SKRIPSI

" STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG ".

Disusun Oleh :

Muh. Ardho Qaulam

(09.21.029)

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG

2014

ВСТУП

LEMBAR PERSETUJUAN

SKRIPSI

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON)
PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN
MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG"

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

Disusun Oleh :

MUHAMMAD ARDHO QAULAM
09.21.029

Menyetujui,

Dosen Pembimbing I	Dosen Pembimbing II
Ir. Munasih, MT.	**Ir. A. Agus Santosa, MT.**

Mengetahui,
Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1

Ir. A. Agus Santosa, MT.

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014

LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG"

Dipertahankan Dihadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang Strata Satu (S-1)
Pada hari : Jumat
Tanggal : 21 Februari 2014
Dan Diterima Untuk Memenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna memperoleh gelar Sarjana Teknik

Disusun Oleh :
MUHAMMAD ARDHO QAULAM
09.21.029

Disahkan Oleh :

Ketua	Sekretaris
Ir. A. Agus Santosa, MT.	Lila Ayu Ratna W., ST., MT.

Anggota Penguji :

Penguji I	Penguji II
Ir. Eding Iskak Imananto, MT.	Ir. Ester Priskasari, MT.

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014

LEMBAR PENGESAHAN
SKRIPSI

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON)
PADA AREA DEA PROYEK PEMBANGUNAN
MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG"

Diperbolehkan Dibadapan Majelis Penguji Sidang Skripsi Jenjang
Strata Satu (S-1)
Pada Jurs : Jurnar
Tanggal : 21 Februari 2014
Dan Diterima Untuk Menenuhi Salah Satu Persyaratan
Guna memperoleh gelar Sarjana Teknik

Disusun Oleh :
MUHAMMAD ARDHO QADAM
09.21.029

Disahkan Oleh :

Ketua | Sekretaris

Ir. A. Agus Santosa, MT. | Ella Ayu Ratna N., ST., MT.

Anggota Penguji :

Penguji I | Penguji II

Ir. Eding Iskak Imananto, MT. | Ir. Ester Priskasari, MT.

PROGRAM STUDI TEKNIK SIPIL S-1
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
2014

PERNYATAAN KEASLIAN SKRIPSI

Saya yang bertanda tangan dibawah ini :

Nama : Muhammad Ardho Qaulam

NIM : 09.21.029

Program Studi : Teknik Sipil S-1 ITN Malang

Alamat : Jl. Raya Situbondo, Wonosari RT 25 / RW 08, Bondowoso

dengan ini menyatakan bahwa skripsi dengan judul :

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG"

adalah merupakan hasil karya saya sendiri yang belum pernah dipublikasikan baik secara keseluruhan maupun sebagian, dalam bentuk jurnal, working paper atau bentuk lain yang dipublikasikan secara umum. Skripsi ini sepenuhnya merupakan karya intelektual saya dan seluruh sumber yang menjadi rujukan dalam skripsi ini telah saya sebutkan sesuai kaidah akademik yang berlaku umum, termasuk para pihak yang telah memberikan kontribusi pemikiran pada isi, kecuali yang menyangkut ekspresi kalimat dan desain tulisan.

Demikian pernyataan ini saya nyatakan secara benar dengan penuh tanggung jawab dan integritas.

Malang, 16 Maret 2014

Yang membuat pernyataan,

Muhammad Ardho Qaulam

LEMBAR PERSEMBAHAN

Skripsi **"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG "** ini tidak akan berjalan lancar tanpa ada bantuan dari pihak – pihak tertentu, dengan kerendahan hati skripsi ini saya persembahkan kepada :

1. Ayahanda, Ibunda yang telah melahirkan dan membesarkan saya dengan penuh kasih sayang dan selalu berjuang tanpa mengenal lelah, keringat, tanpa do'a yang tulus mungkin saya tidak dapat mempersembahkan dan memperoleh gelar sarjana teknik.
2. Kedua adik saya tersayang Nico Harumano Effel dan Briiyan Kairo Nugraha, senyum dan keceriaan kalian yang memberikan harapan kepada peneliti untuk menjadi lebih baik.
3. Seorang wanita istimewa yang telah menemani saya sejak lulus SMA, sejak pertama menginjakkan kaki di Malang yang tetap setia menemani, mendukung serta semangat tiada henti hingga kini saya berhasil meraih cita - cita, Fika Yulyana, Amd. Keb.
4. Seluruh keluarga besar yang selama ini terus memberikan do'a dan harapan kepada saya, sehingga saya dapat menyelesaikan studi di kampus tercinta ini.
5. Teman – teman senasib seperjuangan Program Teknik Sipil 2009, kepada teman yang lulus bareng saya, Tata, ST, Ang, ST serta Fida ST, Semoga gelar kita bukan cuma hiasan nama saja tapi bisa bermanfaat bagi sekitar, terutama Fida, ST terima kasih banyak atas bantuannya selama ini mulai dari tugas

kuliah, tugas besar hingga skripsi saya, ente benar – benar kumlout ya (hahahaha)..buat jose dan awiko, pahlawan gerakan bawah tanah, semoga adik – adik kita tidak melupakan jasa kita ya dan buat teman – teman yang lainnya yang tidak bisa saya sebutkan satu per satu, ayo cepat lulus rek, ndang kerjo, ndang rabio.

6. Buat musuh – musuh dalam selimut, buat serigala berbulu domba, buat udang di balik batu serta tembok yang bertelinga, semoga kalian mendapatkan pembalasan yang sangat amat begitu terlalu setimpal sekali dengan apa yang kalian lakukan, semoga kalian cepat memperoleh hidayah, amiieennn...
7. Buat teman kos Sufa 35, mas Enal n mas Yudi thanks atas support dan wejangannya selama ini, buat singgeh ayo man jangan ketinggalan jaman mumpung ente masih di Malang, eman di Malang lek gak iso titut.....buat kacong/Indra n Ayu thanks ya sudah meminjamkan motornya saat motor saya lagi masuk pit stop, buat Didit n winda yang mau jadi pengusaha aquarium di kamarnya, smoga sukses, buat Jamil si raja poker teruskanlah kelebihanmu itu, buat yang lainnya terima kasih sudah menghibur saat saya sudah jenuh.
8. Semua pihak yang tidak bisa saya sebutkan satu persatu, terima kasi atas jasa-jasa tanpa pamrih kalian, hanya untaian doa yang bisa saya persembahkan.

KATA PENGANTAR

Dengan memanjatkan puja dan puji syukur kehadirat Tuhan YME, yang telah memberikan rahmad dan hidayah-Nya sehingga penyusun dapat menyelesaikan penyusunan Skripsi dengan judul **"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG "** ini dengan baik. Dalam kesempatan kali ini disampaikan ucapan terima kasih kepada semua pihak yang telah membantu dalam penyelesaian proposal ini, antara lain :

1. Bapak Ir. Soeparno Djiwo, MT. selaku Rektor ITN Malang.
2. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dekan FTSP ITN Malang.
3. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Ketua Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
4. Ibu Ir. Lila Ayu Ratna W., ST., MT. selaku Sekertaris Program Studi Teknik Sipil S-1 ITN Malang.
5. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku Dosen Kordinator Skripsi Bidang Geoteknik.
6. Ibu Ir. Munasih, MT. selaku Dosen 1 Pembimbing Skripsi.
7. Bapak Ir. A. Agus Santosa, MT. selaku Dosen2 Pembimbing Skripsi.
8. Orang Tua Saya yang telah memberikan dorongan moril dan materiil.
9. Teman-teman atas dukungan dan kerjasamanya .

Penyusun menyadari bahwa dalam penyusunan skripsi ini masih ada kekurangan. Untuk itu penyusun mengharapkan saran dan kritik yang bersifat membangun dan semoga laporan ini dapat bermanfaat.

Malang, 2014

Penyusun

DAFTAR ISI

LEMBAR PERSETUJUAN

LEMBAR PENGESAHAN

LEMBAR PERSEMBAHAN

KATA PENGANTAR i

DAFTAR ISI iii

DAFTAR GAMBAR vi

DAFTAR TABEL viii

BAB I PENDAHULUAN 1

1.1 Latar Belakang 1

1.2 Rumusan Masalah 2

1.3 Maksud dan Tujuan 2

1.5 Lingkup Pembahasan 3

BAB II DASAR TEORI 4

2.1 Tinjauan Umum Pondasi 4

2.1.1 Syarat Umum Pondasi 5

2.1.2 Pondasi Dangkal 6

2.1.3 Pondasi Dalam 6

2.1.4 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi 7

2.2 Pondasi Sumuran (kaison) 8

2.2.1 Pengertian Pondasi sumuran (kaison) 8

2.2.2 Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran 9

2.2.3 Penggunaan Pondasi Sumuran 10
2.2.4 Alasan Pemilihan Pondasi Sumuran 10
2.2.5 Jenis Pondasi Sumuran dan Pelaksanaan 11
2.2.6 Daya Dukung Aksial Pondasi Sumuran 13
2.3 Efisiensi Kelompok Tiang 16
2.4 Penulangan Pondasi Sumuran 22
2.5 Pembebanan 27
2.6 Konversi Data ke Parameter Tanah 29
2.7 Perencanaan Pondasi Sumuran 33
2.8 Gempa Grafik Respons Spektrum Wilayah 4 34
2.9 Penurunan Kelompok Tiang 35
BAB III PERENCANAAN 40
3.1 Data Perencanaan 40
3.1.1 Spesifikasi Umum 40
3.1.2 Bahan Bangunan 42
3.2 Perhitungan Pembebanan 43
3.2.1 Perhitungan Beban Lantai 1,1B dan 2 43
3.2.2 Perhitungan Beban Lantai 3 43
3.2.3 Perataan Beban Plat Lantai 44
3.2.4 Pembebanan Portal 49
3.3 Perhitungan Pembebanan Gempa 111
3.3.1 Perhitungan Berat Total Bangunan 111
3.3.2 Perhitungan Waktu Geser Bangunan (T) 120
3.3.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal 121

3.4 Modulus Elastis Beton (Ec) 122

BAB IV PERENCANAAN PONDASI 123

4.1 Data Perencanaan 123

4.1.1 Spesifikasi Umum 123

4.2 Parameter Tanah 124

4.3 Perencanaan Pondasi Sumuran 125

4.3.1 Bentuk Penampang Pondasi A 126

4.3.2 Daya Dukung Pondasi A 127

4.3.3 Bentuk Penampang Pondasi B 134

4.3.4 Daya Dukung Pondasi B 135

4.3.5 Bentuk Penampang Pondasi C 143

4.3.6 Daya Dukung Pondasi C 144

4.4 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya 152

BAB V PENUTUP 186

5.1 Kesimpulan 186

5.2 Saran 186

DAFTAR PUSTAKA 188

LAMPIRAN

DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1.	Bentuk Pondasi Sumuran	11
Gambar 2.2.	Pembuatan Pondasi Sumuran Terbuka	14
Gambar 2.3.	Pembuatan Pondasi Sumuran Tertutup	15
Gambar 2.4.	Reaksi Akibat Tanah Padat	16
Gambar 2.5.	Reaksi Akibat Tanah Padat Kelompok Tiang	19
Gambar 2.6.	Skema jarak antar tiang	20
Gambar 2.7.	Skema Efisiensi Kelompok Tiang	21
Gambar 2.8.	Skema Pondasi Tiang Kelompok	23
Gambar 2.9.	Penampang Ekivalen	25
Gambar 2.10.	Klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis.....	32
Gambar 2.11	Gambar Rencana Pondasi Sumuran	33
Gambar 2.12	Grafik Respons Spektrum Wilayah 4	34
Gambar 4.1.	Gambar Rencana Pondasi Sumuran.....	127
Gambar 4.2.	Gambar Rangkuman Hasil Tes Sondir.....	128
Gambar 4.3.	Gambar Pondasi Sumuran Tipe A.....	131
Gambar 4.4.	Gambar Pondasi Sumuran Tipe B.....	138
Gambar 4.5.	Gambar Pondasi Sumuran Tipe C.....	146
Gambar 4.6.	Gambar Susunan Pondasi Sumuran Tipe A.....	154
Gambar 4.7.	Gambar Gaya Geser Pons Terhadap Kolom.....	166
Gambar 4.8.	Gambar Ekivalen Penampang Bulat Ke Persegi.....	171
Gambar 4.9.	Gambar Penulangan Tiang Sumuran Tipe A dan B.....	176

Gambar 4.10. Gambar Gaya Geser Pons Terhadap Kolom..... . 177

Gambar 4.11. Gambar Ekivalen Penampang Bulat Ke Persegi..... . 182

Gambar 4.12. Gambar Penulangan Tiang Sumuran Tipe C..... 187

DAFTAR TABEL

Tabel 1.1. Rangkuman hasil tes sondir 3

Tabel 2.1. Faktor keamanan untuk pondasi tiang 18

Tabel 2.2. Nilai gamma 33

Tabel 2.3. Hubungan konsistensi,identifikasi dan kuat geser 34

Tabel 2.4. Hubungan antara *Relatif density* dengan nilai N 34

Tabel 2.5. Hubungan antara harga N, kepekatan relatif dan q_u 34

Tabel 2.6. Hubungan antara harga N dan daya dukung tanah yang diizinkan 35

Tabel 2.7. Hubungan antara harga N dan berat isi..... 35

"STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG"

Oleh : Muh. Ardho Qaulam, (09.21.029)
Dosen Pembimbing I : Ir. Munasih, MT., Pembimbing II : Ir. A. Agus Santosa, MT.

ABSTRAKSI

Pondasi berfungsi menahan dan memikul beban yang bekerja di atasnya yaitu beban kontruksi di atasnya untuk diteruskan ke tanah lapisan keras. Dalam perencanaan pondasi sumuran 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.

Maksud dari skripsi ini adalah memberikan alternatif perencanaan pondasi sumuran, sedangkan tujuan dari perencanaan pondasi ini adalah merencanakan pondasi sumuran yang direncanakan pada kedalaman 6 m. Data yang digunakan adalah data sondir, nilai sondir yang digunakan adalah nilai sondir pada titik SD-3.

Data yang digunakan untuk dimensi kolom, dimensi balok dan plat didapat dari proyek pembangunan pada gedung Mall Dinoyo City Malang sedangkan untuk nilai mutu beton dan tulangan serta data yang lain menyesuaikan dengan perencanaan. Untuk mencari nilai fy atau beban vertikal dipergunakan program bantu teknik sipil Staad Pro yang selanjutnya nilai tersebut dipergunakan untuk menghitung daya dukung pondasi dan penulangan pondasi sumuran.

