

tipe kolom	node	gaya	momen	momen
		vertikal	Mx	Mz
		(Kg)	(Kgm)	(Kgm)
berat	9	235000	1320	-162,401
sedang	4	118000	16900	-3800
ringan	22	12800	21700	-6760



Gambar 4.5 Rencana pondasi telapak setempat

b. Perhitungan beban untuk pondasi tengah (titik 4)

- Berat sendiri pondasi (q_1)

$$\begin{aligned}q_1 &= (B \times L \times \text{tebal}) \times B_j.\text{beton} \\ &= (2\text{m} \times 2\text{m} \times 0,5\text{m}) \times 2400 \text{ kg/m}^3 \\ &= 4800 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Berat tanah urug (q_2)

$$\begin{aligned}q_2 &= (B \times L \times (D_f - \text{tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (D_f - \text{tebal})) \times B_j.\text{tanah} \\ &= (2 \times 2 \times (1,6 - 0,5))\text{m} - (0,4 \times 0,5 \times (1,6 - 0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3 \\ &= 7858,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Beban total (ΣV)

$$\begin{aligned}\Sigma V = P_u &= F_y + q_1 + q_2 \\ &= 118000 + 4800 + 7858,4 \\ &= 130658,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

c. Perhitungan tegangan yang terjadi (σ_{maks})

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{130658,4}{(2 \times 2)} + \frac{1690}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} + \frac{380}{(1/6 \times 2^2 \times 2)} \\ &= 33647,1 \text{ kg/m}^2 = 33,6471 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

$$\sigma_2 = \frac{130658,4}{(2 \times 2)} + \frac{1690}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} - \frac{380}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 34217,1 \text{ kg/m}^2 = 34,2171 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_3 = \frac{130658,4}{(2 \times 2)} - \frac{1690}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} + \frac{380}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 31112,1 \text{ kg/m}^2 = 31,1121 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{130658,4}{(2 \times 2)} - \frac{1690}{(1/6 \times 2 \times 2^2)} - \frac{380}{(1/6 \times 2^2 \times 2)}$$

$$= 31682,1 \text{ kg/m}^2 = 31,6821 \text{ t/m}^2$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{\text{maks}} = 34,2171 \text{ t/m}^2$

d. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 0,2 meter,

maka data selanjutnya yaitu : 0,2 m + 1,4 m = 1,6 m

Pada kedalaman tersebut didapat :

- $\phi = 0^\circ$

Nc	Nq	N γ
5,70	1,00	0

Dari penggolongan jenis tanah pada kedalaman 1,6 adalah lempung agak

organik maka didapatkan berat unit :

$$0,93 \times (1 + w/100)$$

$$0,93 \times (1 + 70/100) = 1,58$$

- $\gamma = 1,58 \text{ t/m}^3$

Dari hasil sondir pada kedalaman 1,6 m, menghasilkan q_c sebesar 6 kg/cm^2
 maka didapat kohesi sebesar :

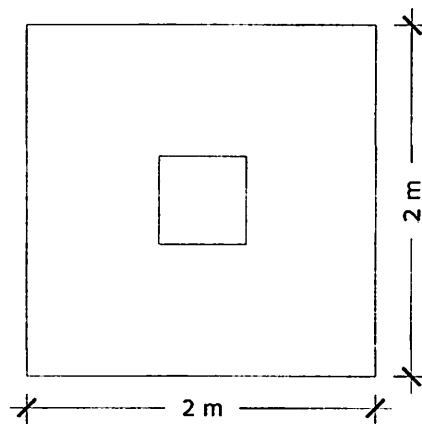
$$C = q_c / 14$$

$$C = 6 \text{ kg/cm}^2 / 14$$

$$= 0,43 \text{ kg/m}^2$$

- $c = 0,43 \text{ kg/cm}^2 = 4,3 \text{ t/m}^2$

- Pondasi telapak ukuran $2 \times 2 \text{ m}$



Gambar 4.6 gambar pondasi telapak

$$q_u = 1,3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0,4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma$$

$$= 1,3 \times 4,3 \times 5,70 + ((1,58 \times 1,6) \times 1) + 0,4 \times 1,58 \times 2 \times 0$$

$$= 34,2867 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$q_{un} = q_u - (D_f \times \gamma)$$

$$= 34,2867 - (1,6 \times 1,58)$$

$$= 31,7571 \text{ t/m}^2$$

Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\ &= \frac{31,7571}{3} + (1,6 \times 1,58) \\ &= 13,1153 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $34,217 \text{ t/m}^2 > q_s = 13,1153 \text{ t/m}^2$, daya dukung pondasi telapak tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan tiang bor (strauss) untuk menambah daya dukungnya.

4.2.2.2 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).

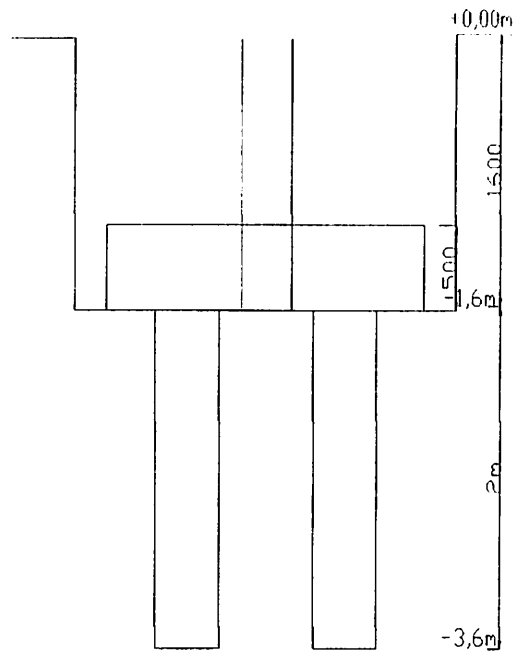
- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$\begin{aligned}q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q_s \\ &= 41,3711 - 13,1153 = 21,1018 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

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 :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{21,102 + 34,217 + 31,112 + 31,682}{4} \times 2 \times 2 = 118,113 \text{ ton}$$



Gambar 4.7 Gambar Rencana pondasi gabungan

4.2.2.3 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 40 cm

c. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 40$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,6 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,6 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,6 \text{ m} - 1,6 \text{ m} = 2 \text{ m}$ dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,4^2 = 0,125714286 \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$p = 2 \times \pi \times r$$

$$= 2 \times \pi \times 0,4 = 1,2571 \text{ m}$$

- Luas selimut tiang

$$A_s = p \times \text{panjang tiang}$$

$$= 1,5714 \times 2 = 2,514285714 \text{ m}^2$$

- Berat sendiri tiang bor

$$Q = A_p \times H \times B_j.\text{beton}$$

$$= 0,1964 \times 2 \times 2,4$$

$$= 0,6034 \text{ ton}$$

- Beban bagian tiang bor

$$P_{V_{\text{total}}} = P_{\text{tiang bor}} + Q$$

$$= 84,4071 + 0,6034$$

$$= 85,0106 \text{ ton}$$

d. 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 :

$$Q_{\text{tiang}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times (f_s \times 50\%)}{5}$$

(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)

- Menentukan nilai q_c rata-rata, nilai q_c berdasarkan daata sondir di ambil 8D di atas dasar tiang dan 4D di bawah tiang

Tabel 4.4 Nilai q_c perencanaan Pondasi type sedang

Nilai q_{c1} 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm^2)
1	-	6
2	0	6
3	0,2	6
4	0,4	6
5	0,6	6
6	0,8	5
7	1	5
8	1,2	5
9	1,4	8
10	1,6	8
11	1,8	20
12	2	20
13	2,2	30
14	2,4	100
15	2,6	125
Σq_c		344

Nilai q_{c2} 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	q_c (kg/cm^2)
1	3,6	250
2	3,8	250
3	4	250
4	4,2	250
5	4,4	250
6	4,6	250
7	4,8	250
8	5	250
9	5,2	250
10	5,4	250
Σq_c		1250

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{15} = \frac{368}{15} = 22,933 \text{ kg/cm}^2 = 229,33 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{10} = \frac{1250}{10} = 125 \text{ kg/cm}^2 = 1250 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c\text{rata-rata}} = \frac{229,33 + 1250}{2} = 989,7 \text{ ton/m}^2$$

- Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$f_s = \frac{JHP2 - JHP1}{L2 - L1} = \frac{60 - 54}{180 - 160} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Selanjutnya perhitungan f_s di tabelkan.

Tabel 4.5 nilai f_s untuk perencanaan Pondasi type sedang

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	f_s (kg/cm ²)
fs4 (140-160)	160	54	0,00
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30
fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs13 (340-360)	360	218	2,50
		Σf_s	8,20
		fs rata-rata	0,7454545

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times (fs \times 50\%)}{5} \\
 &= \frac{0,196 \times 739,7}{3} + \frac{1,5714 \times 2 \times (7,4545 \times 50\%)}{5} \\
 &= 30,995 + 1,874 \\
 &= 32,8698 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.2.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran $2 \text{ m} \times 2 \text{ m}$ dan tiang bor $\phi 40 \text{ cm}$

- Data-data:

$$\sigma_{\text{maks}} = 34,2171 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 13,115314 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 32,8698 \text{ t/m}^2$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_{V_{\text{total}}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{118,716}{32,8698} = 3,61 \text{ buah} \approx 4 \text{ buah}$$

di pakai 4 buah tiang dengan susunana :

$$n = 2 \text{ jumlah tiang dalam baris}$$

$$m = 2 \text{ jumlah baris tiang}$$

- Jarak antar tiang bor

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \times D}{m + n - 2} \\
 &= \frac{1,57 \times 0,4 \times 2 \times 2 - (2 \times 0,4)}{2 + 2 - 2} \\
 &= 0,856 \text{ m}
 \end{aligned}$$

- Kontrol Jarak Antar Tiang

$$\begin{aligned}
 &= 2,5D \leq S \leq 3D \\
 &= 2,5 \times 0,40 \leq S \leq 3 \times 0,40 \\
 &= 1 \leq S \leq 1,2
 \end{aligned}$$

$$\text{Diambil } = 1 \text{ m}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

$$\begin{aligned}
 p &= \pi \times D \\
 &= 1,26 \\
 \text{eg} &= \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n} \\
 &= \frac{2(2+2-2) \times 1 + 4 \times 0,4}{1,26 \times 2 \times 2} \\
 &= 1,113636364
 \end{aligned}$$

Formula Converse-Labarre

$$\text{eg} = \frac{1 - (n-1) \times m + (m-1) \times n \times \theta}{90 \times m \times n}$$

$$\begin{aligned}\theta &= \tan^{-1}(D/s) \\ &= 21,80140949 \\ E_g &= 0,757762117\end{aligned}$$

Formula Seiler-Keeney

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \left[\frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0,3}{m+n} \\ &= 0,722058824\end{aligned}$$

Formula Los Angeles

$$\begin{aligned}E_g &= 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[\begin{array}{l} m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots \\ \dots + (m-1) \cdot (n-1) \cdot \sqrt{2} \end{array} \right] \\ &= 0,827572816\end{aligned}$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai E_g yang terkecil yaitu

$$= 0,7221$$

$$\begin{aligned}Q_{\text{group}} &= 0,7221 \times 4 \times 32,8698 \\ &= 94,94 < 118,72\end{aligned}$$

- Luas telapak (A_{telapak})

$$A_{\text{telapak}} = B \times L = 2 \times 2 = 4 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

$$\begin{aligned}A_{\text{tiang bor}} &= n \times A_{\text{tiang}} \\ &= 4 \times 1/4 \times \pi \times 0,5^2 \\ &= 4 \times 0,1257 = 0,5 \text{ m}^2\end{aligned}$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{33,647 + 34,217 + 31,112 + 31,682}{4} \times 2 \times 2$$

$$= 130,6584 \text{ ton}$$

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P_{\text{telapak}} = q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}})$$

$$= 13,115 \times (4 - 0,5)$$

$$= 45,8661 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P_{\text{gabungan}} = P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}}$$

$$= 45,8661 + 94,935$$

$$= 140,80196 > 130,6584 \text{ Oke.!$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.5 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 2 meter
- L telapak = 2 meter

Penurunan segera (Si)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{2}{2} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2/2)^2 + 1}}{2/2} \right] + \ln \left[\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,63056875$$

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{118000 \cdot 2}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,63056875 = 0,00796 \text{ m}$$

$$= 0,776 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \rightarrow \text{Aman}$$

Dimana : S_i = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

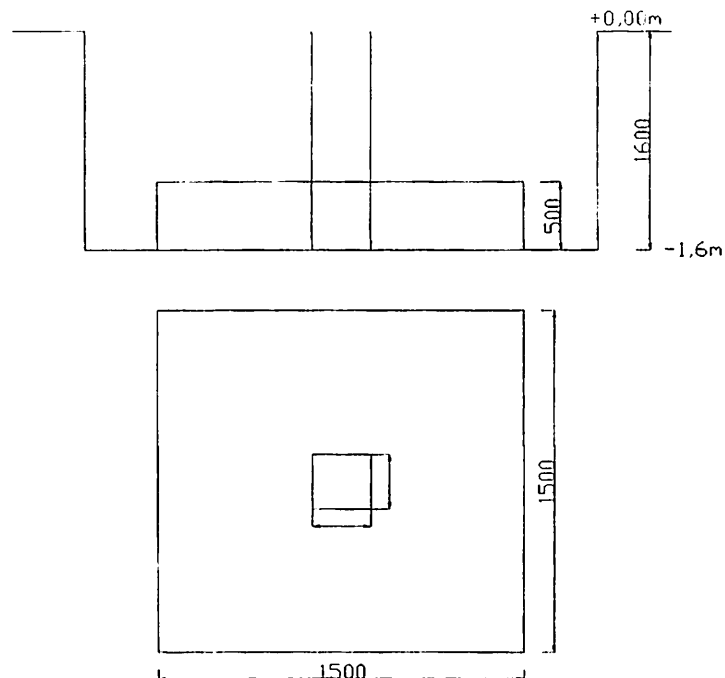
4.2.3 Perencanaan Pondasi Tipe III

4.2.3.1 Perhitungan Pondasi Telapak

a. Data Perencanaan :