Dari hasil perhitungan daya dukung pondasi sumuran diperoleh beban, tipe A = 317000 kg, tipe B = 288000 kg dan tipe C = 268000 kg. Pondasi sumuran tipe A dan pondasi sumuran tipe B didapat daya dukung sumuran Qa_{tiang}= 375,51 ton, diameter tiang aman dan efisian D_{tiang}= 1,1 m dengan kedalaman 5 m, tulangan tarik poer arah X = D 22 – 200, tulangan tekan poer arah X = D 16 – 500, tulangan tarik poer arah Z = D 22 – 200 dan tulangan tekan poer arah Z = D 16 – 500. Tulangan geser pons terhadap kolom D 16 – 200, tulangan pokok tiang sumuran 35 D 25 – 80, tulangan spiral tiang Ø16 – 400. Untuk pondasi sumuran tipe C didapat daya dukung sumuran Qa_{tiang}= 310,2464 ton, diameter tiang yang aman dan efisien D_{tiang} = 1,0 m, dengan kedalaman 5 m. Tulangan tarik poer arah X = D 22 – 200, tulangan tekan poer arah X = D 16 – 500, tulangan tarik poer arah Z = D 22 – 200, tulangan tekan poer arah Z = D 16 – 500. Tulangan geser pons terhadap kolom D 16 – 200, tulangan pokok tiang sumuran 40 D 25 – 80, tulangan spiral tiang Ø16 – 400.

Kata Kunci : **Pondasi Sumuran, Daya Dukung, Penulangan**

BAB I

PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Konstruksi bangunan terdiri dari struktur atas dan struktur bawah. Struktur atas adalah seluruh bagian struktur (kolom, balok, plat dan lain sebagainya) gedung yang berada di atas muka tanah dengan fungsi untuk menahan beban-beban yang bekerja pada bangunan tersebut. Sedangkan struktur bawah adalah struktur bangunan (pondasi) yang berfungsi meneruskan beban bangunan diatas ke lapisan tanah yang cukup kuat untuk mendukungnya.

Dari kedua jenis struktur tersebut diatas, struktur bawah memegang peranan yang sangat penting dalam sebuah konstruksi bangunan. Hal ini disebabkan karena pondasi berfungsi menyalurkan beban bangunan ke lapisan tanah sehingga jika dalam perencanaan dan pelaksanaannya tidak dilakukan dengan baik maka akan berakibat pada kegagalan struktur diatasnya. Pemilihan jenis pondasi juga berpengaruh terhadap kekuatan sebuah struktur bangunan.

Pada umunya ada dua jenis pondasi yaitu pondasi dangkal dan pondasi dalam. Pondasi dangkal adalah pondasi yang menyalurkan beban secara langsung ke lapisan tanah keras dimana letak lapisan tanah keras tidak dalam. Contoh pondasi dangkal adalah pondasi batu kali, pondasi plat beton, pondasi rakit dan lainnya. Sedangkan pondasi dalam adalah pondasi yang menyalurkan beban dengan struktur pembantu dimana letak lapisan tanah keras yang jauh dari permukaan tanah. Contoh dari pondasi dalam adalah pondasi tiang pancang, pondasi bor, pondasi sumuran dan lainya.

Pada proyek pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) Malang digunakan pondasi tiang pancang dengan penampang segi empat. Pemilihan pondasi tiang pancang yang merupakan salah satu jenis dari pondasi dalam ini didasarkan karena lapisan tanah keras terletak pada kedalaman 4 m – 7 m. Dalam skripsi ini dengan judul " **STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN (KAISON) PADA AREA DUA PROYEK PEMBANGUNAN MALL DINOYO CITY (MDC) MALANG** " ini, penulis hendak merencanakan pondasi sumuran (kaison) untuk mendapatkan dimensi yang optimum serta untuk mendapatkan daya dukung tiang yang lebih besar dibandingkan dengan pondasi tiang pancang.

1.2 Rumusan Masalah

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

1. Berapa kedalaman tiang yang dibutuhkan pada pondasi sumuran (kaison) untuk mendapatkan daya dukung yang cukup ?
2. Berapa kapasitas dukung tiang yang diperlukan untuk memikul berat bangunan diatasnya ?

1.3 Maksud dan Tujuan

Perencanaan pondasi sumuran (kaison) pada skripsi ini dimaksudkan sebagai gambaran atau alternatif perencanaan pondasi di lapangan yang menggunakan pondasi tiang pancang. Perencanaan pondasi sumuran (kaison) ini diharapkan mempunyai daya dukung tanah yang mampu menahan semua beban diatasnya dengan penurunan yang kecil. Adapun tujuan dari penulisan proposal

skripsi ini diharapkan dapat merencanakan pondasi yang sesuai dengan data-data yang tersedia sehingga dapat dihasilkan perencanaan yang sesuai dengan kondisi lapangan.

1.4 Lingkup Pembahasan

Dengan memperhatikan maksud dan tujuan maka ruang lingkup pembahasan skripsi ini meliputi:

1. Analisa pembebanan dan analisa statika.

   Sebagai pedoman perhitungan didasarkan pada :

   a. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983

   b. SNI 30-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)

   c. Analisa statika dengan menggunakan program bantu komputer (Staad-Pro).

2. Perhitungan daya dukung pondasi sumuran.

3. Perhitungan penulangan pondasi sumuran.

4. Perhitungan penurunan pondasi sumuran.

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MILIK
PERPUSTAKAAN
ITN
MALANG

BAB II

DASAR TEORI

2.1 Tinjauan Umum Pondasi

Semua kontruksi yang direkayasa untuk bertumpu pada tanah harus didukung oleh pondasi. Di dalam ilmu teknik sipil pondasi dapat di definisikan sebagai suatu struktur atau lapisan tanah padat (keras) yang mempunyai daya dukung cukup dan berfungsi sebagai penerus beban ke lapisan tanah di bawahnya, maka jelas pondasi sangat penting untuk suatu sistem rekayasa yang harus mampu menjamin kestabilan bangunan terhadap beban-beban yang bekerja.

Untuk memilih pondasi yang memadai, perlu diperhatikan apakah pondasi itu cocok untuk keadaan tanah di lapangan dan apakah pondasi itu dapat diselesaikan tepat waktu. Sebelum menentukan tipe pondasi yang akan digunakan, ada beberapa faktor yang dijadikan sebagai pertimbangan, antara lain :
(Sardjono HS;1991;7)

1. Fungsi bangunan atas
2. Besarnya beban dan beratnya bangunan atas yang bekerja
3. Keadaan tanah dasar dimana bangunan akan dibangun
4. Waktu dan biaya pekerjaan.

Dalam perencanaan pondasi, untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan di tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat menahan beban bangunan tanpa terjadi penurunan yang berlebihan.

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

2.1.1 Syarat Umum Pondasi

Untuk menghindari kegagalan fungsi pondasi, maka pondasi harus diletakkan pada tanah yang cukup keras atau padat, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa terjadi penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya duung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

Syarat yang harus dipenuhi dalam perencanaan pondasi adalah :

1. Daya dukung tanah harus cukup kuat dan tegangan tanah dasar tidak boleh dilapaui.
2. Penurunan *(settlement)* yang terjadi harus sekecil mungkin.

Selain itu, suatu pondasi harus mampu memenuhi beberapa persyaratan stabilitas dan informasi, seperti :

1. Kedalaman pndasi harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi.
2. Kedalaman harus berada di bawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh perlakuan, pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Pondasi haruslah ekonomis didalam metode pemasangan.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahaya-bahaya yang terdapat di jalan tanah, terutama pada bangunan laut.
5. Sistem harus mampu berdaptasi terhadap beberapa perubahan geometri konstruksi atau lapangan selama proses pelaksanaan.

6. Pergerakan tanah keseluruhan (umumnya penurunan) dan pergerakan diferensial harus mampu ditolerir oleh elemen pondasi.

2.1.2 Pondasi Dangkal *(Shallow Foundation)*

Disebut Pondasi dangkal karena kedalaman masuknya ke tanah relatif dangkal, hanya beberapa meter masuknya ke dalam tanah. Salah satu tipe yang sering digunakan ialah pondasi menerus yang biasa pada rumah-rumah,dibuat dari beton atau pasangan batu,meneruskan beban dari dinding dan kolom bangunan ke tanah keras. Pondasi dangkal dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi Setempat (Single Footing)
- Pondasi Menerus (Continuous Footing)
- Pondasi Pelat (Plate Foundation)
- Pondasi Cakar Ayam
- Pondasi Sarang Laba-laba
- Pondasi Grid
- Pondasi Gasing

2.1.3 Pondasi Dalam *(Deep Foundatio)*

Digunakan untuk menyalurkan beban bangunan melewati lapisan tanah yang lemah di bagian atas ke lapisan bawah yang lebih keras. Pondasi dalam umumnya mempunyai kedalaman $\frac{D}{B} > 4$ meter dimana kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah (D) dan lebar pondasi (B).

Pondasi dalam dapat dibedakan menjadi beberapa jenis :

- Pondasi tiang pancang (pasak bumi)
- Pondasi tiang bor
- Pondasi Caison

2.1.4 Pertimbangan Dalam Perencanaan Pondasi

Pada perencanaan suatu pondasi, ada beberapa hal yang harus dipertimbangkan :

a. Keadaan tanah pondasi

Kokohnya suatu bangunan ditentukan antara lain oleh kokohnya tanah dasar yang mendukung. Sehubungan dengan itu, untuk merencanakan suatu pondasi bangunan, tanah dasarnya harus dikenal sebaik-baiknya. Harus kita ketahui besarnya kapasitas dukung tanah dasarnya serta sifat dan kelakuan jika dibebani.

b. Kapasitas dukung tanah terhadap pembebanan

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

c. Keadaan sekelilingnya

Ditinjau dari segi pelaksanaan ada beberapa keadaan dimana kondisi lingkungan tidak memungkinkan adanya pekerjaan yang lebih baik sesuai dengan kondisi yang diasumsikan dalam perencanaan, meskipun macam pondasi yang sesuai telah terpilih, harus dilengkapi dengan pertimbngan kondisi tanah dan batasan-batasan struktur.

d. Waktu dan biaya pekerjaan

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

2.2 Pondasi Sumuran (Kaison)

2.2.1 Pengertian Pondasi Sumuran (Kaison)

Pondasi sumuran terdiri dari dua tipe, yaitu kaison bor *(drilled caison)* dan kaison *(caisson)*. Di Indonesia pondasi sumuran sering dibuat berbentuk silinder sehingga umumnya disebut pondasi sumuran karena bentuknya yang mirip sumur. Pondasi sumuran merupakan pondasi peralihan dari pondasi dangkal ke pondasi dalam. Pondasi sumuran termasuk pondasi dalam yang dibuat dengan cara menggali lubang yang kemudian diisi dengan beton bertulang, dengan tujuan untuk mengirim beban ke lapisan yang lebih kuat. Kadan-kadang dasar sumuran diperlebar untuk mendapatkan daya dukkung yang lebih besar. Proses perencanaan pondasi sumuran mempunyai tiga tahap dasar yaitu :

1. Penyelidikan tanah yang cukup teliti untuk dapat menentukan mungkin tidaknya penggunaan sumuran dillihat dari segi teknis dan pembiayaan termasuk menentukan sifat-sifat tanah lapisan pendukung.
2. Menentukan bentuk dan metode pelaksanaan serta menetapkan besarnya beban yang diijinkan bekerja pada sumuran yang bersangkutan.

3. Merubah dan memperbaiki jika dianggap perlu disesuaikan dengan keadaan ataupun masalah yang timbul pada waktu pelaksanaan.

2.2.2 Macam-macam Bentuk Pondasi Sumuran

Bentuk pondasi sumuran tergantung kepada keadaan lapisan pendukung dan gaya yang bekerja. Bentuk-bentuk penampang pondasi sumuran adalah :

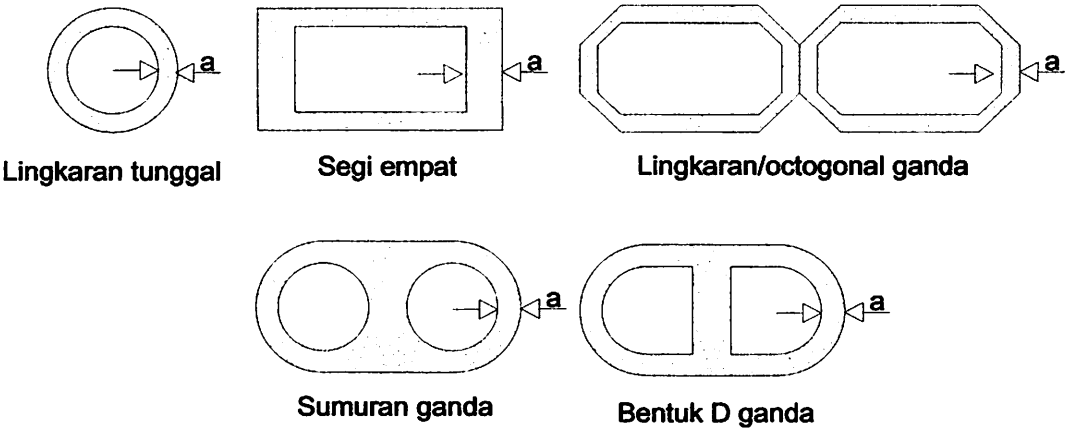
a) Lingkaran tunggal

b) Segi empat

c) Lingkaran / Octagonal ganda

d) Sumuran ganda

e) Bentuk D ganda



Gambar 2.1 Contoh Bentuk-bentuk Pondasi Sumuran

2.2.3 Penggunaan Pondasi Sumuran

Apabila dikehendaki pondasi dalam, maka pondasi sumuran merupakan alternatif dari pondasi tiang pancang. Pertimbangan untuk memilih tidak saja didasarkan pada biaya, tetapi juga pada faktor teknis dan lingkungan.

Keuntungan penggunaan pondasi sumuran sebagai berikut :

1. Sumuran dapat digali sampai lapisan yang dikehendaki sehingga mudah diperiksa susunan lapisannya.
2. Dalam lapisan pasir padat, lapisan kerikil atau batu-batuan lapuk, pondasi sumuran akan lebih mampu mengatasinya daripada pondasi tiang pancang.
3. Pelaksanaan sumuran tidak memindahkan volume tanah seperti tiang pancang sehingga tidak menyebabkan perubahan struktur tanah yang dapat membahayakan bangunan-bangunan di sekitarnya.
4. Tidak menimbulkan getaran dan keributan pada saat membangun.

Sedangkan kerugian penggunaan pondasi sumuran antara lain adalah:

1. Berhasilnya pemasangan pondasi ini tergantung pada pengalaman dan keterampilan pelaksanaan.
2. Dalam situasi tertentu, penggalian sumuran dapat menimbulkan pengaruh yang kurang baik pada dasar galian dan sisi galian.

2.2.4 Alasan Pemilihan Pondasi Sumuran

Pondasi sumuran dipilih karena lapisan tanah yang cukup kuat daya dukungnya terletak agak dalam, bagi pondasi dangkal terlalu dalam, tetapi bagi pondasi tiang terlalu dangkal. Oleh karena itu yang paling tepat adalah pondasi sumuran, pertimbangan ini adalah pertimbangan pelaksanaan. Karena cara pelaksanaan tipe sumuran, akan lebih mudah dibandingkan kedua tipe yang lain.

2.2.5 Jenis Pondasi Sumuran dan Pelaksanaan

Pondasi sumuran (kaison) dibedakan menjadi kaison terbuka *(open caison)* dan kaison tekanan *(pneumatic caison)*

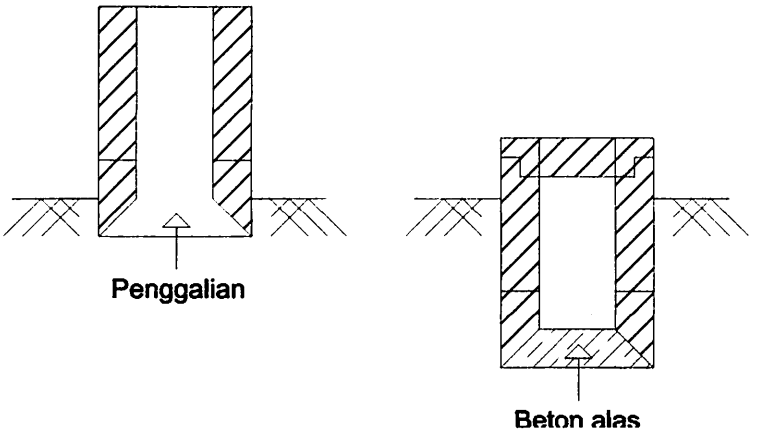
(sosrodarsono, S dan Nakazawa, K; 2000:141)

a) Kaison terbuka *(open caison)*

Kaison terbuka dibuat berdasarkan prosedur yang diperlihatkan dalam gambar 2.2. Mula-mula bagian yang tajam dibuat dipermukaan tanah (dalam beberapa hal, pada sisinya). Ketika pengerjaan tubuh beton mendekati penyelesaian, penggalian di dalam kaison dimulai. Selama penggalian, kaison terbenam. Keudian ketika tubuh kaison mulai tenggelam dan mendekati dasar pondasi, unit kaison yang lain mulai disambungkan, diulangi lagi samapai kaison berpijak pada kedalaman yang direncanakan.

Untuk cara penggalian, umumnya dilakukan secara basah dengan menggunakan keranjang *clamshell* yang dipasang pada ujung kawat mesin derek (crame). Karena beton lantai dasar umumnya terletak dibawah permukaan air, dipakai cara penggetaran dengan membuat tipe pipa-pipa getar atau memakai beton pracetak.

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MILIK
PERPUSTAKAAN
ITN
MALANG

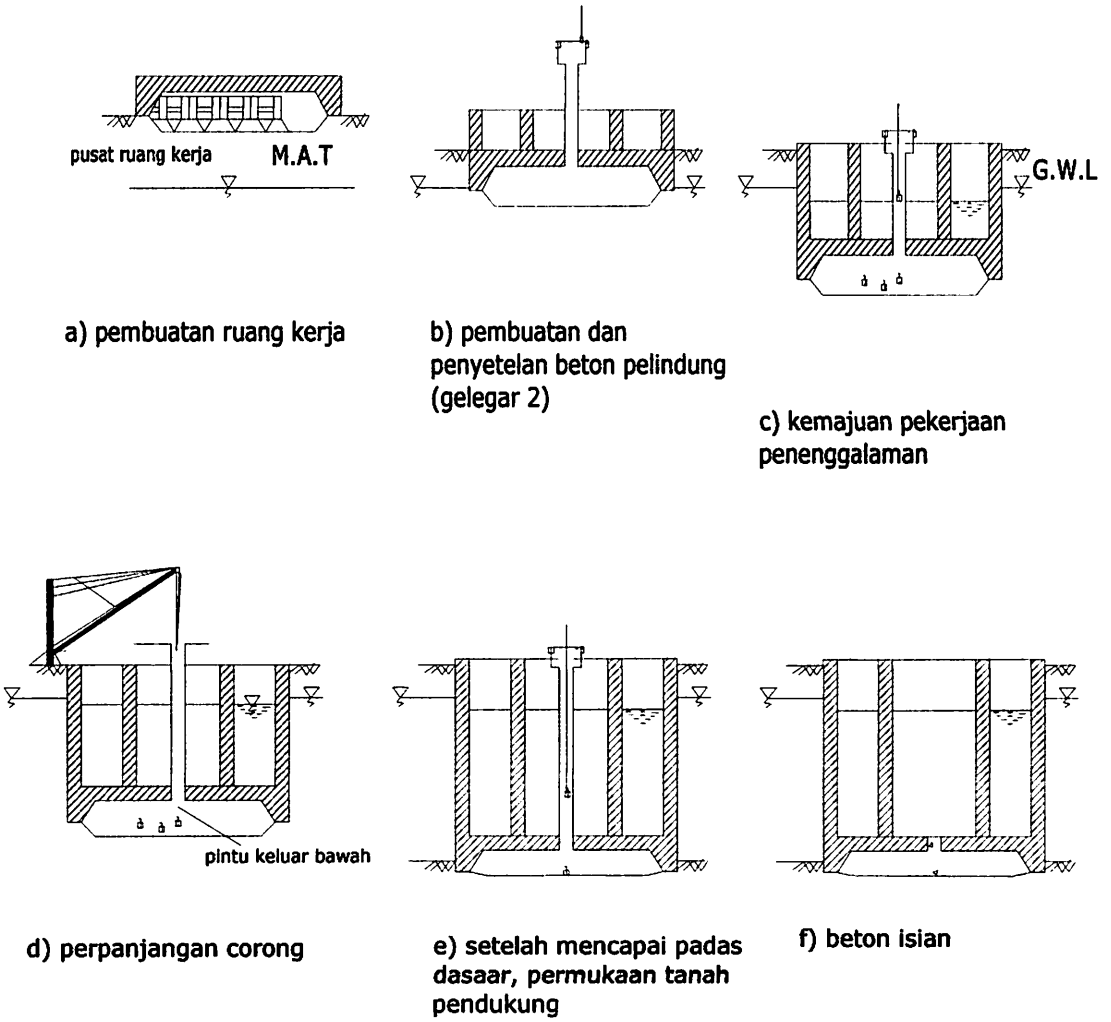


Gambar 2.2 Proses Pembuatan Kaison Terbuka

b) Kaison tekanan *(pneumatic caison)*

Kontruksi tubuh kaison sama dengan kaison terbuka, tetapi dalam cara ini dipakai ruang kerja yang kedap udara dengan memasang langit-langit setinggi 1.8 meter – 2.0 meter dari sisi kaison. Kemudian kedalam ruangan kerja dipompa udara bertekanan sama dengan tekanan air tanah, agar air tidak membanjiri ruangan tersebut, sehingga penggalian dapat dilaksanakan.

Untuk kaison besar digunakan dua buah pintu udara, satu untuk keluar masuknya pekerja dan lainnya untuk mengeluarkan pasir. Bila penurunan telah mencapai kedalaman yang dikehendaki, kedalam ruang kerja dituangkan beton setelah kekuatan tanah diperiksa dan tanah pondasi telah terjamin.



a) pembuatan ruang kerja

b) pembuatan dan penyetelan beton pelindung (gelegar 2)

c) kemajuan pekerjaan penenggalaman

d) perpanjangan corong

e) setelah mencapai padas dasaar, permukaan tanah pendukung

f) beton isian

Gambar 2.3 Proses Pembuatan Kaison Tertutup

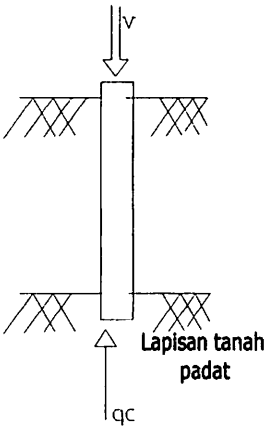
2.2.6 Daya Dukung Aksial pondasi Sumuran (Kaison)

Untuk menentukan daya dukung pondasi terlebih dahulu mengetahui data-data tanah, momen bekerja dan beban yang membebani.

Pada sumuran ini umumnya didukung oleh tanah dengan kondisi :

1. Tiang yang tertahan pada ujung (End Bearing Pile)

Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan tanah keras sehingga beban yang ada dipikul ileh lapisan ini disalurkan ke dalam tanah keras yang berada pada ujung tiang. Dengan percobaan alat sondir dapat ditentukansampai berapa kedalaman tiang harus dimasukkan ke dalam tanah dan berapa daya dukung pada kedalaman tersebut.



Gambar 2.4 Reaksi Akibat Tanah Padat *(Bearing Pile)*

Menentukan daya dukung ultimate

Dalam perencanaan pondasi sumuran ini, daya dukungnya menggunakan rumus pondasi antara lain :

a. Rumus Meyerhoff (1956) dengan data N SPT, yaitu :

$qu = 40 \times Nb \times Ap$

Daya dukung ijin (Q_a)

$$Q_a = \frac{qu}{n}$$

Dimana :

Qu = Daya dukung tanah

Qa = Daya dukung ijin tanah

Nb = Nilai N SPT pada elevasi dasar tiang

Ap = Luas penampang dasar tiang

2. Daya dukung selimut tiang

Perhitungan daya dukung selimut tiang pada tanah homogen dapat dituliskan dalam bentuk :

$Q_s = f_s \cdot L \cdot p$

dimana :

Q_s : daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

f_s : gesekan selimut tiang (kg/m^2)

L : panjang tiang (cm)

p : keliling penampang tiang (cm)

Gesekan selimut tiang per satuan luas dipengaruhi oleh jeni tanah dan parameter kuat geser tanah. Untuk tanah kohesif dan non kohesif dapat menggunakan rumus sebagai berikut :

Tanah kohesif : $f_s = \alpha \cdot c_u$

dimana :

α : faktor adhesi

c_u : kohesi tanah (kN/m^2)

Berdasarkan hasil penelitian Resee, faktor koreksi terhadap adhesi (α) dapat diambil sebesar 0,55.

Tabel 2.1 Faktor aman yang disarankan (Reese & O'Neill, 1989)

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

Sumber ; Hardiyanto, H.C,. Teknik Pondasi II; 108

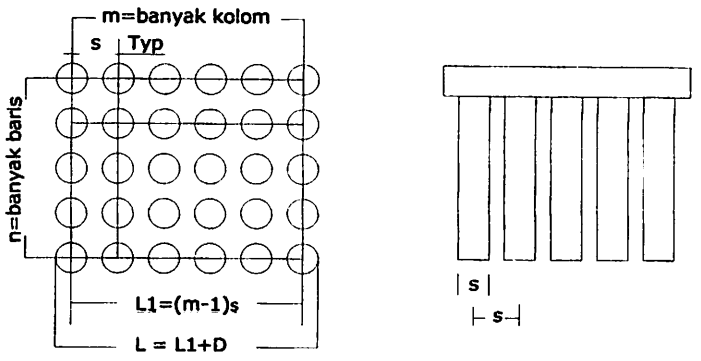
Pengambilan faktor keamanan (n) untuk Q_s lebih rendah daripada keamanan untuk Q_p karena gerakan yang dibutuhkan untuk melobilisasi gesekan jauh lebih kecil dari pada untuk memobilisasi tahanan ujung. Di Indonesia umumnya digunakan FPK = 2.5 baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung tiang.

2.3 Efisiensi Kelompok Tiang

Efisensi kelompok tiang adalah perbandingan hambatan kulit pada garis keliling kelompok *pfLf* terhadap jumlah tahanan kulit masing-masing tiang πDk*f*L*f*, atau :

$$\eta = \frac{pfLf}{\pi DkfLf} = \frac{P}{\pi Dmn}$$

$$\eta = \frac{2(m+n-2)s+4D}{mn\pi D}$$



Gambar 2.5 Reaksi Akibat Tanah Padat *(Bearing Pike)*

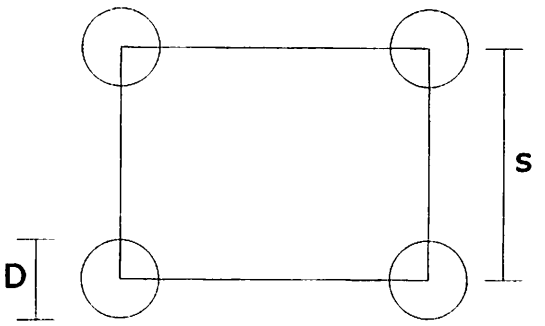
Effisiensi kelompok tiang tergantung pada beberapa faktor diantaranya:

1. Jumlah diameter, pengaturan dan terutama jarak antara as ke as tiang
2. Modus pengalihan beban *(gesekan selimut atau tahanan ujung)*
3. Prosedur pelaksanaan kontruksi
4. Urutan instalasi tiang
5. Interaksi antara pile cap dengan tanah dipermukaan

Penentuan daya dukung sebagai tiang kelompok perlu dihitung efisiensi dari tiang tersebut didalam kelompok, karena daya dukung sebuah tiang yang berdiri sendiri tidak sama besarnya dengan tiang yang berada dalam suatu kelompok tiang.

Efisiensi kelompok tiang tergantung pada jarak tiang (S) yang satu dengan yang lainnya, jika tiang makin rapat maka makin kecil nilai efisiensinya dan begitu juga sebaliknya.