Berdasarkan output analisa Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing- masing tipe.

tipe kolom	node	gaya	momen	momen
		vertikal	Mx	Mz
		(Kg)	(Kgm)	(Kgm)
berat	9	235000	1320	-162,401
sedang	4	118000	16900	-3800
ringan	22	12800	21700	-6760



Gambar 4.8 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)

$$\begin{aligned}q_2 &= (B \times L \times (\text{Df-tebal})) - (b_{\text{kolom}} \times h_{\text{kolom}} \times (\text{Df-tebal})) \times B_j.\text{tanah} \\ &= (1,5 \times 1,5 \times (1,6-0,5))\text{m} - (0,5 \times 0,4 \times (1,6-0,5))\text{m} \times 1880 \text{ kg/m}^3 \\ &= 4239,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Beban total (ΣV)

$$\begin{aligned}\Sigma V = P_u &= F_y + q_1 + q_2 \\ &= 12800 + 2700 + 4239,4 \\ &= 19739,4 \text{ kg}\end{aligned}$$

Perhitungan tegangan maksimum yang terjadi (σ_{maks})

$$\begin{aligned}\sigma_1 &= \frac{V}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_z}{W_z} \\ &= \frac{\Sigma V}{(B \times L)} + \frac{M_x}{(1/6 \times B \times L^2)} + \frac{M_z}{(1/6 \times B^2 \times L)} \\ &= \frac{19739,4}{(1,5 \times 1,5)} + \frac{2170}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} + \frac{676}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 20545,9 \text{ kg/m}^2 = 20,5459 \text{ t/m}^2 \\ \sigma_2 &= \frac{19739,4}{(1,5 \times 1,5)} + \frac{2170}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} - \frac{676}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)} \\ &= 17738,5 \text{ kg/m}^2 = 17,7385 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$



$$\sigma_3 = \frac{19739,4}{(1,5 \times 1,5)} - \frac{2170}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} + \frac{676}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)}$$

$$= 11717,2 \text{ kg/m}^2 = 11,7172 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_4 = \frac{19739,4}{(1,5 \times 1,5)} - \frac{2170}{(1/6 \times 1,5 \times 1,5^2)} - \frac{676}{(1/6 \times 1,5^2 \times 1,5)}$$

$$= 14120,8 \text{ kg/m}^2 = 14,1208 \text{ t/m}^2$$

Diambil nilai terbesar, maka $\sigma_{\text{maks}} = 20,5459 \text{ t/m}^2$

c. Perhitungan daya dukung telapak berdasarkan analisis Terzaghi

- Kedalaman pondasi telapak = 1,60 m

Karena awal pembacaan data sondir dimulai pada kedalaman 0,2 meter,

maka data selanjutnya yaitu : $0,2 \text{ m} + 1,60 \text{ m} = 1,6 \text{ m}$

Pada kedalaman tersebut didapat :

$$\phi = 0^\circ$$

$$N_c \quad N_q \quad N_\gamma$$

$$5,70 \quad 1,00 \quad 0$$

Dari penggolongan jenis tanah pada kedalaman 1,6 adalah lempung agak

organik maka didapatkan berat unit :

$$0,93 \times (1 + w/100)$$

$$0,93 \times (1 + 70/100) = 1,58$$

$$\gamma = 1,58 \text{ t/m}^3$$

Dari hasil sondir pada kedalaman 1,6 m, menghasilkan q_c sebesar 6 kg/cm^2

maka didapat kohesi sebesar :

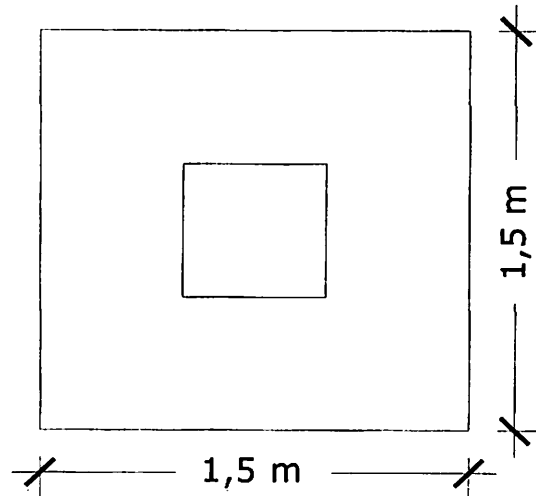
$$C = q_c / 14$$

$$C = 6 \text{ kg/cm}^2 / 14$$

$$= 0,43 \text{ kg/m}^2$$

$$c = 0,43 \text{ kg/cm}^2 = 4,3 \text{ t/m}^2$$

- Pondasi telapak ukuran $1,5 \times 1,5 \text{ m}$



Gambar 4.9 gambar pondasi telapak

$$q_u = 1,3.c.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B. N_\gamma$$

$$= 1,3 \times 4,3 \times 5,70 + ((1,58 \times 1,6) \times 1) + 0,4 \times 1,58 \times 1,5 \times 0$$

$$= 34,2867 \text{ t/m}^2$$

Perhitungan Daya Dukung Ultimate Netto (q_{un})

$$q_{un} = q_u - (D_f \times \gamma)$$

$$= 34,2867 - (1,6 \times 1,58)$$

$$= 31,7571 \text{ t/m}^2$$

Daya dukung aman yang diijinkan (q_s)

$$\begin{aligned}q_s &= \frac{q_{un}}{SF} + (Df \times \gamma) \\ &= \frac{31,7571}{3} + (1,6 \times 1,58) \\ &= 13,1153 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

Tegangan yang terjadi yaitu $20,5459 \text{ t/m}^2 > q_s = 13,1153 \text{ t/m}^2$ tidak memenuhi, daya dukungnya tidak aman. Maka pondasi telapak setempat perlu digabung dengan tiang bor (strauss) untuk menambah daya dukungnya.

4.2.3.2 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).

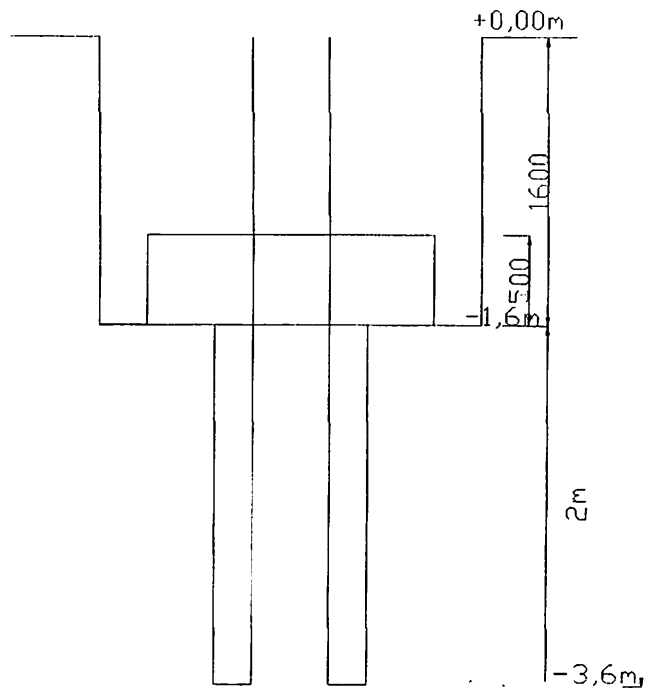
- Tegangan yang diberikan ke tiang bor (Strauss) adalah :

$$\begin{aligned}q_{\text{tiang bor}} &= \sigma_{\text{maks}} - q_s \\ &= 20,5459 - 13,1153 = 7,4306 \text{ t/m}^2\end{aligned}$$

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 :

$$P_{\text{tiang bor}} = \frac{7,4306 + 17,739 + 11,717 + 14,121}{4} \times 1,5 \times 1,5 = 28,691 \text{ ton}$$



Gambar 4.10 Gambar rencana pondasi gabungan

4.2.3.3 Perencanaan Pondasi Tiang Bor ϕ 20 cm

a. Data Perencanaan

- Tiang bor berbentuk lingkaran direncanakan $D = 20$ cm
- Kedalaman telapak (Df_1) = 1,60 meter
- Kedalaman tiang (Df_2) = 3,60 meter
- Tinggi tiang tertanam dalam tanah (H) = $3,60 \text{ m} - 1,6 \text{ m} = 2 \text{ m}$ dari dasar pondasi telapak.

- Luas penampang tiang bor

$$A_p = 1/4 \times \pi \times 0,2^2 = 0,0314 \text{ m}^2$$

- Keliling tiang

$$p = 2 \times \pi \times D$$

$$= 2 \times \pi \times 0,2 = 0,6286 \text{ m}$$

- Luas selimut tiang

$$A_s = p \times \text{kedalaman tiang (Df)}$$

$$= 0,6286 \times 2 = 1,2571 \text{ m}^2$$

- Berat sendiri tiang bor

$$Q = A_p \times H \times B_j.\text{beton}$$

$$= 0,031428571 \times 2,0 \times 2,4$$

$$= 0,1508 \text{ ton}$$

- Beban bagian tiang bor

$$P_{V_{\text{total}}} = P_{\text{tiang bor}} + Q$$

$$= 16,7188 + 0,2$$

$$= 16,8697 \text{ ton}$$

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)

Tabel 4.6 Nilai qc untuk perencanaan Pondasi type ringan

Nilai qc1 8d di atas dasar tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm^2)
1	1,6	6
2	1,8	5
3	2	5
4	2,2	5
5	2,4	8
6	2,6	8
7	2,8	20
8	3	20
9	3,2	30
10	3,4	100
11	3,6	125
Σqc		368

Nilai qc2 4d di bawah tiang

No.	Kedalaman (m)	qc (kg/cm^2)
1	3,6	125
2	3,8	250
3	4	250
4	4,2	250
5	4,4	250
6	4,6	250
Σqc		1375

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{11} = \frac{368}{11} = 17,524 \text{ kg/cm}^2 = 175,24 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c1} = \frac{\sum q_c}{6} = \frac{1375}{6} = 229,17 \text{ kg/cm}^2 = 2291,7 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{c\text{rata-rata}} = \frac{179,24 + 2291,7}{2} = 1233,47 \text{ ton/m}^2$$

- Menghitung Cleef (Jumlah Hambatan Lekat)

$$f_s = \frac{JHP2 - JHP1}{L2 - L1} = \frac{60 - 54}{180 - 160} = 0,30 \text{ kg/cm}^2$$

Selanjutnya perhitungan f_s di tabelkan.

Tabel 4.7 Nilai f_s untuk perencanaan Pondasi type ringan

	Kedalaman (cm)	JHP (kg/cm)	$f_s(\text{kg/m}^2)$
fs4 (140-160)	160	54	0,00
fs5 (160-180)	180	60	0,30
fs6 (180-200)	200	66	0,30
fs7 (200-220)	220	72	0,30
fs8 (220-240)	240	80	0,40
fs9 (240-260)	260	88	0,40
fs10 (260-280)	280	98	0,50
fs11 (280-300)	300	108	0,50
fs12 (300-320)	320	118	0,50
fs13 (320-340)	340	168	2,50
fs13 (340-360)	360	218	2,50
		$\sum f_s$	8,20
		Fs rata-rata	0,7454545

- Daya dukung satu tiang (Q_{tiang})

Daya dukung 1 tiang

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{tiang}} &= \frac{A_{\text{tiang}} \times p}{3} + \frac{O \times l \times (fs \times 50\%)}{5} \\
 &= \frac{0,031 \times 1233,5}{3} + \frac{0,6286 \times 2 \times (7,4545 \times 50\%)}{5} \\
 &= 12,92206667 + 0,937142857 \\
 &= 13,8592 \text{ ton/m}^2
 \end{aligned}$$

4.2.3.4 Perhitungan Daya Dukung Pondasi Gabungan

Pondasi gabungan telapak ukuran 1,5 m × 1,5 m dan tiang bor ϕ 20 cm

- Data-data:

$$s_{\text{maks}} = 20,5459 \text{ t/m}^2$$

$$q_s = 13,115314 \text{ t/m}^2$$

$$Q_{\text{tiang}} = 13,859210 \text{ ton/m}^2$$

- Perhitungan jumlah tiang (n)

$$n = \frac{P_{v \text{ total}}}{Q_{\text{tiang}}} = \frac{28,842}{13,8592} = 2,08 \text{ buah} \approx 2 \text{ buah}$$

di pakai 2 buah tiang dengan susunana :

$$n = 1 \text{ jumlah tiang dalam baris}$$

$$m = 2 \text{ jumlah baris tiang}$$

- Jarak antar tiang bor

$$S = \frac{1,57 \times D \times m \times n - 2 \times D}{m + n - 2}$$

$$= \frac{1,57 \times 0,2 \times 1,5 \times 1,5 - (2 \times 0,)}{2 + 1 - 2}$$

$$= 0,228 \text{ m}$$

- Kontrol Jarak Antar Tiang

$$= 2,5D \leq S \leq 3D$$

$$= 2,5 \times 0,20 \leq S \leq 3 \times 0,20$$

$$= 0,5 \leq S \leq 1$$

$$\text{Diambil } = 0,5 \text{ m}$$

- Efisiensi Kelompok Tiang

$$p = \pi \times D$$

$$= 3,14 \times 0,2$$

$$= 0,63$$

$$\text{eg} = \frac{2 \cdot (m+n-2) \cdot s + 4 \cdot D}{p \cdot m \cdot n}$$

$$= \frac{2(2+1-2) \times 0,5 + 4 \times 0,2}{0,63 \times 2 \times 1}$$

$$= 1,4318$$

Formula Converse-Labarre

$$\text{eg} = \frac{1 - (n-1) \times m + (m-1) \times n \times \theta}{90 \times m \times n}$$

$$\theta = \tan^{-1}(D/s)$$

$$= 21,8014$$

$$E_g = 0,8788$$

Formula Seiler-Keeney

$$E_{\frac{g}{s}} = 1 - \left[\frac{36 \cdot s \cdot (m+n-2)}{(75 \cdot s^2 - 7) \cdot (m+n-1)} \right] + \frac{0.3}{m+n}$$

$$= 0,6799$$

Formula Los Angeles

$$E_{\frac{g}{s}} = 1 - \frac{D}{\pi \cdot s \cdot m \cdot n} \cdot \left[m \cdot (n-1) + n \cdot (m-1) + \dots \right]$$

$$= 0,8726$$

Dari keempat nilai efisiensi diatas diambil nilai E_g yang terkecil yaitu

$$= 0,6799$$

$$Q_{group} = 0,68 \times 2 \times 13,859$$

$$= 18,85 > 28,842$$

- Luas telapak ($A_{telapak}$)

$$A_{telapak} = B \times L = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ m}^2$$

- Luas tiang bor

$$A_{tiang \text{ bor}} = n \times A_{tiang}$$

$$= 2 \times 1/4 \times \pi \times 0,2^2$$

$$= 2 \times 0,0314$$

$$= 0,0628 \text{ m}^2$$

- Beban yang terjadi

$$P_{\text{terjadi}} = \frac{20,546 + 17,739 + 11,717 + 14,121}{4} \times 1,5 \times 1,5$$

$$= 36,068 \text{ ton}$$

- Daya dukung telapak (setelah dikurangi luasan tiang bor)

$$P_{\text{telapak}} = q_s \times (A_{\text{telapak}} - A_{\text{tiang bor}})$$

$$= 13,115 \times (2,3 - 0,063)$$

$$= 28,6851 \text{ ton/m}^2$$

- Daya dukung akhir pondasi gabungan

$$P_{\text{gabungan}} = P_{\text{telapak}} + P_{\text{tiang bor}}$$

$$= 28,6851 + 18,8458$$

$$= 47,530 > 36,068 \text{ Oke!}$$

Berdasarkan analisa perhitungan, kontrol daya dukung akhir pondasi gabungan memenuhi persyaratan (syarat memenuhi, $P_{\text{gabungan}} > P_{\text{terjadi}}$).