Syarat jarak tiang kelompok :



Gambar 2.6 Skema Jarak Antar Tiang

a) S > 2.5 D ⟶ jika terlalu dekat kemungkinan tiang yang berdekatan akan terangkat pada saat pemancangan (tetapi pada pondasi yang dicetak ditempat hal ini tidak terjadi)

b) S < 2.00m ⟶ jika terlalu renggang kontruksi Poer akan mahal

c) $S = \frac{1.57 \times D \times m \times n}{m+n-2}$ ⟶ syarat agar efisiensi (η) < 1

Dimana : S = jarak antar tiang (m)

D = diameter tiang (m)

m = jumlah baris tiang arah X

n = jumlah tiang per-baris arah Y

Daya dukung efektif dari satu tiang dalam suatu kelompok akan lebih kecil dari daya dukungnya sendiri. Hal ini disebabkan karena adanya nilai efisiensi kelompok (η) yang nilainya kurang dari 1,0. Penentuan daya dukung kelompok tiang dihitung berdasarkan faktor efisiensi seperti rumus berikut ini :

$Q_{pg} = \eta \times n \times Q_s$

Dimana :

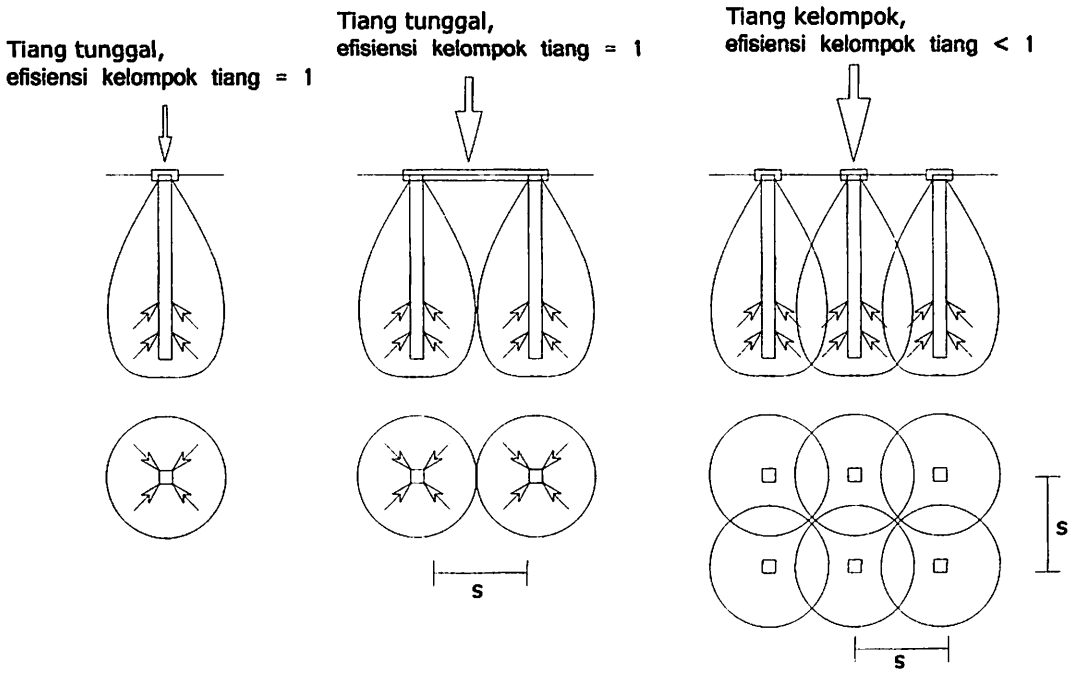
Q_{pg} = Daya dukung kelompok tiang

Qltiang = Daya dukung satu tiang

η = Efisiensi kelompok tiang

n = Jumlah tiang

Kontribusi daya dukung tiang pancang yang dihasilkan dari lekatan/friksi kulit tiang dengan tanah disekeliling tiang (lihat sketsa).



Gambar 2.7 Skema Efisiensi Kelompok Tiang

Efisiensi kelompok tiang dengan rumus sederhana :

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

Dimana :

m = Jumlah tiang pada deretan baris

n = Julah tiang pada deretan kolom

s = Jarak antar tiang

D = Diameter tiang

P = Keliling dan penampang tiang

Rumus efisiensi kelompok banyak sekali ragamnya, dibawah 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 faktor yang paling aman.

Adapun rumus-rumus tersebut antara lain :

- Rumus Converse-Labarre (AASHO)

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

Dimana : θ = area tan $\frac{D}{S}$

- Rumus Los Angles Group

$$\eta = 1 - \frac{D}{\pi smn}(m(n-1) + n(m-1) + (m-1)(n-1)(\sqrt{2}))$$

- Rumus Los Angles Group

$$\eta = \left(1 - \frac{36.s(m+n+2)}{(73.s^2 - 7)(m+n-1)}\right) + \frac{0.3}{(m+n)}$$

Dimana :

m = Jumlah baris arah X

n = Jumlah tiang dalam arah X

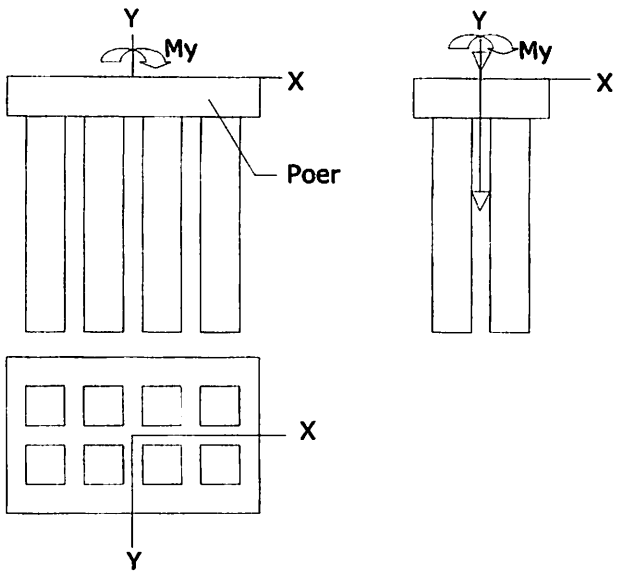
D = Diameter tiang

S = Jarak antar tiang

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

Beban sentris satu arah adalah jika garis kerja beban jatuh disembarang titik yang terletak pada (x-x) dan (y-y) saja dan beban eksentris dua arah adalah

jika garis kerja beban tidak bekerja di (x-x) maupun (y-y). Kelompok tiang yang menerima beban normal sentris dan momen yang bekerja pada dua titik.



Gambar 2.8 Skema Pondasi Tiang Kelompok

Dari gambar diatas dapat dirumuskan :

$$P_{max-min} = \frac{\sum V}{n} \pm \left(1 - \frac{Mx.X\,max}{ny.\sum X^2}\right) \pm \frac{My.Y\,max}{ny.\sum Y^2}$$

P_{max} = Beban maksimum yang diterima oleh tiang

$\sum V$ = Jumlah total beban normal

Mx = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

My = Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

n = Banyaknya tiang dalam kelompok tiang (groupe pile)

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

Y_{max} = ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

nx = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

ny = Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

$\sum X^2$ = Jumlah kuadrat absis-absis tiang

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

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

2.4 Penulangan Pondasi Sumuran

Karena pondasi sumuran bentuknya lingkaran, maka perhitungan tulangan dihitung seperti kolom bulat, pendekatan dilakukan dengan menggunakan metode luas penanmpang metode ekivalen. Penampang lingkaran ditransformasikan menjadi segiempat ekivalen, ekivalen dilakukan dengan ketentun sebagai berikut (Dipohusodo 1 : 317)

1. Tebal penampang ke arah lenturan diambil

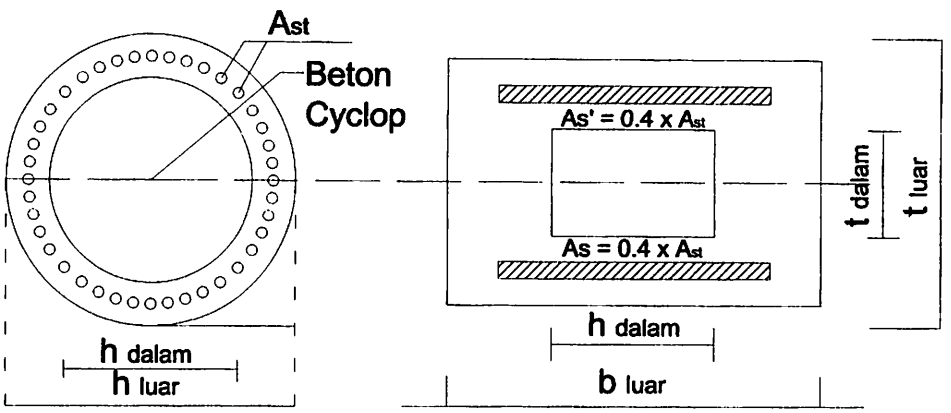
   $t_{luar} = 0.80 \times h_{luar}$

   $t_{dalam} = 0.80 \times h_{dalam}$

2. Lebar segi empat ekivalen (b) adalah

   $$b_{luar} = \frac{A_{g\,luar}}{0.8 \times h}$$

   $$b_{dalam} = \frac{A_{g\,dalam}}{0.8 \times h}$$



Gambar 2.9 Penampang Ekivalen

Dimana :

A = Luas penampang kolom

h = Diameter luar lingkaran

Beton Cyclop merupakan beton yang dicampur dengan batu kali. Beton jenis ini sama dengan beton normal biasa, perbedaannya ialah pada beton ini digunakan ukuran agregat yang relative besar - besar. Beton ini digunakan pada pembuatan bendungan, pangkal jembatan,dan sebagainnya. Ukuran agregat kasar dapat sampai 20 cm, namun proporsi agregat yang lebih besar dari biasanya ini sebaiknya tidak lebih dari 20 persen dari agregat seluruhnya.

3. Luas tulangan A_{st} ekivalen ditentukan dengan cara menempatkan seluruh tulangan total pada dua lapis sejajar.

   $A_{st} = 1/3 \times (2 \times D_s)$

   D_s adalah diameter luar lingkaran tulangan terluar dari pusat ke pusat

4. Menetukan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tulangan tekan (d') dan jarak dari serat tekan terluar ke pusat tilangan tarik ($d_{efektif}$)

   D^1 = tebal selimut beton + ½ x D tulangan pokok

   $d_{efektif} = D - (2 \times d')$

5. Luas penampang kolom

- Luas penampang kolom berlubang

  $A_g = [1/4 \times \pi \times D_{luar}^2] - [1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2]$

- Luas penampang kolom penuh

  $A_g^1 = [1/4 \times \pi \times D_{luar}^2]$

6. Luas tulangan penampang baja

$A_{st} = (1{,}5\% - 3\%) \times Ag$ (Dipohusodo I : 292)

- Jumlah tulangan

$$n = \frac{A_{st}}{\frac{1}{4}.\pi.d^2}$$

- Jarak tulangan pokok

$$S = \frac{\pi . d}{n}$$

7. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan moment ultimate beton (M_{ub})

a. Tebal penampang segi empat ekivalen (Dipohusodo I : 327)

$t_{ekluar} = 0.8 \times D_{luar}$

$t_{ekdalam} = 0.8 \times D_{dalam}$

b. Lebar penampang segi empat ekivalen

$$L_{ekluar} = \frac{\pi/4 \cdot D_{luar}^2}{t_{ekluar}}$$

8. Pemeriksaan P terhadap beban seimbang (P_{ub})

$d_{efektif} - d^1 = 2/3 \times d$

$A_s = A_s^1 = 1/2 \times A_{st}$

$d_b = t_{ek}$ – tebal selimut efektif

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$c_b = \frac{600 \cdot d_b}{600+fy}$$ (Dipohusodo I : 304)

- Lebar daerah tekan (a_b)

$$a_b = 0.85 \times c_b$$

- Tegangan tekan tulangan baja (f_s')

$$f_s' = \frac{0{,}003 \cdot 200000 \cdot (c_b - d^1)}{c_b}$$

- Beban ultimate beton (P_{ub})

$$p_{ub} = \{[0{,}85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot l_{ek}] + [A_s{}^1 \cdot f_s'] + [A_s \cdot f_y]\} .10^{-3}$$

- Moment ultimate beton (M_{ub})

$$M_{ub} = [(0{,}85 \cdot f'_c \cdot a_b \cdot l_{ek} \cdot \left[\frac{t_{ek}}{2} - (\frac{1}{2} \cdot a_b)\right]) + (A_s{}^1 \cdot f_s' \cdot (1/2 \cdot (d_{ef} - d^1))) + (A_s \cdot f_y \cdot (1/2 \cdot (d_{ef} - d^1))] .10^{-6}$$

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$e_b = \frac{M_{ub}}{P_{ub}}$$

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{M_y}{P_{maks}}$$

Karena $e > e_b$, maka eksentrisitas besar dan kehancuran ditentukan oleh gaya tarik, atau $e < e_b$ eksentrisitas kecil dan kehancurannya ditentukan oleh gaya tekan.

- Pemeriksaan kekuatan kolom bulat
  - Rasio penulangan memanjang (ρ_g)

$$\rho_g = \frac{A_{st}}{A_g}$$ (Dipohusodo I : 328)

$0{,}001 < \rho_g < 0{,}08$

- Lebar kolom efektif ($d_{efektif}$)

$d_s = D - (2 \cdot d^1)$

$$m = \frac{f_y}{0{,}85 \cdot f'_c}$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan ($P_{n\ perlu}$)

$$P_{n\ perlu} = \frac{\sum V}{\varphi}$$

- Persamaan penampang dengan hancur tekan (P_n)

(Dipohusodo I:320)

$$P_n = \frac{A_s \cdot f_y}{\frac{3.e}{D_s} + 1{,}0} + \frac{A_g \cdot f_c}{\frac{9{,}6 \cdot h \cdot e}{(0{,}8 \cdot h + 0{,}67 \cdot D_s)^2} + 1{,}18}$$

- Persamaan penampang dengan hancur tarik (P_n)

(Dipohusodo I:320)

$$P_n = 0{,}85 \cdot f'_c \cdot h^2 \cdot \left[\sqrt{\left(\frac{0{,}85 \cdot e}{h} - 0{,}38\right)^2 + \frac{p_s \cdot m \cdot d_s}{2{,}50 \cdot h}} - \left(\frac{0{,}85 \cdot e}{h} - 0{,}38\right) \right]$$

- Kuat kolom ($\varphi \cdot P_n$)

$\Phi \cdot p_n < p_n$, maka penampang lingkaran dapat digunakan.

9. Perencanaan tulangan spiral adalah :

$D_c = D_{luar} - (2 \cdot \text{selimut beton})$

$$\rho_s = 0{,}45 \cdot \left[\frac{A_g}{A_s} - 1\right] \cdot \left[\frac{f'_c}{f_y}\right]$$ (Istimawan D. :328)

Dimana :

A_g = Luas penampang lintang kotor dari sumuran = $\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D_{luar}$

A_c = Luas penampang inti sumuran = ¼ . π . d

f'c = Mutu beton

f_y = Mutu baja

- Jarak antar sengkang spiral (s)

$$S_{maks} = \frac{4 . A_s . (D_c - d_s)}{d^2 . p}$$

Dimana :

S_{maks} : Jarak maksimum antar sengkang spiral (mm)

A_s : Luas tulangan spiral = ¼ . π . d^2

d : Diameter tulangan

Dc : Diameter inti sumuran

ds : Diameter tulangan

2.5 Pembebanan

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

- **Beban Mati**

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

- Berat spesi per cm tebal = 21 kg/m^2
- Berat tegel per cm tebal = 13 kg/m^2
- Berat isi beton bertulang = 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. Sesuai dengan PPIUG 1987 maka beban hidup diatur sebagai berikut :

- Ruang parkir = 400 kg/m^2
- Beban guna atap sebagai tempat parkir = 400 kg/m^2
- Pasar atau pertokoan = 250 kg/m^2

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

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

$$V = \frac{c_i . I}{R} . Wt$$

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

Wt : Berat total gedung, termaksuk beban hidup yang sesuai

- **Berat Total Gedung**

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

- **Beban Gempa Nasional Statik Ekivalen (Fi)**

$$F_1 = \frac{W_i \cdot z_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i \cdot z_i} .V$$

dimana :

W_i : Berat lantai ke – i termaksuk beban hidup

z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i

n : Jumlah Tingkat

2.6 Konversi Data ke Parameter Tanah

Uji penetrasi kerucut statis atau uji sondir banyak digunakan di Indonesia, di samping uji SPT. Nilai-nilai tahanan kerucut statis atau tahanan konus (q_c) yang diperoleh dari pengujian, dapat dikorelasikan secara langsung dengan kapasitas dukung tanah dan penurunan pada pondasi-pondasi dangkal dan pondasi tiang.

Pekerjaan sondir yang dilaksanakan menggunakan bikonus tipe Begemann dengan kapasitas maksimum 250 kg/cm^2, yang mempunyai diameter 3,57 cm, dengan kemiringan kerucut 60°. Pada saat melakukan test, penetrometer ditusukkan ke dalam tanah dengan kecepatan 2 cm per detik. Data penetrasi dan jumlah penetrasi diperoleh dari pembacaan manometer dengan system hidrolik, dengan interval 20 cm. Pada setiap kedalaman 20 cm, yang dapat dibaca pada manometer adalah penetrasi konus (PK) bacaan yang pertama, sedangkan bacaan kedua adalah jumlah penetrasi (JP) yang merupakan penetrasi konus (PK) + hambatan lekat (HL). Untuk kemudian dihitung hambatan lekatnya (HL) tiap 20 cm. Besarnya jumlah hambatan lekat (JHL) sama dengan jumlah komulatif dari hambatan lekat (HL).

Langkah – langkah yang harus dilakukan dalam mengkonversikan data sondir ke parameter tanah, antara lain :

1. C.L Crowther (Juni 1963)

   qc = 2 sampai 4 x N

   2 = untuk tanah kohesif

   4 = untuk tanah non-kohesif

   Dari konus Belanda (Dutch Cone) menurut Miki

   a. Untuk Tanah Lempung qc = 3.N

   b. Untuk Kerikil qc = 4.N

   dimana : N : Nilai SPT

   qc : tahanan konus (kg/cm^2)

2. Setelah mendapat nilai N, kita dapat menentukan nilai sudut geser (φ)

   - $\varphi = \sqrt{20N} + 15$ (Ohsaki)
   - $\varphi = \sqrt{12N} + 25$ (Dunham)
   - $\varphi = \sqrt{12N} + 20$ (Mayerhof)
   - $\varphi = \sqrt{12N} + 15$ (Peck)

3. Konversi ke nilai Cu (kohesi)

   $Cu = \frac{qc}{14}$ (kg/cm^2)

Sedangkan nilai gesekan pada selimut tiang (fs) berdasarkan nilai rata-rata Jumlah Hambatan Lekat (JHL) sepanjang tiang.

Tabel 4.4. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang

H (cm)	qc (kg/cm²)	JHL (kg/cm²)	fs (kg/cm²)	fr (%)	Klasifikasi Tanah (Robertson&Campanella, 1983)	N (qc/3)
0	0	0				0
20	40	20	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
40	32	28	0,4	1,25	Lanau berpasir – lanau berlempung	11
60	11	68	2	18	Lempung	4
80	10	78	0,5	5	Lempung	3
100	12	82	0,2	1,67	Lanau belempung – lempung berlanau	4
120	20	102	1	5	Lempung	7
140	26	110	0,4	1,53	Lanau berpasir – lanau berlempung	9
160	30	122	0,6	2	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
180	26	138	0,8	3,07	Lanau belempung – lempung berlanau	9
200	30	154	0,8	2,66	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
220	28	170	0,8	2,8	Lanau belempung – lempung berlanau	9
240	28	194	1,2	4,28	Lempung berlanau sampai lempung	9
260	31	222	1,4	4,51	Lempung	10
280	23	246	1,2	5,21	Lempung	8
300	18	274	1,4	7,7	Lempung	6
320	18	290	0,8	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	6
340	16	306	0,8	5	Lempung	5
360	16	326	1	6,25	Lempung	5
380	16	344	0,9	5,62	Lempung	5
400	14	356	0,6	4,28	Lempung	5
420	18	364	0,4	2,22	Lanau belempung – lempung berlanau	6
440	40	384	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
460	50	484	5	10	Lempung	17
480	100	584	5	5	Butiran halus sangat kaku	33
500	110	614	1,5	1,36	Pasir sampai pasir berlanau	37
520	40	654	2	5	Lempung	13
540	20	664	0,5	2,5	Lanau belempung – lempung berlanau	7
560	45	704	2	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	15
580	40	754	2,5	6,25	Lempung	13
600	100	804	2,5	2,5	Pasir berlanau sampai lanau berpasir	33
		Jumlah	36,3			362
		Rata-rata	1,396			11,68

Perhitungan fs masing-masing segmen kedalaman :

$$fs\ n = \frac{JHL_n - JHL_{n-1}}{L_n - L_{n-1}}$$

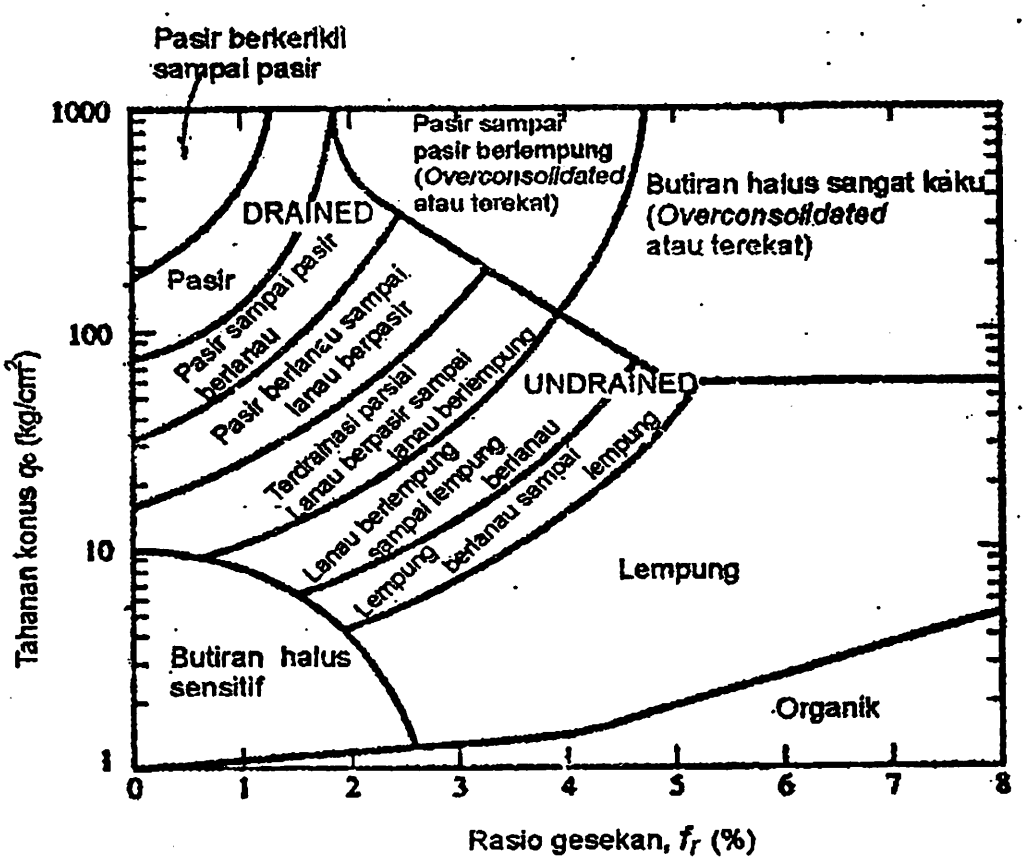
Contoh perhitungan : $fs2 = \frac{JHL_2 - JHL_2}{L_2 - L_1} = \frac{102 - 82}{120 - 100} = 1\ kg/cm^2$

Perhitungan fr masing-masing segmen kedalaman :

$$fr = \frac{fs}{qc} \times 100\%$$

Contoh perhitungan : $fr = \frac{1}{40} \times 100\% = 2{,}5\ \%$

Sebelum mendapatkan nilai gamma, tentukan klasifikasi tanah pada lapangan dengan menggunakan grafik (gambar 2.10.), kemudian nilai γ, n, e, dan w yang digunakan dapat dilihat pada tabel (tabel 2.2.).



(Sumber : Robertson & Campanella, 1983)

Gambar 2.10. Klasifikasi tanah didasarkan pada hasil uji kerucut statis

Tabel 2.2. Nilai Gamma

Deskripsi Tanah	Porositas (n)	Angka pori (e)	Kadar Air (w) %	Berat Unit (gr/ cm^3) γ d	γ sat
Pasir seragam, tidak padat	0,46	0,85	32	1,43	1,89
Pasir seragam, padat	0,34	0,51	19	1,75	2,09
Pasir butiran campuran, tidak padat	0,40	0,67	25	1,59	1,99
Pasir butiran campuran, padat	0,30	0,43	16	1,86	2,16
Lanau angina	0,50	0,99	21	1,36	1,86
Tanah glasial, butiran sangat campur	0,20	0,25	9	2,12	2,32
Lempung glasial lunak	0,55	1,20	45	1,22	1,77
Lempung glasial kaku	0,37	0,60	22	1,70	2,07
Lempung agak organik, lunak	0,66	1,90	70	0,93	1,58
Lempung sangat organik, lunak	0,75	3,00	110	0,68	1,43
Lempung montmorillonit, lunak	0,84	5,20	19	0,43	1,27

2.7 Perencanaan Pondasi Sumuran (kaison tertutup)

Tabel 2.3 Hubungan konsistensi, identifikasi dan kuat geser tekan (q_u)

Konsistensi tanah lempung	Identifikasi di lapangan	q_u (kg/cm^2)
Sangat lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan kepalan tangan	< 0,25
Lunak	Dengan mudah ditembus beberapa inchi dengan ibu jari	0,25 – 0,50
Sedang	Dapat ditembus beberapa inchi padakekuatan sedang dengan ibu jari	0,50 – 1,00
Kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari	1,00 – 2,00
Sangat kaku	Melekuk bila ditekan dengan ibu jari, tetapi dengan kekuatan besar	2,00 – 4,00
Keras	Dengan kesulitan, melekuk bila ditekan dengan ibu jari	> 4,00

(Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, hal : 59)

Tabel 2.4 Hubungan antara *Relatif density* dengan nilai N

No	*Relati density*	Nilai N
1	Lunak sekali	2
2	Lunak	2 – 4
3	Sedang	4 – 8
4	Keras	15 – 30
5	Sangat Keras	30

(Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, hal : 59)

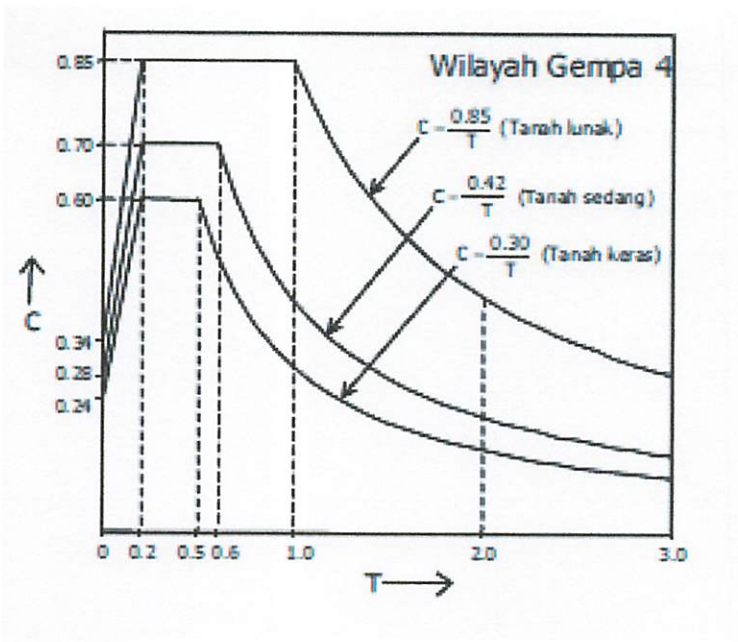
Tabel 2.5 Hubungan antara harga N, kepadatan relatif dan q_u pada tanah kohesif oleh Terzaghi dan Peck

No.	Harga N	Kepadatan relatif	Harga kuat tekan bebas (q_u) kg/cm^2
1	< 2	Sangat halus	0,25
2	2 – 4	Halus	0,25 – 0,51
3	4 – 8	Sedang	0,51 – 1,02
4	8 – 15	Keras	1,02 – 2,04
5	15 – 30	Lebih keras	2,04 – 4,08
6	> 30	Sangat keras	> 4,08

(Sumber : Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi, hal : 59)

2.8 Gempa Grafik Respons Spektrum Wilayah 4

Adapun perencanaan ketahanan gempa dalam analisa gedung ini menggunakan analisa dinamis dengan menggunakan grafik Respos Spekturum wilayah 4 berdasarkan **SNI 03 – 17296 – 2002 Standart Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung.**



Gambar 2.12 Grafik Respons Spektrum Wilayah 4

2.9 Penurunan Kelompok Tiang

Syarat penurunan ijin total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm. *(Showers, 1962)*

Tipe Gerakan	Faktor Pembatas	Penurunan maksimal
Penurunan Total	Drainase	15 – 30 cm
	Jalan masuk	30 – 60 cm
	Kemungkinan penurunan tidak seragam :	
	Bangunan dinding bata	2,5 – 5 cm
	Bangunan rangka	5 – 10 cm
	Cerobong asap, silo, pondasi rakit *(mat)*	8 – 30 cm
Kemiringan	Stabilitas terhadap penggalian	Tergantung tinggi & lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	Rolling of truck, dll	0,01 L
	Stacking of goods	0,01 L
	Operasi mesin – perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin – generator turbo	0,0002 L
	Rel derek (*crane rail)*	0,0003 L
	Drainase lantai	0,01 – 0,02 L
Gerakan tidak seragam	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 – 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata dinding retak)	0,001 – 0,002 L
	Pelesteran retak (gypsum)	0,001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 – 0,004 L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	Rangka baja, kontinyu	0,002 L
	Rangka baja sederhana	0,005 L

Tabel 2.8 Penurunan Ijin *(Showers, 1962)*

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertikal adalah sebagai berikut :

$$S_{total} = s_1 + s_2 + s_3$$

Dimana :

s_1 : penurunan batang tiang

s_2 : penurunan yang disebabkan beban pada titik tiang

s_3 : penurunan yang disebabkan oleh beban yang ditransmisikan sepanjang poros tiang

Prosedur untuk memperkirakan tiga elemen penurunan tiang pondasi adalah sebagai berikut :

a. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal s_1

Untuk memperkirakan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal, maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

$$s_1 = \frac{(Q_{wp} + \propto . Q_{ws}) . L}{A_p . E_p}$$

Dimana :

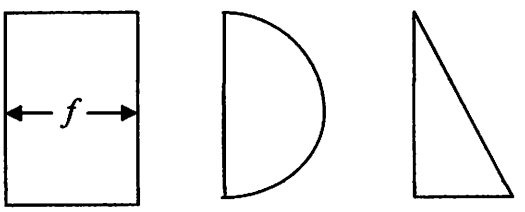
Q_{wp} : beban vertikal yang diterima pondasi

Q_{ws} : beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

A_p : luas penampang tiang, L : panjang tiang

E_p : modulus elastisitas tanah, beton ($4700 \sqrt{fc'}$)

α : koef. yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi



(a) (b) (c)

Gambar 2.13 berbagai jenis gesekan distribusi sepanjang batang tiang

Besarnya distribusi perlawanan tergantung pada sifat dari unit distribusi gesekan (kulit) resistensi sepanjang batang tiang. Jika distribusi *f* adalah seragam atau parabola murni, seperti ditunjukkan pada gambar a dan b, nilai α adalah setara dengan 0,5. Namun, untuk distribusi segitiga dari gambar c, nilai α adalh sekitar 0,67 (vesic, 1977).