4.2.1.5 Perhitungan Penurunan

Data perhitungan :

- B telapak = 1,5 meter
- L telapak = 1,5 meter

Penurunan segera (S_i)

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{L}{B} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(L/B)^2 + 1}}{L/B} \right] + \ln \left[\frac{L}{B} + \sqrt{\left(\frac{L}{B} \right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$I_p = \frac{1}{\pi} \left\{ \frac{2}{2} \ln \left[\frac{1 + \sqrt{(2/2)^2 + 1}}{2/2} \right] + \ln \left[\frac{2}{2} + \sqrt{\left(\frac{2}{2}\right)^2 + 1} \right] \right\}$$

$$= 0,6305$$

$$S_i = \frac{q \cdot B}{E} \cdot (1 - \mu^2) \cdot I_p$$

$$= \frac{12800 \cdot 2}{700000} \cdot (1 - 0,4^2) \cdot 0,6305 = 0,0031 \text{ m}$$

$$= 0,31 \text{ cm} < \text{Penurunan ijin maks. 2-4 inci} = 10,16 \text{ cm} \rightarrow \text{Aman}$$

Dimana : S_i = Penurunan segera

q = Tekanan pada dasar pondasi

μ = Rasio poisson (untuk tanah lempung 0,4 – 0,5)

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) = 255,01 ton
- M_y = 1320 kgm
- M_x = 162,4 kgm
- L = 2,5 m
- B = 2,5 m
- Tebal telapak (t) = 0,5 m
- Selimut beton = 75 mm
- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Mutu tulangan f_y = 300 Mpa

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_y (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.8 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
M_x	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18
z/L	0,70	0,80	0,90	1,00			
M_x	0,14	0,09	0,05	0,00			

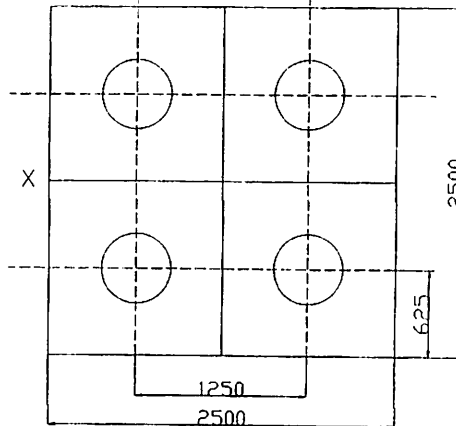
b. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang bor

$$P_{max} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{\sum V \cdot M_{y \cdot X_{max}}}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \sum Y^2}$$

$$\begin{aligned} \sum V_u &= 255011,40 \text{ kg} & M_x &= 162 \text{ kgm} \\ n &= 4 \text{ bh} & M_y &= 1320 \text{ kgm} \\ n_y &= 2 \text{ jmlh tiang arah y} \\ n_x &= 2 \text{ jmlh tiang arah x} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sum X^2 &= 3 & X_{\max} &= -0,625 \\ \sum Y^2 &= 3,125 & Y_{\max} &= 0,625 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P1 \quad P_{\max} &= 63753 + -132,0 + 16,2401 \\ &= 63637,090 \text{ kg} \end{aligned}$$

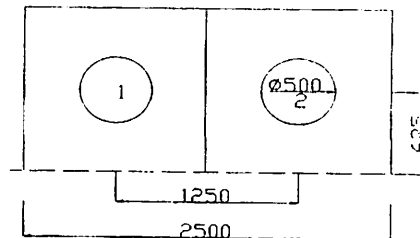


gambar 4.11 penempatan pondasi straus

	X	Y	P
P1	-1	1	63637
P2	0	1	63901
P3	1	1	63605
P4	-1	0	63869

c. Perhitungan momen

momen arah x yang terjadi akibat reaksi tiang bor



gambar 4.12 momen arah x akibat reaksi tiang bor

nilai p berturut-turut adalah

$$p1 = 63637,09 \text{ kg}$$

$$p2 = 63901,09 \text{ kg}$$

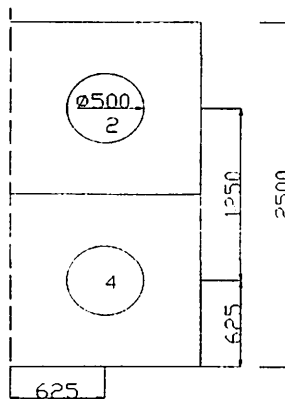
$$\begin{aligned} (y/L) &= \frac{0,6}{0,6 + 0,6} \\ &= 0,5 \end{aligned}$$

nilai m_{ye} di peroleh dengan cara interpolasi

$$m_{ye1}=m_{ye2} = = 0,21$$

$$\begin{aligned} m_{xe1}=m_{xe2} &= 63637 \times 0,2 + 63901 \times 0,21 \\ &= 26783 \text{ kgm} \end{aligned}$$

momen arah y akibat reaksi tiang bor



gambar 4.13 gambar momen arah y akibat reaksi tiang bor

nilai P berturut-turut adalah

$$P_2 = 63901,09 \text{ kgm}$$

$$P_4 = 63868,61 \text{ kgm}$$

$$\begin{aligned} m_{xe2}=m_{xe4} &= 63901 \times 0,2 + 63869 \times 0,2 \\ &= 26832 \text{ kgm}^2 \end{aligned}$$

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$\begin{aligned} M_u &= M_{xe} \text{ akibat } P \text{ terpusat tiang strauss} \\ &= 26783,02 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{26783,018}{0,8} = 33479 \times 10 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan tar} \\ &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{33479 \times 10^4}{1000 \times 417^2} \\ &= 1,925 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,064 \\ &= 0,0482 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1,4}{300} = 0,0047$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 1,925}{300}} \right] \\ &= 0,1133 \times 0,1133 \\ &= 0,0056 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,005555 < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \\ &> \rho_{\text{min}} = 0,0047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x \\ &= 0,0056 \times 1000 \times 417 \\ &= 2316,44 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{2316,44}{0,25 \times 3,14 \times 16^2} \\ &= 11,527 = 12 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak (s)} &= \frac{b}{n} \\ &= \frac{1000}{12} \\ &= 83,333 \text{ mm} \approx 83 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{83,333} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{83,333} \times 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 2411,5 \text{ mm}^2 > 2316,44 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!!!}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x D 16 - 83

perhitungan tulangan tekan arah x

$$\begin{aligned}
 \text{As tekan} &= 20\% \times \text{As perlu} \\
 &= 463,29
 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 10

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot d^2} \\
 &= \frac{463,29}{0,25 \times 3,14 \times 10^2} \\
 &= 5,9017 = 6 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{jarak (s)} &= \frac{b}{n} \\
 &= \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm} \approx 166 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{166,67} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{166,7} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \\
 &= 471,0 \text{ mm} > 463,29 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!}
 \end{aligned}$$

jadi di gunakan tulangan tekan D 10 - 166

d. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah y

$$\begin{aligned} M_u &= M_{xe} \text{ akibat } P \text{ terpusat tiang strauss} \\ &= 26831,64 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{26831,637}{0,8} = 33540 \times 10 \text{ Nmm}$$

$d_x = h$ - tebal selimut beton - $1/2$ x diameter tulangan tar

$$\begin{aligned} &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times d_x^2} = \frac{33540 \times 10^4}{1000 \times 417^2} \\ &= 1,929 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,064 \\
 &= 0,0482
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{300} = 0,0047
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 1,929}{300}} \right] \\
 &= 0,1133 \times 0,0454 \\
 &= 0,0051
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,0051 < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \\
 &> \rho_{\text{min}} = 0,0047
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0051 \times 1000 \times 417 \\
 &= 2145,60 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot \pi \cdot d^2} \\
 &= \frac{2145,60}{0,25 \times 3,14 \times 16^2}
 \end{aligned}$$

$$= 10,677 = 12 \text{ tulangan}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$= \frac{1000}{12}$$

$$= 83 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{300}{120} \times 1/4 \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1000}{83,333} \times 0,25 \times 3,14 \times 16$$

$$= 2411,5 \text{ mm} > 2145,60 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y D 16 -83

perhitungan tulangan tekan arah y

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times s \text{ perlu} \\ &= 429,12 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 10

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{429,12}{0,25 \times 3,14 \times 10^2} \\ &= 5,4665 = 6 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$= \frac{1000}{6} = 166,67 \text{ mm}$$

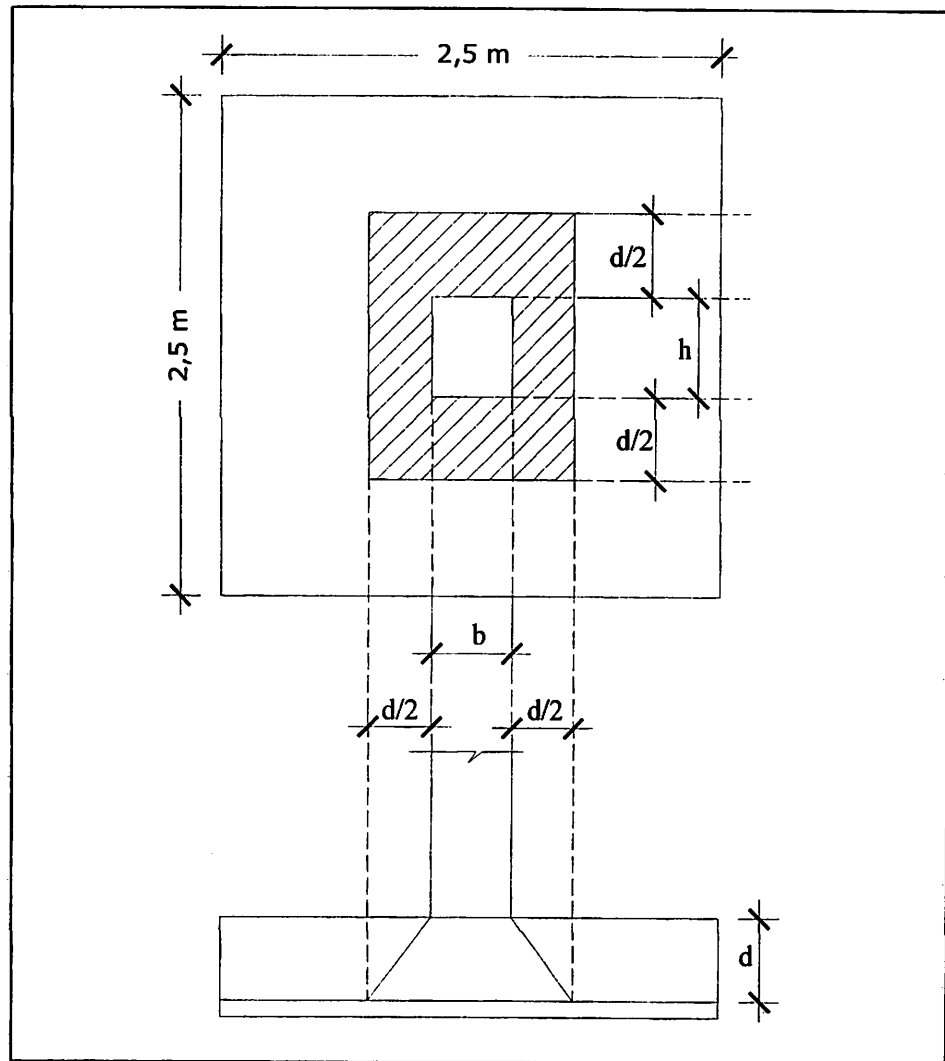
$$\text{As ada} = \frac{1000}{166,67} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1000}{166,7} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2$$

$$= 471,0 \text{ mm} > 429,12 \text{ mm}^2 \text{ OK!}$$

jadi digunakan tulangan tekan D 10 - 166

4.3.1.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)



gambar 4.14 geser pons

Geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom	: 400 / 500
Tebal footing	500 mm = 0,5 m
Tebal selimut beton	: 75 mm
Diameter tulangan pokok	: 16 mm
Mutu beton (f_c')	: 40 Mpa = 400 kg/cm ²
ds	: $75 + 16/2 = 83$

$$\text{Tinggi efektif (d)} \quad : 500 - 83 = 415,5 \text{ mm}$$

Bidang kritis geser pons

$$b \text{ kolom} = 400 \text{ mm}$$

$$h \text{ kolom} = 500 \text{ mm}$$

$$dh' = 500 + 415,5 = 915,5 \text{ mm}$$

$$db' = 400 + 412,5 = 812,5 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$b_o = 2 \times (b + d) + 2 \times (h + d)$$

$$= (2 \times 812,5) + (2 \times 915,5)$$

$$= 3456 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$V_c = \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,3 \times \sqrt{40} \times 3456 \times 415,5$$

$$= 3632743,6 \text{ N} = 363274,36 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 2724557,716$$

$$= 2724557,716 \text{ N} = 277733 \text{ kg}$$

Maka $V_u = 235000 \text{ kg} < \phi V_c = 277733 \text{ (ok)}$

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} = 41371 kg = 41,371066 ton
- $P_u = \Sigma V$ = 255011 kg = 255,01 ton
- Mutu beton (f_c) = 40 Mpa
- Mutu baja tulang = 300 Mpa
- D tulangan pokok = 16 mm
- \emptyset sengkang = 8 mm
- D tiang = 50 cm = 500 mm
- Tebal selimut = 75 mm