Macam Tanah	μ
Lempung jenuh	0,4 – 0,5
Lempung tak jenuh	0,1 – 0,3
Lempung berpasir	0,2 – 0,3
Lanau	0,3 – 0,35
Pasir padat	0,15
Pasir kasar (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,25
Pasir halus (angka pori, e = 0,4 – 0,7)	0,1 – 0,4
Batu (agak tergantung dari macamnya)	0,1 – 0,3
Loess	

Tabel 2.9 Perkiraan angka poison (μ), (Sumber : Harry C.,H. Hal 230)

Macam Tanah	Ep (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

Tabel 2.10 perkiraan modulus elastis (E), (Bowles, 1977)

b. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Penyelesaian penurunan yang disebabkan oleh beban dilakukan pada titik tiang dapat dinyatakan dalam bentuk yang sama dengan persamaan untuk pondasi dangkal.

$$s_2 = \frac{Q_{wp}+D}{E_s} \text{ x } (1-\mu_s) \text{ x } I_{wp}$$

Dimana :

D : Kedalaman tiang pondasi

Q_{wp} : Beban vertikal yang diterima pondasi

E_s : Modulus elastisitas tanah

μ_s : Rasio poisson untuk tanah, I_{wp} : faktor pengaruh

dengan tidak adanya hasil eksperimen, sehingga nilai – nilai perwakilan dan rasio poisson dapat diketahui.

Vesic (1977) juga telah mengusulkan suatu metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan s_2 sebagai berikut :

$$s_2 = \frac{Q_{wp} \times C_p}{D \times q_p}$$

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Tabel 2.11 Nilai Koef Cp {Eq. (8.60)} *(sumber. Vesic, 1977)*

I'rom " Design of pile Foundation, " by A. S. Vesic, in NCHRP *Synthesis of Highway Practice 42*, Transportation Research Board, 1977. Reprinted by permission.

Dimana : q_p = tahanan ujung tiang

C_p = koef empiris

Nilai C_p untuk mewakili berbagai tanah diberikan dalam tabel

c. Penurunan akibat pengalihan beban (s_3)

Penyelesaian penurunan yang disebabkan oleh beban ang dibawa oleh batang tiang :

$$s_2 = \left(\frac{Q_{ws}}{p \,.\, L}\right) \times \frac{D}{E_s} \left(I - \mu^2_s \right) . I_{ws}$$

Dimana : p : Keliling tiang

L : Panjang tiang turunan

I_{wp} : faktor pengaruh $= 2 + 0{,}35 \sqrt{\frac{L}{D}}$

Dengan catatan bahwa istilah Q_{ws}/pL dalam persamaan di atas adalah nilai rata – rata dari f sepanjang batang tiang. Faktor

pengaruh, I_{ws}, dapat dinyatakan dengan hubungan empiris sederhana seperti persamaan di atas (vesic,1977).

Vesic (1977) juga mengusulkan hubungan empiris sederhana yang mirip dengan persamaan di atas untuk memperoleh s_3 sebagai :

$$s_3 = \frac{Q_{wp} \, . \, C_s}{L \, . \, q_p}$$

Dimana : C_s = konstanta empiris = $(0{,}93 + 0{,}16 \sqrt{\frac{L}{D}} \, . \, C_p$

Untuk nilai C_p yang digunakan dalam persamaan di atas dapat diperkirakan dari tabel 2.11.

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MILIK
PERPUSTAKAAN
ITN
MALANG

BAB III

PERENCANAAN

3.1 Data Perencanaan Pondasi Sumuran

3.1.1 Spesifikasi Umum

1. Fungsi Bangunan : Mall dan pasar
2. Lokasi : Mall Dinoyo City Malang
3. Struktur Atas : Portal beton bertulang
4. Struktur Lantai : Plat beton bertulang
5. Kuat Tekan Beton : 30 Mpa
6. Struktur Bawah : Pondasi Tiang Bor
7. Jumlah Lantai : 4 (±14 meter)
8. Bentang Memanjang : 51 m
9. Bentang Melintang : 23 m
10. Zona Gempa : Zona 4 (Kota Malang)

Pada pembangunan MDC ini tes sondir dilakukan pada 6 (enam) titik dengan hasil sebagai berikut :

Kedalaman	Rata-rata Nilai Konus (kg/cm²)					
(cm)	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6
0	0	0	0	0	0	0
20	38	25	40	18	48	50
40	18	20	32	10	24	20
60	20	19	11	20	24	12
80	18	20	10	10	24	13
100	19	16	12	16	22	13
120	18	17	20	24	24	12
140	20	20	26	22	24	24
160	20	28	30	28	28	22
180	22	28	26	30	24	22
200	20	30	30	22	20	30
220	20	28	28	18	18	28
240	20	28	28	18	22	22
260	20	23	31	16	18	20
280	18	18	23	12	15	18
300	18	17	18	12	12	20
320	14	20	18	13	16	14
340	12	20	16	14	35	26
360	10	20	16	18	85	80
380	20	18	16	75	90	130
400	40	19	14	110	50	80
420	120	20	18	250	30	140
440	140	25	40		95	40
460	250	30	50		75	20
480		70	100		95	35
500		55	110		100	75
520		30	40		110	250
540		30	20		250	
560		30	45			
580		45	40			
600		70	100			
620		80	150			
640		145	250			
660		150				
680		160				
700		250				

Tabel 3.1. Rangkuman Hasil Tes Sondir

3.1.2 Bahan Bangunan

a) Peraturan Perencanaan Dasar

a. Peraturan Pembebanan Indonesia untuk gedung (PPIUG) 1983

b. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)

c. SNI 03-1726-2003 (Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa untuk Bangunan Gedung)

2. Kuat Tekan Beton (fc') : 30 Mpa

3. Tegangan Leleh Tulangan (fy) : 320 Mpa

4. Pembebanan

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

Kode Pembebanan adalah sebagai berikut :

- Beban mati (DEAD) : D
- Beban hidup (LIVE) : L
- Beban gempa (EARTHQUAKE) : E

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

- Beton bertulang : 2400 kg/m^3
- Berat dinding : 250 kg/m^2
- Beton (bukan beton pengisi) : 2200 kg/m^3
- Beton cyclop : 1850 kg/m^3

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

- Beban hidup bangunan Mall / pasar : 250 kg/m^2

- Beban hidup untuk bangunan parkir : 400 kg/m^2

5. Dimensi plat, balok dan kolom

   a. Tebal Plat : 15 cm

   b. Balok

      - Balok induk tipe 1 (B1a) : 40 x 70
      - Balok induk tipe 2 (B1b) : 40 x 70
      - Balok anak (B2) : 30 x 60

   c. Kolom

      - Kolom tipe 1 (K1) : 50 x 50
      - Kolom tipe 2 (K2) : 40 x 40

3.2 Perhitungan Pembebanan

3.2.1 Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 1, 1B dan 2

- Beban mati (qd)

Berat sendiri plat	= 0,15 x 2400 kg/m^3	=	360 kg/m^2
Berat spesi 3 cm	= 3 x 21 kg/m^2	=	63 kg/m^2
Penutup lantai 1 cm	= 1 x 24 kg/m^2	=	24 kg/m^2
		qd =	447 kg/m^2

- Beban hidup (ql)

Lantai pertokoan	ql =	250 kg/m^2

3.2.2 Perhitungan beban yang bekerja pada lantai 3

- Beban mati (qd)

Berat sendiri plat	= 0,15 x 2400 kg/m^3	=	360 kg/m^2
		qd =	360 kg/m^2

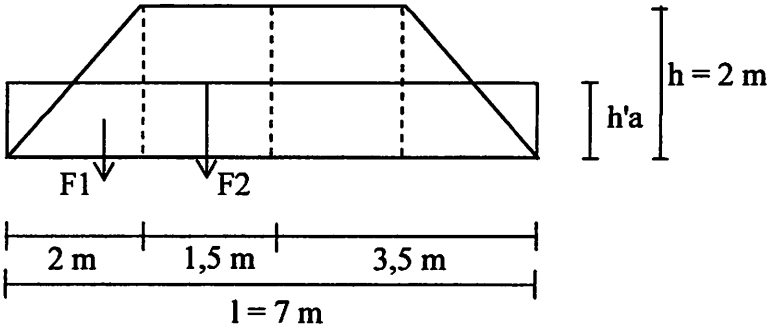
- Beban hidup (ql)

Lantai bangunan parkir	=	400	kg/m^2
Beban air hujan	=	20	kg/m^2
	ql =	420	kg/m^2

3.2.3 Perataan beban plat lantai

Perataan beban terdiri dari beberapa tipe perataan seperti yang tercantum pada Gambar. Sedangkan hasil perhitungan perataan beban dapat dilihat pada Tabel 3.2. Berikut contoh perhitungan perataan beban :

1. Tipe A



F1 = ½ . 2 . 2 = 2 m^2

F2 = 1,5 . 2 = 3 m^2

RA = RB = F1 + F2 = 2 + 3 = 5

M max 1 = $^1/_8$. h'a . l^2

= $^1/_8$. h'a . 7^2

= 6,125 h'a

M max 2 = (RA . 3,5) – (F1.(1,5+$^1/_3$.2)) – (F2 . ½.1,5)

= (5 . 3,5) - (2.(1,5+$^1/_3$.2)) – (3 . ½.1,5)

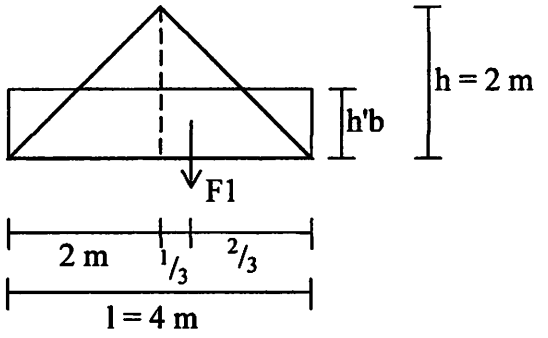
= 10,917

M max 1 = M max 2

6,125 h'a = 10,917

h'a = 1,782 m

2. Tipe B



F1 = ½ . 2 . 2 = 2 m^2

RA = RB = F1 = 2

M max 1 = $^1/_8$. h'b . l^2

= $^1/_8$. h'b . 4^2

= 2 h'b

M max 2 = (RA . 2) – (F1.($^1/_3$.2))

= (2 . 2) - (2.($^1/_3$.2))

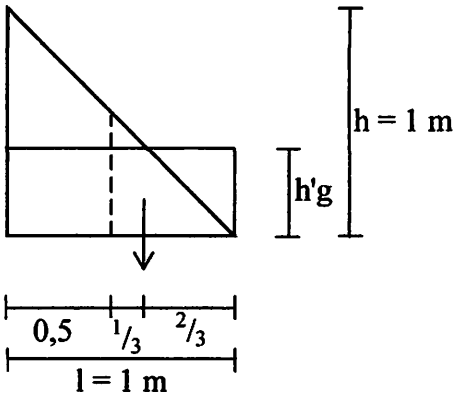
= 2,667

M max 1 = M max 2

2 h'b = 2,667

h'b = 1,333 m

3. Tipe G



F1 = ½ . 0,5 . 0,5 = 0,125 m^2

$RA = RB = \frac{1/2.1.1}{2} = 0,25$

M max 1 = $1/8$. h'g . l^2

= $1/8$. h'g . 1^2

= 0,125 h'g

M max 2 = (RA . 0,5) – (F1.($1/3$.0,5))

= (0,25 . 0,5) - (0,125 .($1/3$.0,5))

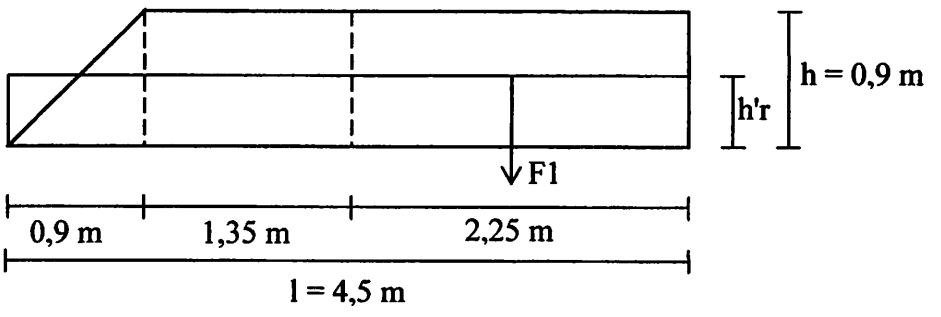
= 0,104

M max 1 = M max 2

0,125 h'g = 0,104

h'g = 0,833 m

4. Tipe R



$F1 = 2{,}25 \cdot 0{,}9 = 2{,}025\ m^2$

$$RA = RB = \frac{(1/2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9) + (3{,}6 \cdot 0{,}9)}{2} = 1{,}8225$$