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2 D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (1/2 \cdot 16) \\ &= 91,0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{defektif} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 500 - (2 \times 91) \\ &= 318 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 500^2 \\ &= 196250 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1,5% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}- A_{st} &= 1,0\% \times A_g \\ &= 1,0\% \times 196250 \text{ mm}^2 \\ &= 1962,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$



- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{1962,5 \text{ mm}^2}{0,3 \times 3 \times 16^2}$$

$$n = 9,7656 = 10 \text{ bh}$$

- Asada = $n \times 1/4 \times \pi \times d^2$
= $10 \times 0,3 \times 3,1 \times 16^2$
= $2009,6 \text{ mm}^2 > 1962,5 \text{ mm}^2$

- As = A = $0,5 \times \text{Asada}$
= $0,5 \times 2010 \text{ mm}^2$
= $1004,8 \text{ mm}^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

$$s = \frac{3,14 \times 318}{10}$$

$$s = 99,852 \text{ mm}$$

Pemeriksaan beban ultimate beton (Pub) dan momen ultimate beton (Mub).

- Tebal penampang segi empat ekivalen

$$t_{ek} = 0,8 \times D_{tiang}$$

$$= 0,8 \times 500$$

$$= 400 \text{ mm}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{tek} \\
 &= \frac{0,3 \times 3 \times 500^2}{400} \\
 &= 490,63 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d-d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\
 &= 0,7 \times 318 \\
 &= 212 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 400 - 91 \\
 &= 309 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (cb)

$$\begin{aligned}
 C_{balance} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 309}{600 + 300} \\
 &= 206 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}
 a_b &= \beta \times C_{balance} \\
 &= 0,9 \times 206 \\
 &= 175,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (c_b - d)}{c_b} \\
 &= \frac{0,003 \times 200000 \times (206 - 91,0)}{206} \\
 &= 297 \text{ MPa} < f_y = 300
 \end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{(0,853 \times f_c \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times l \\
 &= \{(1 \times 40 \times 175 \times 490,63) + 1004,8 \times 297 - (1004,8 \times 300) \times 0,003\} \\
 &= 8753,6 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [\text{tek}/2 - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d'))) \} \times 10^{-6} \\
 &= \{(0,85 \times 40 \times 490,63 \times 175,1 \times [200 - 88]) + (1004,8 \times 297 \times 106) - (1004,8 \times 40 \times 106)\} \times 6E-06 \\
 &= 2135 \text{ KNmm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{2135}{8753,6} \\
 &= 0,244 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{Mz}{Pma} \\
 &= \frac{162,4}{41371} \\
 &= 0,0039 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $e = 0,0039255 \text{ mm} < e_b = 0,308 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.1.4 Memeriksa Kekuatan Penampang kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\
 &= \frac{2009,6 \text{ mm}}{196250 \text{ mm}} \\
 &= 0,010 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned}
 D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\
 &= 500 - (2 \times 91,0) \\
 &= 318 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\
 &= \frac{300}{0,85 \times 40} \\
 &= 8,82
 \end{aligned}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (P_{nperlu})

$$Pn_{perlu} = \frac{Pu}{0,7}$$

$$= \frac{255011}{0,7} = 316455,700 \text{ kg}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (Pn)

$$Pn = 0,85 \times fc' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85xe}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{ps \times mx \times ds}{2,50xh}} - \frac{0,85xe}{h} - 0,38 \right]$$

$$\cong 0,85 \times 25 \times 400^2 \times$$

$$Pn = \frac{0,85 \times 40 \times 500^2 \times 0,9 \times 0,0039}{500} - 0,38$$

$$+ \frac{0,01 \times 8,8 \times 318}{3 \times 500}$$

$$\frac{0,85 \times 0,0039}{500} - 0,38$$

$$= 9E+06 \times 0,1444 + 0,023 - 7E-06 - 0,4$$

$$= 9E+06 \times 0,02912$$

$$= 247479 \text{ kg} > Pn_{perlu} = 316455,700 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times Pn$)

$$\phi \times Pn = 0,7 \times 247479,3$$

$$= 173236 \text{ kg} > P_{max} 41371$$

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 Ø 8 mm

$$A_g = 196250 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ spira} &= 0,25 \times \pi \times \text{tulangan} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \\ &= 50,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 500 - (2 \times 75) \\ &= 350 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 0,25 \times \pi \times D_c^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 350^2 \\ &= 96162,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \frac{196250}{96162,50} - 1 \times \frac{40}{300} \\ &= 0,062 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{4 \times 50,24 \times (350 - 8)}{350^2 \times 0,0624} \\ &= 8,9841 \text{ mm} \sim \text{tidak memenuhi,} \end{aligned}$$

maka digunakan 50 mm (SNI 03 2847 2002).

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor,

maka digunakan tulangan

pokok 10 D 16 dan tulangan spiral \emptyset 8 – 50

4.3.2 Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe II

4.3.2.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak Setempat

a. Data Perencanaan :

- Berat pondasi total (ΣV) = 130,66 ton = 130658 kg
- M_y = 16900 kgm
- M_x = -3800 kgm
- L = 2,0 m
- B = 2,0 m
- Tebal telapak (t) = 0,5 m
- Selimut beton = 75 mm
- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Mutu tulangan f_y = 300 Mpa

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_y (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.9 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
M_x	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18
z/L	0,70	0,80	0,90	1,00			
M_x	0,14	0,09	0,05	0,00			

b. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang bor

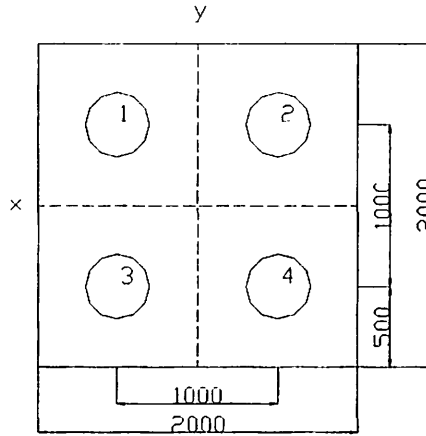
$$P_{max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X_{max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V_u &= 130658,40 & M_x &= -3800 \\ n &= 4 & M_y &= 16900 \\ n_y &= 2 \text{ jmlh tiang arah } y \\ n_x &= 2 \text{ jmlh tiang arah } x \\ \Sigma X^2 &= 2 & X_{max} &= -0,500 \end{aligned}$$

$$\sum Y = 2,000 \quad Y_{\max} = 0,500$$

$$P1 \quad P_{\max} = 32665 + -2113 + -475$$

$$= 30077,100$$

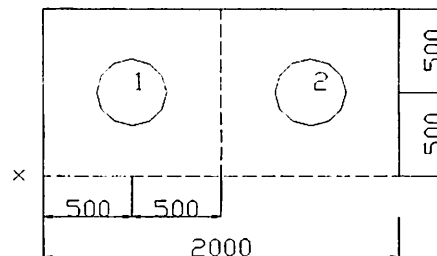


gambar 4.15 penempatan pondasi straus

	X	Y	P
P1	-1	1	30077,10
P2	0	1	34302,10
P3	1	1	31027,10
P4	-1	0	35347,10

c. Perhitungan momen

momen arah x yang terjadi akibat reaksi tiang bor



gambar 4.16 gabra momen arah x

nilai p berturut-turut adalah

$$p1 = 30077,10$$

$$p2 = 34302,10$$

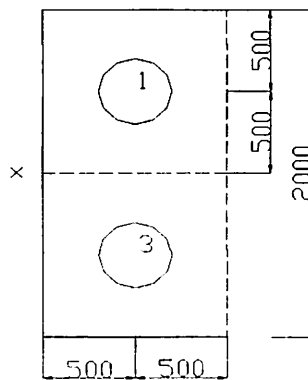
$$\begin{aligned} (y/L &= \frac{0,6}{0,6 + 0,6} \\ &= 0,5 \end{aligned}$$

nilai mye di peroleh dengan cara interpolasi

$$mye1=mye2 = = 0,21$$

$$\begin{aligned} mxe1=mxe2 &= 30077 \times 0,2 + 34302 \times 0,21 \\ &= 13520 \text{ kgm} \end{aligned}$$

momen arah y akibat reaksi tiang bor



gambar 4.17 gambar momen arah y

nilai P berturut-turut adalah

$$P2 = 34302,10$$

$$P4 = 35347,10$$

$$\begin{aligned} mxe2=mxe4 &= 34302 \times 0,2 + 35347 \times 0,2 \\ &= 14626 \text{ kgm}^2 \end{aligned}$$

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$\begin{aligned} Mu &= Mxe akibat P terpusat tiang strauss \\ &= 13519,63 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{13519,632}{0,8} = 16900 \times 10 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan tarik} \times \\ &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{16900 \times 10^4}{1000 \times 417^2} \\ &= 0,972 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,064 \\ &= 0,0482 \end{aligned}$$

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

$$= \frac{1,4}{300} = 0,0047$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 0,972}{300}} \right] \\ &= 0,1133 \times 0,0572 \\ &= 0,0043 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,004285 < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \\ &< \rho_{\text{min}} = 0,0047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x \\ &= 0,0043 \times 1000 \times 417 \\ &= 1786,85 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{1786,85}{0,25 \times 3,14 \times 16^2} \\ &= 8,8915 = 10 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$= \frac{1000}{10}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{1000}{100} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times 3,14 \times 16^2$$

$$= 2009,6 \text{ mm} > 1786,85 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!!!}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x D 16 - 100

perhitungan tulangan tekan arah x

$$\text{As tekan} = 20\% \times \text{As perlu}$$

$$= 357,37$$

direncanakan tulangan pokok D 10

$$\text{Jumlah tulangan (n)} = \frac{\text{As perlu}}{\frac{1}{4} \cdot d^2}$$

$$= \frac{357,37}{0,25 \times 3,14 \times 10^2}$$

$$= 4,5525 = 5 \text{ tulangan}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,064 \\
 \rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\
 &= 0,75 \times 0,064 \\
 &= 0,0482 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\
 &= \frac{1,4}{300} = 0,0047 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 0,421}{300}} \right] \\
 &= 0,1133 \times 0,0247 \\
 &= 0,0023
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,0023 \text{ mm} < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \text{ mm}^2 \\
 &< \rho_{\text{min}} = 0,0047 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,0023 \times 2000 \times 417 \\
 &= 1947,39
 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\
 &= \frac{1947,39}{0,25 \times 3,14 \times 16^2}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1000}{200,0} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \\
 &= 392,5 \text{ mm} > 357,37 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}
 \end{aligned}$$

jadi di gunakan tulangan tekan D 10 - 200

d. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah y

$$\begin{aligned}
 \text{Mu} &= \text{Mxe akibat P terpusat tiang strauss} \\
 &= 14626,33 \text{ kgm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{14626,332}{0,8} = 18283 \times 10 \text{ Nmm}$$

$dx = h - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan tarik} \times$

$$\begin{aligned}
 &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\
 &= 417 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$b = 2,5 \text{ m} = 2500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{b \times dx^2} = \frac{18283 \times 10^4}{2500 \times 417^2} \\
 &= 0,421 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned}
 \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\
 &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300}
 \end{aligned}$$

$$= 9,6904 = 10 \text{ tulangan}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$= \frac{1000}{10}$$

$$= 100 \text{ mm}$$

$$\text{As ada} = \frac{300}{120} \times 1/4 \times \pi \times d^2$$

$$= \frac{1000}{100} \times 0,25 \times 3,14 \times 16$$

$$= 2009,6 \text{ mm} > 1947,39 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y D 16 - 100

perhitungan tulangan tekan arah y

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times s \text{ perlu} \\ &= 389,48 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 10

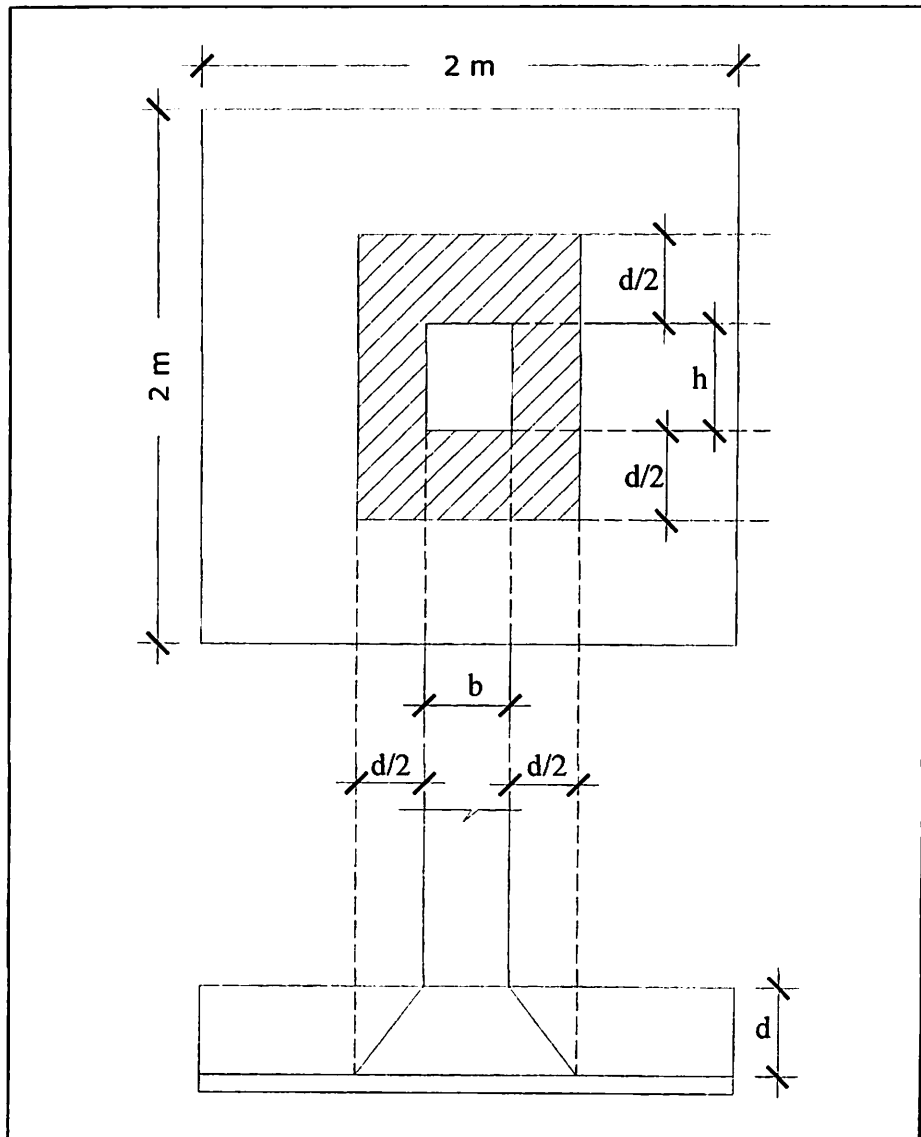
$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{389,48}{0,25 \times 3,14 \times 10^2} \\ &= 4,9615 = 5 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1000}{5} = 200 \text{ mm} \\
\text{As ada} &= \frac{1000}{200} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
&= \frac{1000}{200,0} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \\
&= 392,5 \text{ mm} > 389,48 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}
\end{aligned}$$

jadi digunakan tulangan tekan D 10 - 200

4.3.2.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)



gambar 4.18 geser pons

Geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom	: 400 / 500
Tebal footing	500 mm = 0,5 m
Tebal selimut beton	: 75 mm
Diameter tulangan pokok	: 19 mm
Mutu beton (f_c')	: 40 Mpa = 400 kg/cm ²
d	: 75 + 16/2 = 83

$$\text{Tinggi efektif (d)} : 500 - 83 = 415,5 \text{ mm}$$

Bidang kritis geser pons

$$b \text{ kolom} = 400 \text{ mm}$$

$$h \text{ kolom} = 500 \text{ mm}$$

$$h' = 500 + 415,5 = 915,5 \text{ mm}$$

$$b' = 400 + 412,5 = 812,5 \text{ mm}$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$b_o = 2 \times (b + d) + 2 \times (h + d)$$

$$= (2 \times 915,5) + (2 \times 812,5)$$

$$= 3456 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{3} \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \\ V_c &= 0,3 \times \sqrt{40} \times 3456 \times 415,5 \\ &= 3027286 \text{ N} = 302729 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 2270464,8$$

$$= 2270464,8 \text{ N} = 231444 \text{ kg}$$

Maka $V_u = 118000 \text{ kg} < \phi V_c = 231444 \text{ kg}$ (ok)

Karena $V_u < \phi V_c$, maka tidak diperlukan tulangan geser

terhadap kolom dan poer aman terhadap geser pons akibat kolom.

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{1256 \text{ mm}^2}{0,3 \times 3 \times 16^2}$$

$$n = 6,25 = 7 \text{ bh}$$

- Asada = $n \times 1/4 \times \pi \times d^2$
 $= 7 \times 0,3 \times 3,1 \times 16^2$
 $= 1406,7 \text{ mm}^2 > 1256 \text{ mm}^2$

- $A_s = A = 0,5 \times \text{Asada}$
 $= 0,5 \times 1407 \text{ mm}^2$
 $= 703,36 \text{ mm}^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

$$s = \frac{3,14 \times 218}{7}$$

$$s = 97,789 \text{ mm}$$

Pemeriksaan beban ultimate beton (Pub) dan momen ultimate beton (Mub).

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned} t_{ek} &= 0,8 \times D_{\text{tiang}} \\ &= 0,8 \times 400 \\ &= 320 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekuivalen

4.3.2.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Strauss

Perhitungan pondasi tiang bor diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

Data perencanaan

- P_{max} = 34217 kg = 34,2171 ton
- $P_u = \Sigma V$ = 130658 kg = 130,66 ton
- Mutu beton (f_c) = 40 Mpa
- Mutu baja tulang = 300 Mpa
- D tulangan pokok = 16 mm
- \emptyset sengkang = 8 mm
- D tiang = 40 cm = 400 mm
- Tebal selimut = 75 mm

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2 D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (1/2 \cdot 16) \\ &= 91,0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{defektif} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 400 - (2 \times 91) \\ &= 218 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 400^2 \\ &= 125600 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1,5% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}- A_{st} &= 1,0\% \times A_g \\ &= 1,0\% \times 125600 \text{ mm}^2 \\ &= 1256 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 l_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{tek} \\
 &= \frac{0,3 \times 3 \times 400^2}{320} \\
 &= 392,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d-d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\
 &= 0,7 \times 218 \\
 &= 145,33 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 320 - 91 \\
 &= 229 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (cb)

$$\begin{aligned}
 C_{balance} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 229}{600 + 300} \\
 &= 152,67 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}
 a_b &= \beta \times C_{balance} \\
 &= 0,9 \times 152,67 \\
 &= 129,77 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (cb - d)}{cb} \\
 &= \frac{0,003 \times 200000 \times (153 - 91,0)}{153} \\
 &= 231,3 \text{ Mpa} < f_y = 300
 \end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{(0,853 \times f_c \times a_b \times lek) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\
 &= \{(1 \times 40 \times 130 \times 392,5) + 703,36 \times 231,3 - (703,36 \times 300) \times 0,003\} \\
 &= 5050,2 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times lek \times ab \times [tek/2 - (1/2 \times ab)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \\
 &\quad \times 10^{-6} \\
 &= \{(0,85 \times 40 \times 392,5 \times 129,77 \times [160 - 65]) + (703,36 \times 231,3 \times 72,667) - (703,36 \times 40 \times 72,667)\} \times 6E-06 \\
 &= 1047 \text{ KNmm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{1047}{5050,2} \\
 &= 0,207 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{Mz}{Pma} \\
 &= \frac{162,4}{34217} \\
 &= 0,0047 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena $e = 0,0048 \text{ mm} < e_b = 0,308 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.2.4 Memeriksa Kekuatan Penampang kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang

$$\begin{aligned}
 \rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\
 &= \frac{1406,7 \text{ mm}^2}{125600 \text{ mm}^2} \\
 &= 0,011
 \end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned}
 D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\
 &= 400 - (2 \times 91,0) \\
 &= 218 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\
 &= \frac{300}{0,85 \times 30} \\
 &= 11,76
 \end{aligned}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{Pu}{0,7}$$

$$= \frac{130658}{0,7} = 186654,857 \text{ kg}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85x_e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_s x m x d_s}{2,50 x h}} - \frac{0,85x_e}{h} - 0,38 \right]$$

$$= 0,85 \times 25 \times 400^2 \times$$

$$P_n = \frac{0,85 \times 40 \times 400^2 \times 0,9 \times 0,0047}{400} - 0,38$$

$$+ \frac{0,01 \times 11,8 \times 218}{3 \times 400}$$

$$\frac{0,85 \times 0,0047}{400} - 0,38$$

$$= 5E+06 \times 0,1444 + 0,0287 - 1E-05 - 0,4$$

$$= 5E+06 \times 0,03606$$

$$= 196184 \text{ kg} > P_{n\text{perlu}} = 186654,857 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\phi \times P_n = 0,7 \times 196184,21$$

$$= 137329 \text{ kg} > P_{\text{max}} 34217,1$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyara sehingga ukuran tiang bor dan tulangan dapat digunakan



4.3.2.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral \emptyset 8 mm

$$A_g = 125600 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_{s \text{ spira}} &= 0,25 \times \pi \times ' \text{tulangan} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \\ &= 50,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 400 - (2 \times 75) \\ &= 250 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 0,25 \times \pi \times D_c^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 250^2 \\ &= 49062,50 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \frac{125600}{49062,50} - 1 \times \frac{40}{300} \\ &= 0,094 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned} S_{\text{maks}} &= \frac{4 \times A_{s \text{ spiral}} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} \\ &= \frac{4 \times 50,24 \times (250 - 8)}{250^2 \times 0,0936} \\ &= 8,3132 \text{ mm} \sim \text{tidak memenuhi,} \end{aligned}$$

maka digunakan 50 mm (SNI 03 2847 2002).

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor,
maka digunakan tulangan

pokok 10 D 16 dan tulangan spiral \varnothing 8 – 50

4.3.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Tipe III

4.3.3.1 Perencanaan Penulangan Pondasi Telapak Setempat

a. Data Perencanaan :

- Berat pondasi total (ΣV) = 19,739 ton = 19739 kg
- M_y = 21700 kgm
- M_x = 6760 kgm
- L = 1,5 m
- B = 1,5 m
- Tebal telapak (t) = 0,5 m
- Selimut beton = 75 mm
- Mutu beton (f_c') = 40 Mpa
- Mutu tulangan f_y = 300 Mpa

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang dijepit pada bagian sisinya. Dari tabel (Pelat : Stiglet/Wipel : 209) didapat nilai M_y (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.10 Pelat : Stiglet/Wipel

z/L	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60
M_x	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18
z/L	0,70	0,80	0,90	1,00			
M_x	0,14	0,09	0,05	0,00			

b. Perhitungan Beban Yang Diterima Oleh Tiang bor

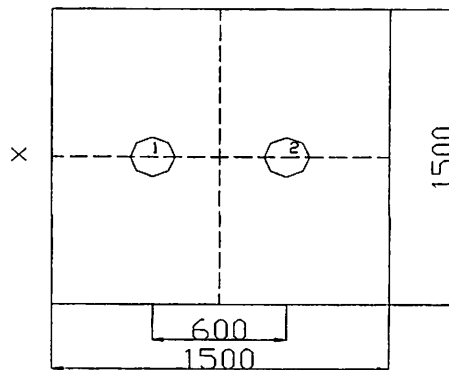
$$P_{\max} = \frac{\Sigma V}{n} \pm \frac{\Sigma V \cdot X_{\max}}{n_y \cdot \Sigma X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y_{\max}}{n_x \cdot \Sigma Y^2}$$

$$\begin{aligned} \Sigma V &= 19739,40 & M_x &= 6760 \\ n &= 2 & M_y &= 21700 \\ n_y &= 1 \text{ jmlh tiang arah y} \\ n_x &= 2 \text{ jmlh tiang arah x} \\ \Sigma X &= 0,5 & X_{\max} &= -0,250 \end{aligned}$$

$$\sum Y = 0,5 \qquad Y_{\max} = 0,000$$

$$P1 \quad P_{\max} = 9869,7 + -10850 + 0$$

$$= -980,300$$

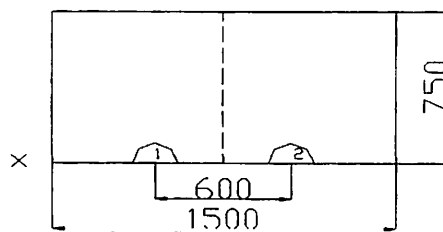


gambar 4,19 penempatan pondasi straus

	X	Y	P
P1	-1	1	-980
P2	0	1	15785

c. Perhitungan momen

momen arah x yang terjadi akibat reaksi tiang bor



gambar 4.20 gambra momen arah x

nilai p berturut-turut adalah

$$p1 = -980,00$$

$$p2 = 15784,85$$

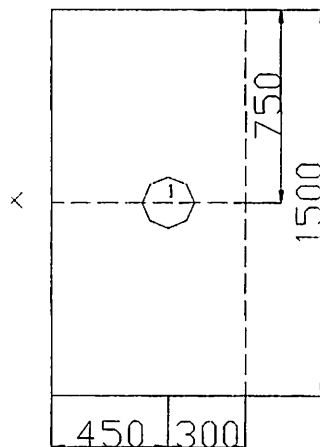
$$\begin{aligned} (y/L &= \frac{0,6}{0,6 + 0,6} \\ &= 0,5 \end{aligned}$$

nilai mye di peroleh dengan cara interpolasi

$$mye1=mye2 = = 0,21$$

$$\begin{aligned} mxe1=mxe2 &= -980 \times 0,2 + 15785 \times 0,21 \\ &= 3109 \text{ kgm} \end{aligned}$$

momen arah y akibat reaksi tiang bor



gambar 4.21 gambar momen arah y

nilai P berturut-turut adalah

$$P2 = 15784,85$$

$$P4 = 27834,85$$

$$mxe2=mxe4 = 15785 \times 0,2$$

$$= 3314,8 \text{ kgm}^2$$

c. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah x

$$Mu = Mxe akibat P terpusat tiang strauss$$

$$= 3109,02 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{3109,0185}{0,8} = 3886,3 \times 10 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} dx &= h - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan tarik} \times \\ &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1,0 \text{ m} = 1000 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n}{b \times dx^2} = \frac{3886,3 \times 10^4}{1000 \times 417^2} \\ &= 0,223 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{maks} &= \frac{0,75}{0,75} \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,064 \\ &= 0,0482 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{300} = 0,0047 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\
 &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 0,2}{300}} \right] \\
 &= 0,1133 \times 0,0131 \\
 &= 0,0037
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\text{perlu}} &= 0,003655 < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \\
 &< \rho_{\text{min}} = 0,0047
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 A_s \text{ perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d_x \\
 &= 0,0037 \times 1000 \times 417 \\
 &= 1524,14 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{A_s \text{ perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\
 &= \frac{1524,14}{0,25 \times 3,14 \times 16^2} \\
 &= 7,5843 = 8 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{jarak (s)} &= \frac{b}{n} \\
 &= \frac{1000}{8} \\
 &= 125 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{125} \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{125} \times 0,25 \times 3,14 \times 16^2 \\
 &= 1607,7 \text{ mm} > 1524,14 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!!!}
 \end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah x D 16 - 125

perhitungan tulangan tekan arah x

$$\begin{aligned}
 \text{As tekan} &= 20\% \times \text{As perlu} \\
 &= 304,83
 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 10

$$\begin{aligned}
 \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\
 &= \frac{304,83}{0,25 \times 3,14 \times 10^2} \\
 &= 3,8831 = 4 \text{ tulangan}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{jarak (s)} &= \frac{b}{n} \\
 &= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{As ada} &= \frac{1000}{250} \times 1/4 \times \pi \times d^2 \\
 &= \frac{1000}{250,0} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2
 \end{aligned}$$

$$= 314,0 \text{ mm} > 304,83 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}$$

jadi di gunakan tulangan tekan D 10 - 250

d. Perhitungan penulangan pondasi telapak arah y

$$\begin{aligned} \text{Mu} &= \text{Mxe akibat P terpusat tiang strauss} \\ &= 3314,82 \text{ kgm} \end{aligned}$$

$$\text{Mn} = \frac{\text{Mu}}{\phi} = \frac{3314,8185}{0,8} = 4143,5 \times 10 \text{ Nmm}$$