$M\ max\ 1 = 1/8 \cdot h'r \cdot l^2$

$= 1/8 \cdot h'r \cdot 4{,}5^2$

$= 2{,}531\ h'r$

$M\ max\ 2 = (RA \cdot 2{,}25) - (F1.(1/2.2{,}25))$

$= (1{,}8225 \cdot 2{,}25) - (2{,}025 .(1/2.2{,}25))$

$= 1{,}823$

$M\ max\ 1 = M\ max\ 2$

$2{,}531\ h'r = 1{,}8225$

$h'r = 0{,}72\ m$

Tabel 3.2. Hasil perhitungan perataan beban

TIPE PLAT	l	h	F1	F2	RA = RB	M max 1		M max 2	h'
A	7	2	2	3	5	6,125	h'a	10,917	1,782
B	4	2	2		2	2,000	h'b	2,667	1,333
C	6	2	2	2	4	4,500	h'c	7,667	1,704
D	4	2	2		2	2,000	h'd	2,667	1,333
E	2	1	0,5	0	0,5	0,500	h'e	0,333	0,667
F	5	1	0,5	1,5	2	3,125	h'f	2,958	0,947
G	1	1	0,125		0,25	0,125	h'g	0,104	0,833
H	1	0,5	0,125		0,125	0,125	h'h	0,042	0,333
I	2,5	0,5	0,125	0,375	0,5	0,781	h'i	0,370	0,473
J	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'j	5,208	1,667
K	5,5	2,5	3,125	0,625	3,75	3,781	h'k	6,849	1,811
L	4	2	2		2	2,000	h'l	2,667	1,333
M	8	2	2	4	6	8,000	h'm	14,667	1,833
N	6	1,55	1,20125	2,2475	3,44875	4,500	h'n	6,354	1,412
O	3,1	1,55	1,20125		1,20125	1,201	h'o	1,241	1,033
P	7	1,55	1,20125	3,0225	4,22375	6,125	h'p	8,873	1,449
Q	3,1	1,55	1,20125		1,20125	1,201	h'q	1,241	1,033
R	4,5	0,9	2,025		1,8225	2,531	h'r	1,823	0,720
S	1,8	0,9	0,405		0,405	0,405	h's	0,243	0,600
T	1,3	0,9	0,585		0,3825	0,211	h'r	0,059	0,277
U	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'u	5,208	1,667
V	8	2,5	3,125	3,75	6,875	8,000	h'v	17,396	2,174
W	7	1,85	1,71125	3,0525	4,76375	6,125	h'w	10,276	1,678
X	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'x	2,111	1,233
Y	6	1,85	1,71125	2,1275	3,83875	4,500	h'y	7,270	1,615
Z	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'z	2,111	1,233
AA	5	2,5	3,125		3,125	3,125	h'aa	5,208	1,667
AB	7,4	2,5	3,125	3	6,125	6,845	h'ab	14,508	2,120
AC	4	2	2		2	2,000	h'ac	2,667	1,333
AD	7,4	2	2	3,4	5,4	6,845	h'ad	12,357	1,805
AE	3,5	1,75	1,53125		1,53125	1,531	h'ae	1,786	1,167
AF	3,7	1,75	1,53125	0,175	1,70625	1,711	h'af	2,101	1,228

AG	3,5	1,75	1,53125		1,53125	1,531	h'ag	1,786	1,167
AH	4	1,75	1,53125	0,4375	1,96875	2,000	h'ah	2,607	1,303
AI	5	1,85	1,71125	1,2025	2,91375	3,125	h'ai	4,726	1,512
AJ	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'aj	2,111	1,233
AK	5	2	2	1	3	3,125	h'ak	4,917	1,573
AL	4	2	2		2	2,000	h'al	2,667	1,333
AM	8	1,85	1,71125	3,9775	5,68875	8,000	h'am	13,745	1,718
AN	3,7	1,85	1,71125		1,71125	1,711	h'an	2,111	1,233
AO	8	1	0,5	3	3,5	8,000	h'ao	7,833	0,979
AP	2	1	0,5		0,5	0,500	h'ap	0,333	0,667
AQ	7	1	0,5	2,5	3	6,125	h'aq	5,958	0,973
AR	2	1	0,5		0,5	0,500	h'ar	0,333	0,667
AS	6	1	0,5	2	2,5	4,500	h'as	4,333	0,963
AT	2	1	0,5		0,5	0,500	h'at	0,333	0,667
AU	5	1	0,5	1,5	2	3,125	h'au	2,958	0,947
AV	2	1	0,5		0,5	0,500	h'av	0,333	0,667
AW	2	1	0,5		0,5	0,500	h'aw	0,333	0,667
AX	4	1	0,5	1	1,5	2,000	h'ax	1,833	0,917
AY	2	1	0,5		0,5	0,500	h'ay	0,333	0,667

3.2.4 Pembebanan portal

3.2.4.1 Pembebanan balok pada portal memanjang

1. Beban mati merata (qd)

Berat sendiri balok = b x (h-hf) x BJ beton

Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding

Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

Lantai 1

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,947 . 447	=	423,16	kg/m
Berat dinding	= (3-0,6) . 250	=	600	kg/m
		qd =	1347,16	kg/m

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MILIK PERPUSTAKAAN ITN MALANG

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,782 . 447	=	796,694	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1899,694	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,704 . 447	=	761,556	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1864,556	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (0,833+0,333) . 447	=	521,5	kg/m
		qd =	1049,5	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 447	=	596	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1699	kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 447	=	1593,388	kg/m
		qd =	1917,388	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	1847,111	kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,499) . 447	=	1444,249	kg/m
		qd =	1972,249	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	2051,111	kg/m

Balok S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m

Beban plat	= (1,704+1,412) . 447	=	1392,755	kg/m
		qd =	1920,755	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,667+1,667) . 447	=	1490	kg/m
		qd =	2018	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 447	=	596	kg/m
		qd =	1124	kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	1847,111	kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,499+1,678) . 447	=	1397,492	kg/m
		qd =	1925,492	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,615) . 447	=	1483,682	kg/m
		qd =	2011,682	kg/m

Balok S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,412+1,615) . 447	=	1353,326	kg/m
		qd =	1881,326	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,667+1,667) . 447	=	1490	kg/m
		qd =	2018	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 447	=	596	kg/m
		qd =	1124	kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,678+1,678) . 447	=	1499,874	kg/m

qd = 1823,874 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,615+1,615) . 447	=	1444,253	kg/m
		qd =	1768,253	kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,678 . 447	=	749,937	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1852,937	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,615 . 447	=	722,126	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1825,126	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,667 . 447	=	745	kg/m

Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1848	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 447	=	596	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd =	1699	kg/m

Lantai 1B

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,947 . 447	=	423,16	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m
		qd =	1597,16	kg/m

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,782 . 360	=	641,633	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	1994,633	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,704 . 360	=	613,333	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	1966,333	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (0,833+0,333) . 360	=	420	kg/m
		qd =	948	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 360	=	480	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	1833	kg/m

c. **Balok memanjang line 0"**

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 360	=	1283,265	kg/m
		qd =	1607,265	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 360	=	1226,667	kg/m
		qd =	1550,667	kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782 . 360)+(1,167 .447)	=	1163,133	kg/m
		qd =	1691,133	kg/m

Balok T'-U; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782 . 360)+(1,449 . 447)	=	1289,188	kg/m
		qd =	1817,188	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704 . 360)+(1,704 . 447)	=	1374,889	kg/m
		qd =	1902,889	kg/m

Balok S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704 . 360)+(1,412 . 447)	=	1244,533	kg/m

qd = 1772,533 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,667 . 360)+(1,573 . 447)	=	1303,28	kg/m
		qd =	1831,28	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 360	=	480	kg/m
		qd =	1008	kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,167+1,167) . 447	=	1043	kg/m
		qd =	1367	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	1847,111	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 447	=	1406,56	kg/m
		qd =	1730,56	kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,167+1,167) . 447	=	1043	kg/m
		qd =	1571	kg/m

Balok T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,499+1,678) . 447	=	1397,492	kg/m
		qd =	1925,492	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,615) . 447	=	1483,682	kg/m
		qd =	2011,682	kg/m

Balok S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,412+1,615) . 447	=	1353,326	kg/m

qd = 1881,326 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,512) . 447	=	1379,284	kg/m
		qd =	1907,284	kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,167+1,167) . 447	=	1043	kg/m
		qd =	1367	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,615+1,615) . 447	=	1444,253	kg/m
		qd =	1768,253	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,512+1,512) . 447	=	1352,008	kg/m
		qd =	1676,008	kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,167 . 447	=	521,5	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	1874,5	kg/m

Balok T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,678 . 447	=	749,937	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2102,937	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,615 . 447	=	722,126	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2075,126	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,667+0,333) . 447	=	894	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2247	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,333 . 447	=	596	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	1949	kg/m

Lantai 2

a. Balok memanjang line -0'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,667. 447	=	298	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m
		qd =	1472	kg/m

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,973 . 447	=	434,837	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m
		qd =	1608,837	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,963 . 447	=	430,444	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m

qd = 1604,444 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,947 . 447	=	423,16	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m
		qd =	1597,16	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,979 . 447	=	437,688	kg/m
Berat dinding	= (4-0,6) . 250	=	850	kg/m
		qd =	1611,688	kg/m

b. Balok melintang line 0'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (0,667+0,667) . 447	=	596	kg/m
		qd =	1124	kg/m

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+0,973) . 447	=	1231,531	kg/m
		qd =	1759,531	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+0,963) . 447	=	1192	kg/m
		qd =	1720	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+0,947) . 447	=	1126,44	kg/m
		qd =	1654,44	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+0,979) . 447	=	1257,188	kg/m
		qd =	1785,188	kg/m

c. Balok memanjang 0"

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (0,667+0,667) . 447	=	596	kg/m
		qd =	920	kg/m

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 447	=	1593,388	kg/m

qd = 1917,388 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	1847,111	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 447	=	1406,56	kg/m
		qd =	1730,56	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 447	=	1639	kg/m
		qd =	1963	kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 0,667 . 447	=	298	kg/m
		qd =	826	kg/m

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 447	=	1593,388	kg/m
		qd =	2121,388	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	2051,111	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 447	=	1406,56	kg/m
		qd =	1934,56	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 447	=	1639	kg/m
		qd =	2167	kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 447	=	1593,388	kg/m

qd = 2076,631 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 447	=	1523,111	kg/m
		qd =	1847,111	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 447	=	1406,56	kg/m
		qd =	1730,56	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 447	=	1639	kg/m
		qd =	1963	kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,678) . 447	=	1546,631	kg/m
		qd =	2074,631	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,615) . 447	=	1483,682	kg/m
		qd =	2011,682	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,512) . 447	=	1379,284	kg/m
		qd =	1907,284	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,718) . 447	=	1587,487	kg/m
		qd =	2115,487	kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,678+1,678) . 447	=	1499,874	kg/m
		qd =	1823,874	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,615+1,615) . 447	=	1444,253	kg/m

qd = 1768,253 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,512+1,512) . 447	=	1352,008	kg/m
		qd =	1676,008	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,718+1,718) . 447	=	1535,973	kg/m
		qd =	1859,973	kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,678 . 447	=	749,937	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2102,937	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,615 . 447	=	722,126	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2075,126	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,512 . 447	=	676,004	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2029,004	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,718 . 447	=	767,987	kg/m
Berat dinding	= (4-0,7) . 250	=	825	kg/m
		qd =	2120,987	kg/m

Lantai 3

a. Balok memanjang line -0'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,667. 360	=	240	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	814	kg/m

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,973 . 360	=	350,204	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m

qd = 924,204 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,963 . 360	=	346,667	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	920,667	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,947 . 360	=	340,8	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	914,8	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= 0,979 . 360	=	352,5	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	926,5	kg/m

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+0,973) . 360	=	991,837	kg/m

qd = 1519,837 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+0,963) . 360	=	960	kg/m
		qd =	1488	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+0,947) . 360	=	907,2	kg/m
		qd =	1435,2	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+0,979) . 360	=	1012,5	kg/m
		qd =	1540,5	kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (0,667+0,667) . 360	=	480	kg/m
		qd =	804	kg/m

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 360	=	1283,265	kg/m
		qd =	1607,265	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 360	=	1226,667	kg/m
		qd =	1550,667	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 360	=	1132,8	kg/m
		qd =	1456,8	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 360	=	1320	kg/m
		qd =	2532	kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 360	=	1283,265	kg/m

qd = 1811,265 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 360	=	1266,667	kg/m
		qd =	1754,667	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 360	=	1132,8	kg/m
		qd =	1660,8	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 360	=	1320	kg/m
		qd =	1848	kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,782) . 360	=	1283,265	kg/m
		qd =	1607,265	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,704) . 360	=	1226,667	kg/m
		qd =	1550,667	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,573) . 360	=	1132,8	kg/m
		qd =	1456,8	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,833) . 360	=	1320	kg/m
		qd =	1644	kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,782+1,678) . 360	=	1245,609	kg/m
		qd =	1773,609	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,704+1,615) . 360	=	1194,912	kg/m

qd = 1722,912 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,573+1,512) . 360	=	1110,833	kg/m
		qd =	1638,833	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,833+1,718) . 360	=	1278,513	kg/m
		qd =	1806,513	kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,678+1,678) . 360	=	1207,952	kg/m
		qd =	1531,952	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,615+1,615) . 360	=	1163,157	kg/m
		qd =	1487,157	kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,512+1,512) . 360	=	1088,866	kg/m
		qd =	1412,866	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{30}/_{60}$	= 0,3 . (0,6-0,15) . 2400	=	324	kg/m
Beban plat	= (1,718+1,718) . 360	=	1237,026	kg/m
		qd =	1561,026	kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,678 . 360	=	603,976	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	1381,976	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,615 . 360	=	581,578	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	1359,578	kg/m

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
MILIK
PERPUSTAKAAN
ITN
MALANG

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,512 . 360	=	544,433	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	1322,433	kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 1,718 . 360	=	618,513	kg/m
Berat dinding	= 1 . 250	=	250	kg/m
		qd =	1396,51	kg/m

2. Beban hidup merata

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

Lantai 1

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql)	= 0,947 . 250	=	236,667	kg/m

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql)	= 1,782 . 250	=	445,578	kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,704 . 250 = 425,926 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (0,833+0,333) . 250 = 291,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 250 = 333,333 kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 250 = 891,157 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,449) . 250 = 807,746 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

Balok S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,412) . 250 = 778,946 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,667+1,667) . 250 = 833,333 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 250 = 333,333 kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,449+1,678) . 250 = 781,596 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,615) . 250 = 829,8 kg/m

Balok S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,412+1,615) . 250 = 756,894 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,667+1,667) . 250 = 833,333 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 250 = 333,333 kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,678+1,678) . 250 = 838,855 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,615+1,615) . 250 = 807,748 kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,678 . 250 = 419,428 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,615 . 250 = 403,874 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 1,667 . 250 = 416,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 250 = 333,333 kg/m

Lantai 1B

a. Balok memanjang line -0'

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 0,947 . 400 = 378,667 kg/m

b. Balok melintang line 0'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,782 . 400 = 712,925 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,704 . 400 = 681,481 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (0,833+0,333) . 400 = 466,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 400 = 533,333 kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 400 = 1425,85 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 400 = 1362,963 kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782 . 400)+(1,167 . 250)= 1004,592 kg/m