$\text{dx} = \text{h} - \text{tebal selimut beton} - 1/2 \times \text{diameter tulangan tarik} \times$

$$\begin{aligned} &= 500 - 75 - (0,5 \times 16) \\ &= 417 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$b = 1,5 \text{ m} = 1500 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} \text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{b \times \text{dx}^2} = \frac{4143,5 \times 10^4}{1500 \times 417^2} \\ &= 0,159 \text{ Mpa} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{300}{0,9 \times 40} = 8,824$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \times f_c'}{f_y} \times \beta \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= \frac{0,85 \times 40}{300} \times 0,85 \times \frac{600}{600 + 300} \\ &= 0,064 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{maks}} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,064 \\ &= 0,0482\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{min}} &= \frac{1,4}{f_y} \\ &= \frac{1,4}{300} = 0,0047\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= \frac{1}{m} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{8,824} \times \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 8,824 \times 0,159}{300}} \right] \\ &= 0,1133 \times 0,0093 \\ &= 0,0011\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\rho_{\text{perlu}} &= 0,001059 < \rho_{\text{maks}} = 0,0482 \\ &< \rho_{\text{min}} = 0,0047\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{As perlu} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\ &= 0,0011 \times 1000 \times 417 \\ &= 1506,31\end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 16

$$\begin{aligned}\text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{1506,31}{0,25 \times 3,14 \times 16^2}\end{aligned}$$

$$= 7,4956 = 8 \text{ tulangan}$$

$$\begin{aligned} \text{jarak (s)} &= \frac{b}{n} \\ &= \frac{1000}{8} \\ &= 125 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{As ada} &= \frac{300}{120} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\ &= \frac{1000}{125} \times 0,25 \times 3,14 \times 16 \\ &= 1607,7 \text{ mm} > 1506,31 \text{ mm}^2 \quad \text{OK!!!} \end{aligned}$$

Jadi digunakan tulangan tarik arah y D 16 - 125

perhitungan tulangan tekan arah y

$$\begin{aligned} \text{As tekan} &= 20\% \times s \text{ perlu} \\ &= 301,26 \end{aligned}$$

direncanakan tulangan pokok D 10

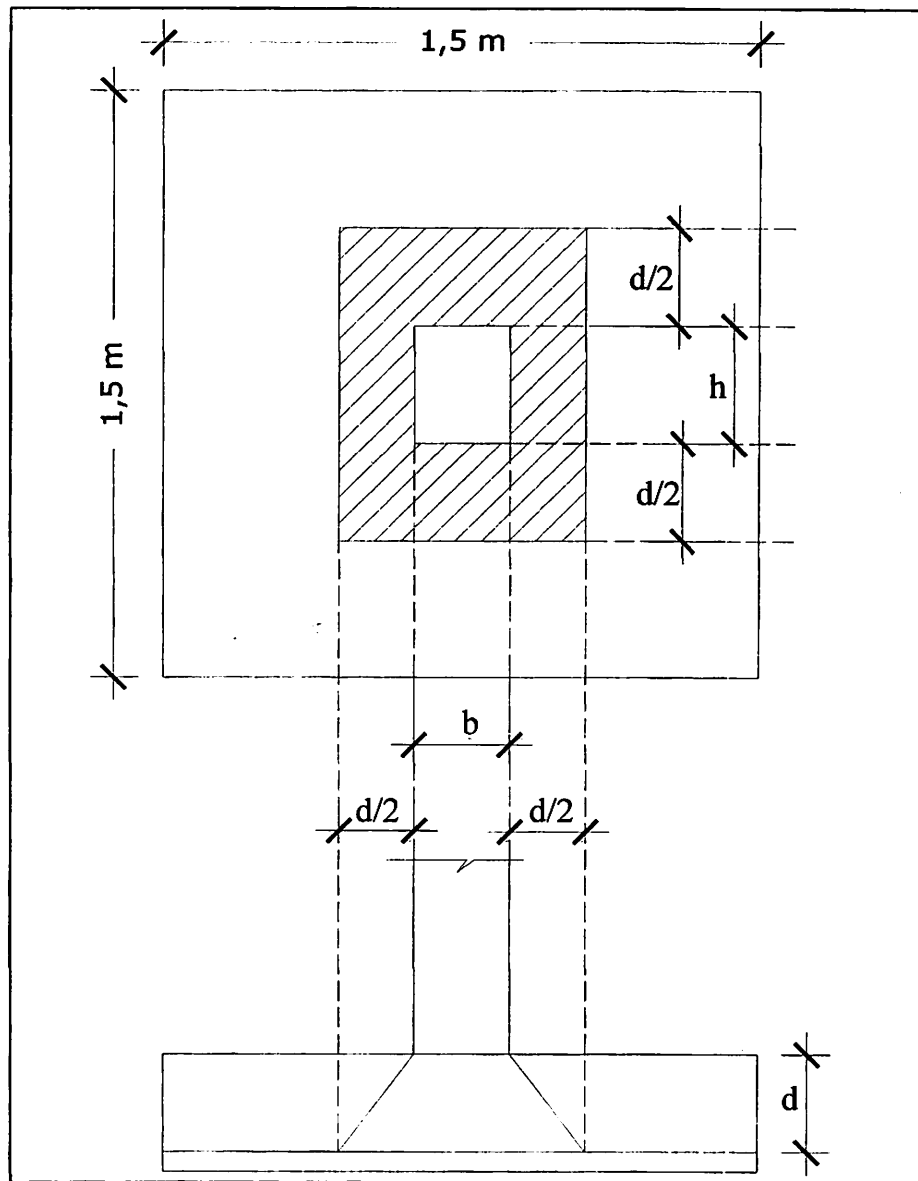
$$\begin{aligned} \text{Jumlah tulangan (n)} &= \frac{\text{As perlu}}{1/4 \cdot d^2} \\ &= \frac{301,26}{0,25 \times 3,14 \times 10^2} \\ &= 3,8377 = 4 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\text{jarak (s)} = \frac{b}{n}$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1000}{4} = 250 \text{ mm} \\
\text{As ada} &= \frac{1000}{250} \times \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \\
&= \frac{1000}{250,0} \times 0,25 \times 3,14 \times 10^2 \\
&= 314,0 \text{ mm} > 301,26 \text{ mm}^2 \text{ OK!!!}
\end{aligned}$$

jadi digunakan tulangan tekan D 10 - 250

4.3.3.2 Kontrol Geser Pons (Gaya Geser Dua Arah Sumbu)



gambar 4.22 geser pons

Geser pons terhadap kolom

Dimensi kolom : 400 / 500

Tebal footing 500 mm = 0,5 m

Tebal selimut beton : 75 mm

Diameter tulangan pokok : 19 mm

Mutu beton (f_c') : 40 Mpa = 400 kg/cm²

d_s : 75 + (16/2) = 83

$$\text{Tinggi efektif (d)} \quad : 500 - 83 \quad = \quad 415,5 \text{ mm}$$

Bidang kritis geser pons

$$dh' = 500 + 415,5 = 915,5 \text{ mm}$$

$$db' = 400 + 412,5 = 812,5 \text{ mm}$$

$$\beta_c = h_k / b_k = 500 / 400 = 1,3$$

Keliling bidang kritis geser pons (b_o)

$$b_o = 2 \times (b + d) + 2 \times (h + d)$$

$$= (2 \times 1015,6) + (2 \times 1144,4)$$

$$= 4320 \text{ mm}$$

Kuat geser beton maksimum

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$V_c = 0,3 \times \sqrt{40} \times 4320 \times 415,5$$

$$= 3784108 \text{ N} = 378410,79 \text{ kg}$$

$$\phi V_c = 0,75 \times V_c$$

$$= 2838081$$

$$= 2838081 \text{ N} = 289305 \text{ kg}$$

Maka $V_u = 19739,4 \text{ kg} < \phi V_c = 289305 \text{ (ok)}$

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.

Data perencanaan

- $P_{max} = 20546 \text{ kg} = 20,5459 \text{ ton}$
- $P_u = \Sigma V = 19739 \text{ kg} = 19,739 \text{ ton}$
- Mutu beton (f_c) = 40 Mpa
- Mutu baja tulang = 300 Mpa
- D tulangan pokok = 16 mm
- \emptyset sengkang = 8 mm
- D tiang = 20 cm = 200 mm

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 10 + (\frac{1}{2} \cdot 16) \\ &= 91,0 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{defektif} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 200 - (2 \times 91) \\ &= 18 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Luas penampang tiang bor

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{tiang}}^2) \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 200^2 \\ &= 31400 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Luas tulangan penampang baja (A_{st})

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 1,5% dari luas tiang.

$$\begin{aligned}- A_{st} &= 2,0\% \times A_g \\ &= 2,0\% \times 31400 \text{ mm}^2 \\ &= 628 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

- Jumlah tulangan (n)

$$n = \frac{A_{st}}{1/4 \times \pi \times D^2}$$

$$n = \frac{628 \text{ mm}^2}{0,3 \times 3 \times 16^2}$$

$$n = 3,125 = 4 \text{ bh}$$

- Asada = $n \times 1/4 \times \pi \times d^2$
 $= 4 \times 0,3 \times 3,1 \times 16^2$
 $= 803,84 \text{ mm}^2 > 628 \text{ mm}^2$

- $A_s = A = 0,5 \times \text{Asada}$
 $= 0,5 \times 804 \text{ mm}^2$
 $= 401,92 \text{ mm}^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

$$s = \frac{3,14 \times 18}{4}$$

$$s = 14,13 \text{ mm}$$

Pemeriksaan beban ultimate beton (Pub) dan momen ultimate beton (Mub).

- Tebal penampang segi empat ekuivalen

$$\begin{aligned} t_{ek} &= 0,8 \times D_{\text{tiang}} \\ &= 0,8 \times 200 \\ &= 160 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$= \frac{4 \times 50,24 \times (120 - 8)}{120^2 \times 0,1067}$$

= 14,653 mm ~ tidak memenuhi,
maka digunakan 50 mm (SNI 03 2847 2002).

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang bor,
maka digunakan tulangan
pokok 10 D 16 dan tulangan spiral Ø 8 – 50

tiang bor dan tulangan dapat digunakan
persyaratan sehingga ukuran

4.3.1.5 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral Ø 8 mm

$$A_g = 31400 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ spira} &= 0,25 \times \pi \times \text{tulangan} \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 8^2 \\ &= 50,24 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} D_c &= D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton}) \\ &= 200 - (2 \times 40) \\ &= 120 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A_c &= 0,25 \times \pi \times D_c^2 \\ &= 0,25 \times 3,14 \times 120^2 \\ &= 11304,00 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[\frac{f_c'}{f_y} \right] \\ &= 0,45 \times \frac{31400}{11304,00} - 1 \times \frac{40}{300} \\ &= 0,107 \end{aligned}$$

Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{\text{maks}} = \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}}$$

$$= \frac{300}{0,85 \times 30}$$

$$= 11,76$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\text{perlu}}$)

$$P_{n\text{perlu}} = \frac{Pu}{0,7}$$

$$= \frac{19739}{0,7} = 28199,143 \text{ kg}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$P_n = 0,85 \times f_c' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85x e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{\rho_s x m x d_s}{2,50 x h}} - \frac{0,85x e}{h} - 0,38 \right]$$

$$= 0,85 \times 25 \times 400^2 \times$$

$$P_n = \frac{0,85 \times 40 \times 200^2 \times 0,9 \times 0,0079}{200} - 0,38$$

$$+ \frac{0,03 \times 11,8 \times 18}{3 \times 200} - \frac{0,85 \times 0,0079}{200} - 0,38$$

$$= 1360000 \times 0,1444 + 0,0108 - 3,359E-05 - 0,4$$

$$= 1360000 \times 0,01394$$

$$= 38789 \text{ kg} > P_{n\text{perlu}} = 28199,1 \text{ kg}$$

- Kuat kolom ($\phi \times P_n$)

$$\phi \times P_n = 0,7 \times 38789$$

$$= 27152 \text{ kg} > P_{\text{max}} 20546$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi

$$= 0,134 \text{ mm}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$\begin{aligned} e &= \frac{Mz}{P \text{ max}} \\ &= \frac{-162,4}{20546} \\ &= 0,0079 \text{ mm} \end{aligned}$$

Karena $e = 0,0039255 \text{ mm} < e_b = 0,308 \text{ mm}$, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.3.3.4 Memeriksa Kekuatan Penampang kolom Bulat

- Rasio penulangan memanjang

$$\begin{aligned} \rho_s &= \frac{A_{sada}}{A_g} \\ &= \frac{803,84 \text{ mm}}{31400 \text{ mm}} \\ &= 0,026 \end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$\begin{aligned} D_s &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 200 - (2 \times 91,0) \\ &= 18 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c}$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$\begin{aligned}
 f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (cb - d)}{cb} \\
 &= \frac{0,003 \times 200000 \times (46 - 91,0)}{46} \\
 &= 256 \text{ Mpa} < f_y = 300
 \end{aligned}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$\begin{aligned}
 P_{ub} &= \{(0,853 \times f_c \times a_b \times l_{ek}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\
 &= \{(1 \times 40 \times 39 \times 196,25) + \\
 &\quad 401,92 \times 256 - (401,92 \times 300) \\
 &\quad \times 0,003\} \\
 &= 729,63 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$\begin{aligned}
 M_{ul} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek} \times a_b \times [\frac{tek}{2} - (1/2 \times a_b)]) + \\
 &\quad (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \\
 &\quad \times 10^{-6} \\
 &= \{(0,85 \times 40 \times 196,25 \times 39,1 \times \\
 &\quad [80 - 20]) + (401,92 \times \\
 &\quad 256 \times 6) - (401,92 \times 40 \\
 &\quad \times 6)\} \times 6E-06 \\
 &= 97,752 \text{ KNmm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{97,752}{729,63}
 \end{aligned}$$

- Lebar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned}
 I_{ek} &= \frac{1/4 \cdot \pi \cdot D_{tiang}^2}{tek} \\
 &= \frac{0,3 \times 3 \times 200^2}{160} \\
 &= 196,25 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak antar lapis tulangan

$$\begin{aligned}
 d-d' &= 2/3 \times d_{efektif} \\
 &= 0,7 \times 18 \\
 &= 12 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

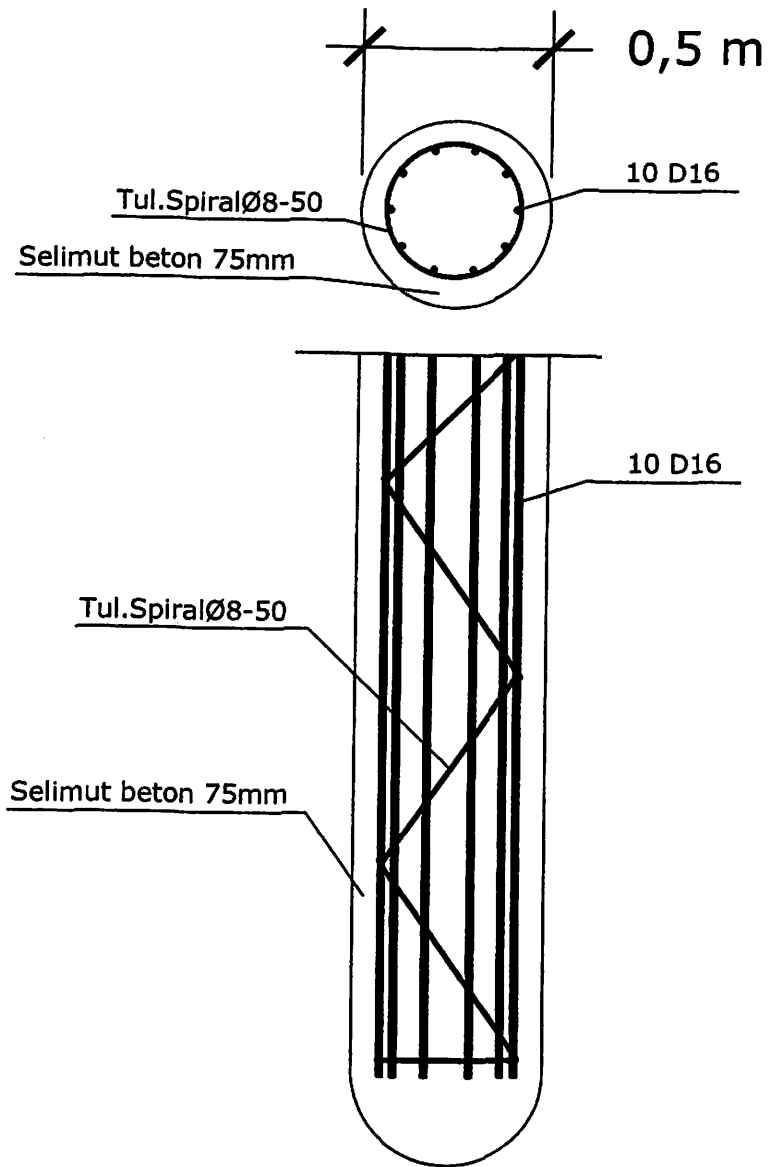
$$\begin{aligned}
 d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\
 &= 160 - 91 \\
 &= 69 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (cb)

$$\begin{aligned}
 C_{balance} &= \frac{600 \times db}{600 + f_y} \\
 &= \frac{600 \times 69}{600 + 300} \\
 &= 46 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$\begin{aligned}
 a_b &= \beta \times C_{balance} \\
 &= 0,9 \times 46 \\
 &= 39,1 \text{ mm}
 \end{aligned}$$



JUDUL GAMBAR

DETAIL TULANGAN STROUS Ø

DIGAMBAR

YOHANES ADI SAPUTRO

NIM : 0821002

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING I

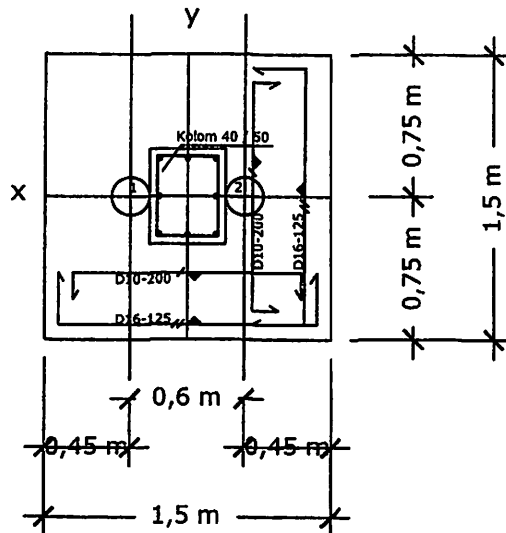
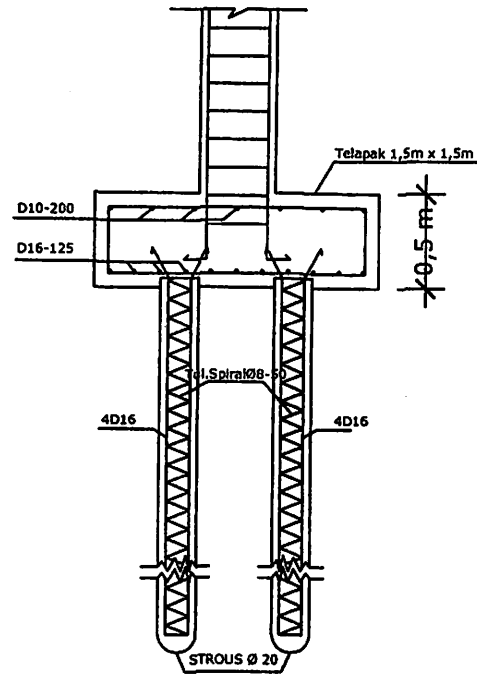
Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMBAR

1 : 20

4



JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI STROUS Ø 20

DIGAMBAR

**YOHANES ADI SAPUTRO
NIM : 0821002**

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

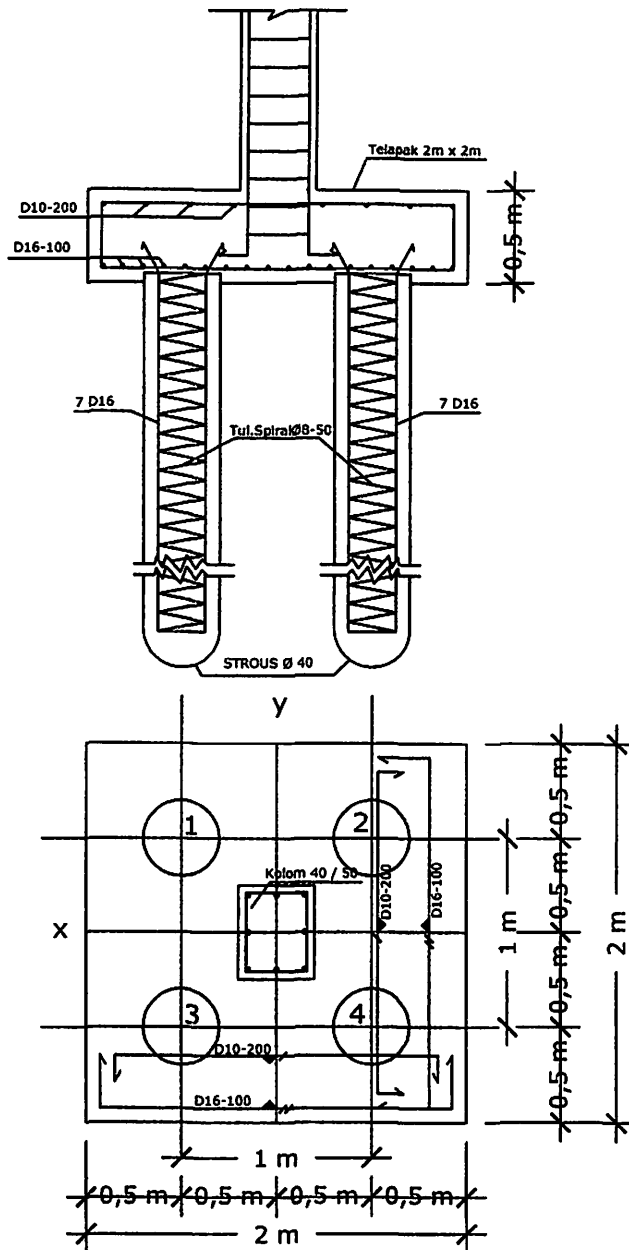
Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMB

1 : 40

3



JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI STROUS Ø 40

DIGAMBAR

**YOHANES ADI SAPUTRO
NIM : 0821002**

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

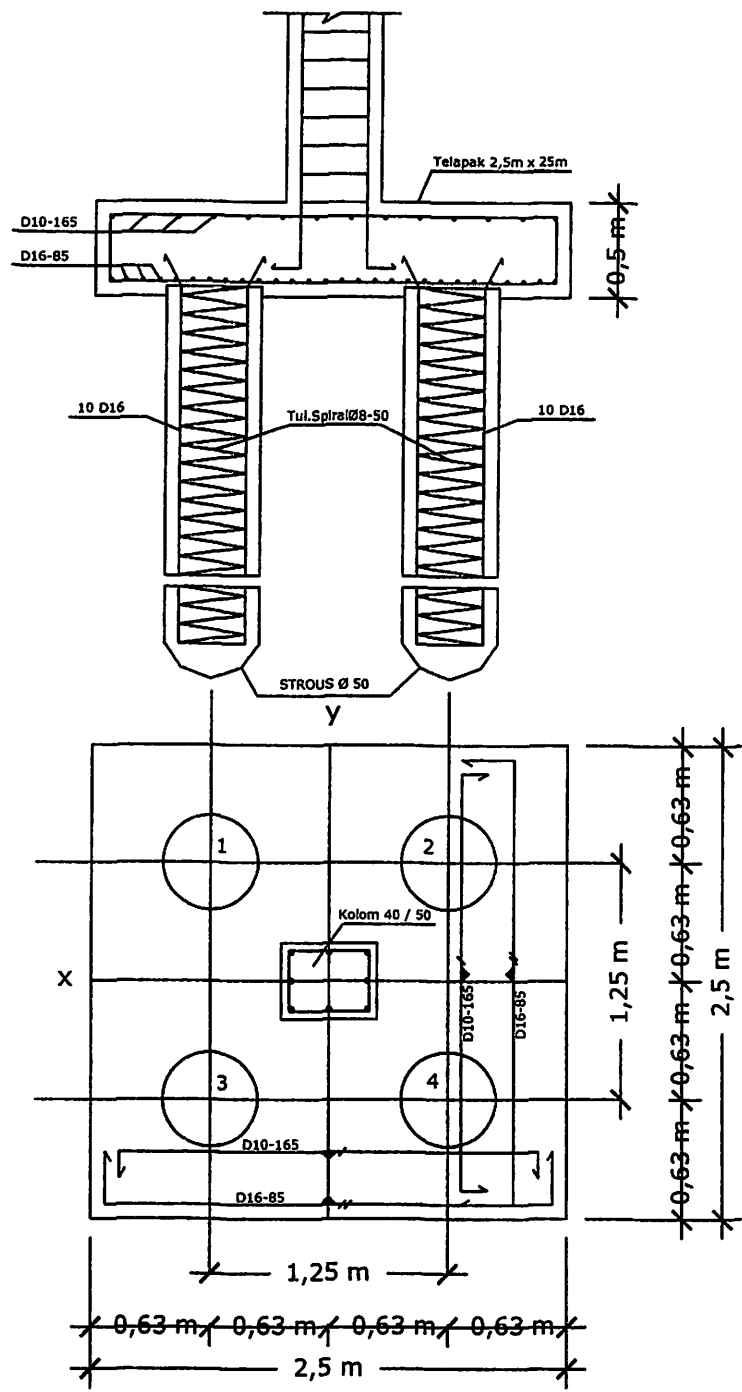
Ir.Munarsih MT.

SKALA

1 : 40

NO. GAMBAR

2



JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI STROUS Ø 50

DIGAMBAR

YOHANES ADI SAPUTRO
NIM : 0821002

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

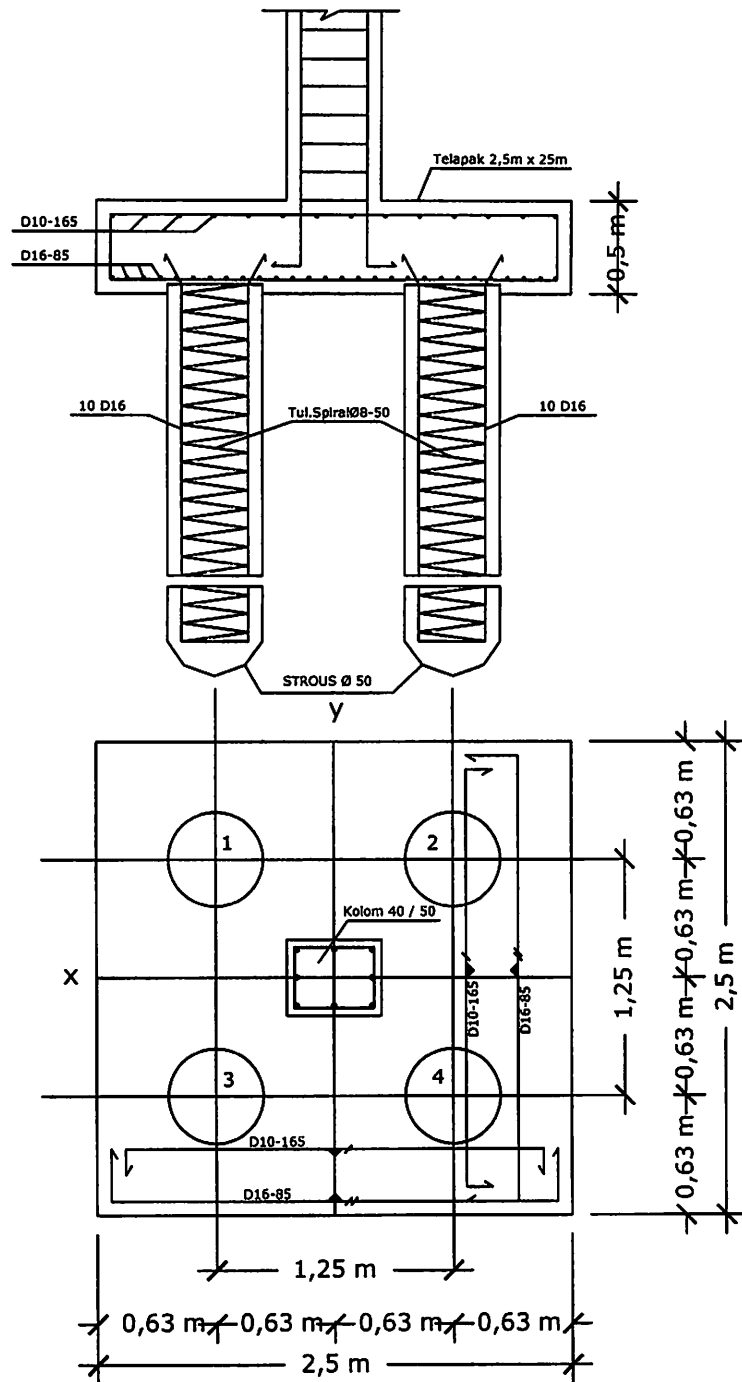
Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMBAR

1 : 40

1



JUDUL GAMBAR

DETAIL PONDASI STROUS Ø 5

DIGAMBAR

YOHANES ADI SAPUTRO
NIM : 0821002

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMBAR

1 : 40

1

DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, JE. 1992. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- DPU. SNI 03-1726-2002. *Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktural Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- DPU. SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 1*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Leonards. 1962. *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- Peck, R.B., W.E. Hanson., T.H. Thornburn. 1966. *Teknik Pondasi*. Gadjah Mada University: Yogyakarta.
- Sardjono, H.S. 2011. *Analisis dan Perancangan Pondasi II*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Stiglat, K. dan Wippel, H. 1989. *Pelat Edisi 3*. Erlangga: Jakarta.
- Tomlinson, M.J. 1977. *Pile Design and Construction Pile*. Viewpoint Publications: London.
- Wesley, LD. 1977. *Mekanika Tanah*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*.

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.

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.

Type Pondasi	P _{gabungan} (ton)	Pondasi Telapak (ton)	Pondasi strauss (ton)	Prosentase (%)	Prosentase (%)
Berat	265,296	71,6658	193,6303	27,01	72,99
Sedang	140,801	45,8661	94,9358	32,58	67,43
Rigan	47,53	28,6851	18,8458	60,35	39,65

Untuk penurunan pondasi gabungan disetiap tipe adalah

Type Pondasi	Penurunan
Berat	2,281 cm
Sedang	0,776 cm
Rigan	0,310 cm

Pada hasil perhitungan penulangan pondasi telapak setempat terdapat tiga tipe pondasi yang masing – masing tipe didasarkan pada beban yang terjadi

Type Pondasi	Tulangan Tarik Telapak	Tulangan Tekan telapak	Tulanagan pokok strauss	Tulanagan Sepiral Strauss
Berat	D16 - 83	D10 - 166	10 D 16	D8 - 50mm
Sedang	D16 - 100	D10 - 200	7 D 16	D8 - 50mm
Rigan	D16 - 125	D10 - 250	4 D 16	D8 - 50mm



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan sigura-gura No. 2, Malang

LEMBAR ASISTENSI

Nama : Yohanes Adi Saputro (08.21.002)

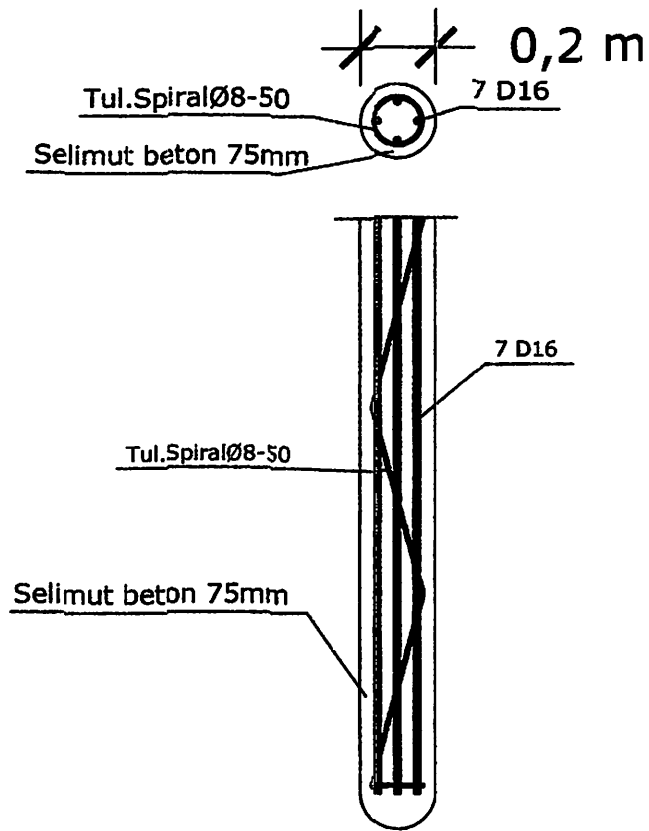
Jurusan : Teknik Sipil S-1

Laporan : Skripsi

Pembimbing : Ir Agus Santosa ST.,MT

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	12-1-'15	- Betulkan pelh. daya dukung trip strous. - Betulkan pelh. beton per dan. - Gaya P & M. pd pondasi q dipakai cek lagi.	
2	21-1-'15	- Betulkan pelh. pondasi tetapale x trip strous.	
3	26-1-'15	- Pelh. tub. strous cek lagi Lijuth	
4	27-1-'15	- Pelh. ok. Lijuth qbr.	
5	28-1-'15	- Lijuth qbr. pilecap.	
6	30-1-'15	Acc bin seminar hriil	





JUDUL GAMBAR

DETAIL TULANGAN STROUS Ø2

DIGAMBAR

YOHANES ADI SAPUTRO

NIM : 0821002

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

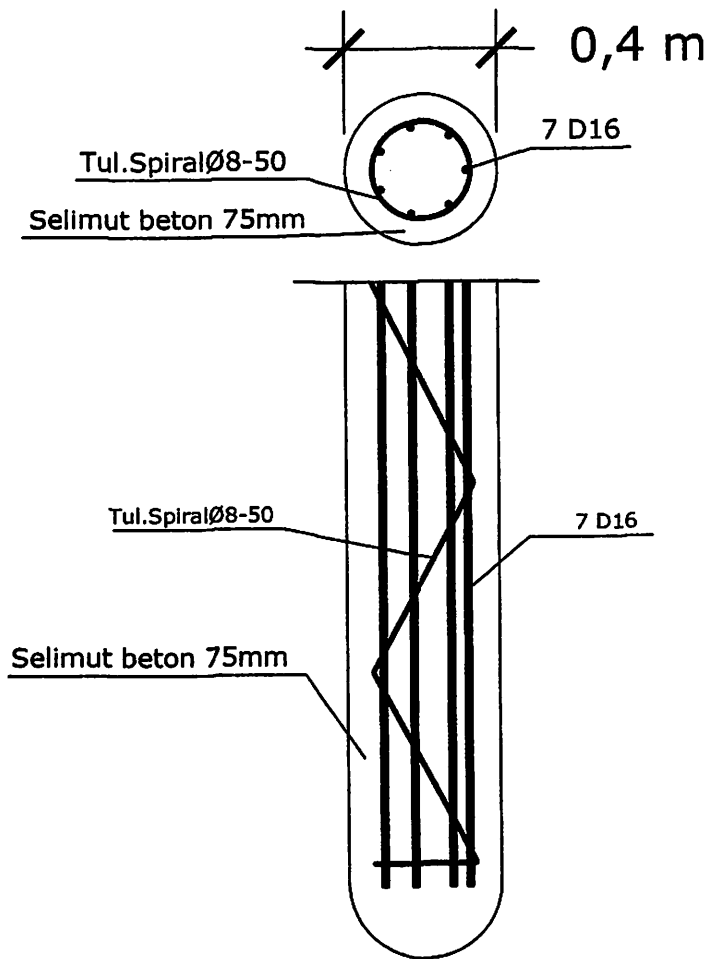
Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMBAR

1 : 20

6



JUDUL GAMBAR

DETAIL TULANGAN STROUS Ø4

DIGAMBAR

YOHANES ADI SAPUTRO
NIM : 0821002

DIPERIKSA :

DOSEN PEMBIMBING I

Ir.A.Agus Santosa,MT

DOSEN PEMBIMBING II

Ir.Munarsih MT.

SKALA

NO. GAMBAR

1 - 20

-



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan sigura-gura No. 2, Malang

LEMBAR ASISTENSI

Nama : Yohanes Adi Saputro (08.21.002)

Jurusan : Teknik Sipil S-1

Laporan : Skripsi

Pembimbing :

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
1	11/11 - 2013	#Penulisan Cah lagi. # jenis pondasi: kolom konsolida → langsung & tak langsung atau dalam & dangkal - penulisan catatan buku Gemat ty saragam.	
2	14/11 - 2013	ty. bal III	
3	26/11 - 2013	= Perhitungan buat sesuai data # perhitungan tulis lengkap	
4	19/10 - 2013	hitung penempatan manual	
5	25/12 - 2013	Guat pemb. balok.	
6	27/10 - 2013	- hitung beban gambar	

7 4/3 - 2014 - hitung perencanaan pondasi.



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

Jl. Bendungan sigura-gura No. 2, Malang

LEMBAR ASISTENSI

Nama : Yohanes Adi Saputro (08.21.002)

Jurusan : Teknik Sipil S-1

Laporan : Skripsi

Pembimbing : Ir Munasih ST.,MT

No	Tanggal	Keterangan	Tanda Tangan
8	19/3-2014	konversi saldaan km.	
9	8/5-2014	= coba ke dalam 1,2 & 3,4	
10	9/5-2014	= coba : T : 1,2 s : 3,6 dy. length	
11	8/10-2014	panalangan saldaan km	
12	12/1-2015	+ situan lulis laghep	
13	30/7-2015	= daftar Justalia Cetaklan Oea seminar	



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG : Struktur

Nama : Yohanes Adi S.

NIM : 0821.002

Hari / Tanggal: Selasa 17 -- 02 -- 2015

Perbaiki materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- perhitungan d.d. pondasi tiang bor,

- satuan JHP. (kg/cm^2) ✓

- perhitungan $f_s = \frac{JHP_n - JHP_{n-1}}{L}$ ✓

$$Q_{\text{tiang bor}} = \frac{A_{\text{tiang}} \times g_{\text{rod}}}{3} + \frac{D.L. (f_s \times 500)}{5} \checkmark$$

- abr. bidang quars. → rumus V_c ?

$$f_y = 300 \text{ MPa}$$

$f_c = 40 \text{ MPa}$ & cek semua perhit. yg. tertera.

- 4 ujian → cek tata tulis rumus/perhitungan

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan selambat-lambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Seminar. Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat mengikuti Ujian Skripsi.

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan Kaprodi.

Proposal telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 30 -- 02 - 2015

Malang, 17 -- 02 - 2015

Dosen Pembahas

Dosen Pembahas



INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL

Jl Bendungan Sigura-gura 2

Jl Raya Karanglo Km 2

Malang

UJIAN SKRIPSI

PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK.

Nama : Yohaner Adi Saputra

NIM : 08.21.002.

Hari / tanggal : Senin / 23-2-2015

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

Kontrol daya dukung pondasi sambungan.

Aplat = $B \times L$ - jumlah tiang (luas tiang bor).

T pondasi telapak. \rightarrow T_{rak}^2 .
luas $D \cdot \pi$

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Dugas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 10-03- 2015

Dosen Penguji

Malang, 23-02- 2015

Dosen Penguji



FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG STRUKTUR

Nama : Yohanes Adi Saputo

NIM : 08-21-002

Hari / tanggal : Senin / 23 - 2 - 2015

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

1. Gambar tabel 2 dan

gambar 5 dan 6 ke

Perbaikan Skripsi harus diselesaikan selambatnya 14 hari terhitung sejak pelaksanaan Ujian dilaksanakan. Bila melebihi masa 14 hari, maka tidak dapat diikuti Yudisium.

Gas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20
Dosen Penguji

Malang, _____ 20
Dosen Penguji

(_____)

(_____)