Balok T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782 . 400)+(1,449 . 250)= 1075,093 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704 . 400)+(1,704 . 250)= 1107,407 kg/m

Balok S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704 . 400)+(1,412 . 250)= 1034,501 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,667 . 400)+(1,573 . 250)= 1060 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 400 = 533,333 kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,167+1,167) . 250 = 583,333 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 250 = 786,667 kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,167+1,167) . 250 = 583,333 kg/m

Balok T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,449+1,678) . 250 = 781,596 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,615) . 250 = 829,8 kg/m

Balok S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,412+1,615) . 250 = 756,894 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,512) . 250 = 771,412 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,333+1,333) . 250 = 666,667 kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,167+1,167) . 250 = 583,333 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" =S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,615+1,615) . 250 = 807,748 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,512+1,512) . 250 = 756,157 kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,167 . 250 = 291,667 kg/m

Balok T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,678 . 250 = 419,428 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,615 . 250 = 403,874 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,667+0,333) . 250 = 500 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,333 . 250 = 333,333 kg/m

Lantai 2

a. Balok memanjang line -0'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql) = 0,667 . 250 = 166,667 kg/m

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 0,973 . 250 = 243,197 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 0,963 . 250 = 240,741 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 0,947 . 250 = 236,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 0,979 . 250 = 244,792 kg/m

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+0,973) . 250 = 688,776 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+0,963) . 250 = 666,667 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+0,947) . 250 = 630 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+0,979) . 250 = 703,125 kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql) = (0,667+0,667) . 250 = 333,333 kg/m

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 250 = 891,157 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704). 250 = 851,852 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 250 = 786,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 250 = 916,667 kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 250 = 891,156 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 250 = 786,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 250 = 916,667 kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 250 = 891,157 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T'; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 250 = 851,852 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 250 = 786,667 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 250 = 916,667 kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,678) . 250 = 865,006 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T'; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,615) . 250 = 829,8 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,512) . 250 = 771,412 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,718) . 250 = 887,856 kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,678+1,678) . 250 = 838,855 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,615+1,615) . 250 = 807,748 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,512+1,512) . 250 = 756,157 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,718+1,718) . 250 = 859,046 kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,678. 250 = 419,428 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,615 . 250 = 403,874 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 1,512 . 250 = 378,078 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,718 . 250 = 429,523 kg/m

Lantai 3

a. Balok memanjang line -0'

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql) = 0,667 . 420 = 280 kg/m

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 0,973 . 420 = 408,571 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 0,963 . 420 = 404,444 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 0,947 . 420 = 397,6 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 0,979 . 420 = 411,25 kg/m

b. Balok memanjang line 0'

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+0,973) . 420 = 1157,143 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+0,963) . 420 = 1120 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+0,947) . 420 = 1058,4 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+0,979) . 420 = 1181,25 kg/m

c. Balok memanjang line 0"

Balok M-M' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql) = (0,667+0,667) . 420 = 560 kg/m

Balok M'-P = T-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 420 = 1497,143 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704). 420 = 1431,111 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 420 = 1321,6 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 420 = 1540 kg/m

d. Balok memanjang line 1'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 420 = 1497,143 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 420 = 1431,111 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 420 = 1321,6 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 420 = 1540 kg/m

e. Balok memanjang line 1"

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,782) . 420 = 1497,143 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T'; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,704) . 420 = 1431,111 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,573) . 420 = 1321,6 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,833) . 420 = 1540 kg/m

f. Balok memanjang line 2'

Balok M'-P = T'-U; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,782+1,678) . 420 = 1453,210 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T'; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,704+1,615) . 420 = 1394,064 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,573+1,512) . 420 = 1295,972 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,833+1,718) . 420 = 1491,598 kg/m

g. Balok memanjang line 2"

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = (1,678+1,678) . 420 = 1409,277 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = (1,615+1,615) . 420 = 1357,016 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = (1,512+1,512) . 420 = 1270,343 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = (1,718+1,718) . 420 = 1443,197 kg/m

h. Balok memanjang line 3'

Balok M'-P = T'-U ; bentang = 7 m

Beban hidup (ql) = 1,167 . 420 = 704,639 kg/m

Balok P-Q = Q-R = S'-S" = S"-T' ; bentang = 6 m

Beban hidup (ql) = 1,615 . 420 = 678,508 kg/m

Balok R-S' ; bentang = 5 m

Beban hidup (ql) = 1,512 . 420 = 635,172 kg/m

Balok U-V' ; bentang = 4 m

Beban hidup (ql) = 1,718 . 420 = 721,598 kg/m

3. Beban mati terpusat

Akibat beban kolom :

Pd1 (kolom $^{50}/_{50}$) = berat kolom lantai 1

= 0,5 x 0,5 x 3 x 2400

= 1800 kg

Pd2 (kolom $^{40}/_{40}$) = berat kolom lantai 1

= 0,4 x 0,4 x 3 x 2400

= 1152 kg

Pd3 (kolom $^{50}/_{50}$) = berat kolom lantai 1B dan 2

= 0,5 x 0,5 x 4 x 2400

= 2400 kg

Pd4 (kolom $^{40}/_{40}$) = berat kolom lantai 1B dan 2

= 0,4 x 0,4 x 4 x 2400

= 1536 kg

3.2.4.2 Pembebanan balok pada portal melintang

1. Beban mati merata (qd)

Berat sendiri balok = b x (h-hf) x BJ beton

Berat dinding = berat dinding x tinggi dinding

Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

Lantai 1 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 0,667 . 447	=	298	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd1 =	1401	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+0,473) . 447	=	807,282	kg/m
		qd2 =	1335,282	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,881) . 447	=	1436,658	kg/m
		qd3 =	1964,658	kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+2,174) . 447	=	1567,629	kg/m
		qd4 =	2095,629	kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,233+2,120) . 447	=	1498,791	kg/m
		qd5 =	2026,791	kg/m

Lantai 1B (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= 0,667 . 447	=	298	kg/m
Berat dinding	= (3-0,7) . 250	=	575	kg/m
		qd6 =	1401	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m

Beban plat	= (1,333+0,473) . 447	=	807,282	kg/m
		qd7 =	1335,282	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,881) . 447	=	1436,658	kg/m
		qd8 =	1964,658	kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,333) . 447	=	1191,702	kg/m
		qd9 =	1719,702	kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,233+1,233) . 447	=	1102,302	kg/m
		qd10 =	1630,302	kg/m

Lantai 2 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (0,667+0,667) . 447	=	596	kg/m
		qd11 =	1124	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,333) . 447	=	1191,702	kg/m
		qd12 =	1719,702	kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,333) . 447	=	1191,702	kg/m
		qd13 =	1719,702	kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,233+1,233) . 447	=	1102,302	kg/m
		qd14 =	1630,302	kg/m

Lantai 3 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (0,667+0,667) . 360	=	480,24	kg/m
		qd15 =	1008,24	kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$	= 0,4 . (0,7-0,15) . 2400	=	528	kg/m
Beban plat	= (1,333+1,333) . 360	=	959,76	kg/m

qd16 = 1487,76 kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Berat balok $^{40}/_{70}$ = 0,4 . (0,7-0,15) . 2400 = 528 kg/m

Beban plat = (1,333+1,333) . 360 = 959,76 kg/m

qd17 = 1487,76 kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Berat balok $^{40}/_{70}$ = 0,4 . (0,7-0,15) . 2400 = 528 kg/m

Beban plat = (1,233+1,233) . 360 = 887,76 kg/m

qd18 = 1415,76 kg/m

2. Beban hidup merata (ql)

Beban hidup (ql) = perataan beban x beban hidup

Lantai 1 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql1) = 0,667 . 250 = 166,667 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql2) = (1,333+0,473) . 250 = 451,5 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql3) = (1,333+1,811) . 250 = 786 kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql4) = (1,333+2,174) . 250 = 876,75 kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Beban hidup (ql5) = (1,233+2,120) . 250 = 838,25 kg/m

Lantai 1B (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql6) = 0,667 . 400 = 266,667 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql7) = (1,333+0,473) . 400 = 722,4 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql8) = (1,333+1,811) . 400 = 1285,6 kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql9) = (1,333+1,333) . 250 = 666,5 kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Beban hidup (ql10) = (1,233+1,233) . 250 = 616,5 kg/m

Lantai 2 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql11) = (0,667+0,667) . 250 = 333,333 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql12) = (1,333+1,333) . 250 = 666,5 kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql13) = (1,333+1,333) . 250 = 666,5 kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Beban hidup (ql14) = (1,233+1,233) . 250 = 616,5 kg/m

Lantai 3 (Portal melintang line R)

Balok -0' – 0' ; bentang = 2 m

Beban hidup (ql15) = (0,667+0,667) . 420 = 560 kg/m

Balok 0'-1' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql16) = (1,333+1,333) . 420 = 1119,72 kg/m

Balok 1'-2' ; bentang = 8 m

Beban hidup (ql17) = (1,333+1,333) . 420 = 1119,72 kg/m

Balok 2'-3' ; bentang = 7,4 m

Beban hidup (ql18) = (1,233+1,233) . 420 = 1035,72 kg/m

3.2.4.3 Beban Terpusat

- **Akibat beban mati :**

  Beban mati terpusat (Pd) = (qd balok memanjang$_{kiri}$ x ½ panjang balok) + (qd balok memanjang$_{kanan}$ x ½ panjang balok)

Lantai 1A (Portal melintang line R)

Grid -0'

Pd = 0 + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= 0 + (1347,16 x 2,5) = 3367,9 kg

Grid 0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1864,556 x 3) + (1049,5 x 1) = 6643,167 kg

Grid 0''

Pd = 0 + {(qd balok$_{h-j}$ R-S x panjang balok) + (qd balok$_{j}$ R-S x panjang balok)}

= 0 + {(1218 x 1) + (1069,15 x 1,5)}

= 0 + (1218) + (1603,725) = 2821,723 kg

Grid 0'-1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 x 3) + (0) = 5541,333 kg

Grid 1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2051,111 x 3) + (2018 x 2,5) =11198,33 kg

Grid 1''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 x 3) + (0) = 5541,333 kg

Grid 2'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2011,682 x 3) + (2018 x 2,5) =11080,05 kg

Grid 2''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1768,253 x 3) + (0) = 5304,759 kg

Grid 3'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1825,126 x 3) + (5475,379 x 2,5) =10095,38 kg

Lantai 1B (Portal melintang line R)

Grid -0'

Pd = 0 + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= 0 + (1597,16 x 2,5) = 3992,9 kg

Grid 0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1966,333 x 3) + (948 x 1) = 6847 kg

Grid 0''

Pd = 0 + {(qd balok$_{h\text{-}j}$ R-S x panjang balok) + (qd balok$_{j}$ R-S x panjang balok)}

= 0 + {(1044 x 1) + (924,12 x 1,5)}

= 0 + (1044) + (1386,18) = 2430,18 kg

Grid 0'-1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 X 3) + 0 = 5541,333 kg

Grid 1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1902,889 x 3) + (1831,28 x 2,5) =10286,87 kg

Grid 1''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 x 3) + (1730,56 x 2,5) = 9867,733 kg

Grid 2'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2011,682 x 3) + (1907,284 x 2,5) =10803,26 kg

Grid 2''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1768,253 x 3) + (1676,008 x 2,5) = 9494,779 kg

Grid 3'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2075,126 x 3) + (2247 x 2,5) =11842,88 kg

Lantai 2 (Portal melintang line R)

Grid -0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (16944,444 x 3) + (1597,16 x 2,5) = 8806,233 kg

Grid 0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1720 x 3) + (1654,44 x 2,5) = 9296,1 kg

Grid 0''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 x 3) + (1730,56 x 2,5) = 9867,733 kg

Grid 1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2051,111 x 3) + (1934,56 x 2,5) =10989,733 kg

Grid 1''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1847,111 x 3) + (1730,56 x 2,5) = 9867,733 kg

Grid 2'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2011,682 x 3) + (1907,2841 x 2,5) =10803,256 kg

Grid 2''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1768,2529 x 3) + (1676,0081 x 25)= 9494,7789 kg

Grid 3'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (2075,1264 x 3) + (2029,004 x 2,5) =11297,889 kg

Lantai 3 (Portal melintang line R)

Grid -0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (920,667 x 3) + (914,8 x 2,5) = 5049 kg

Grid 0'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1488 x 3) + (1435,2 x 2,5) = 8052 kg

Grid 0''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1550,667 x 3) + (1456,8 x 2,5) = 8294 kg

Grid 1'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1754,667 x 3) + (1660,8 x 2,5) = 9416 kg

Grid 1''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1550,667 x 3) + (1456,8 x 2,5) = 8294 kg

Grid 2'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1487,1567 x 3) + (1412,866 x 2,5) = 7993,634 kg

Grid 2''

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1487,1567 x 3) + (1412,866 x 25) = 7993,634 kg

Grid 3'

Pd = (qd balok Q-R x ½ panjang balok) + (qd balok R-S' x ½ panjang balok)

= (1359,578 x 3) + (1322,433 x 2,5) = 7384,817 kg

Lantai/ Balok	Beban akibat balok kiri			Beban akibat balok kanan			Beban mati terpusat (Pd) kg
	qd balok (kg/m)	panjang balok (cm)	Pd_{ki} (kg)	qd balok (kg/m)	panjang balok (cm)	Pd_{ka} (kg)	
LANTAI 1							
-0'				1347,16	2,5	3367,9	3367,9
0'	1864,556	3	5593,667	1049,5	1	1049,5	6643,167
0"	1218	1	1218	1069,15	1,5	1603,725	2821,725
0'-1'	1847,111	3	5541,333				5541,333
1'	2051,111	3	6153,333	2018	2,5	5045	11198,33
1"	1847,111	3	5541,333				5541,333
2'	2011,682	3	6035,046	2018	2,5	5045	11080,05
2"	1768,253	3	5304,759				5304,759
3'	1825,126	3	5475,379	1848	2,5	4620	10095,38
LANTAI 1B							
-0'				1597,16	2,5	3992,9	3992,9
0'	1966,333	3	5899	948	1	948	6847
0"	1044	1	1044	924,12	1,5	1386,18	2430,18
0'-1'	1847,111	3	5541,333				5541,333
1'	1902,889	3	5708,667	1831,28	2,5	4578,2	10286,87
1"	1847,111	3	5541,333	1730,56	2,5	4326,4	9867,733
2'	2011,682	3	6035,046	1907,284	2,5	4768,21	10803,26
2"	1768,253	3	5304,759	1676,008	2,5	4190,02	9494,779
3'	2075,126	3	6225,379	2247	2,5	5617,5	11842,88
LANTAI 2							
-0'	1604,444	3	4813,333	1597,16	2,5	3992,9	8806,233
0'	1720	3	5160	1654,44	2,5	4136,1	9296,1
0"	1847,111	3	5541,333	1730,56	2,5	4326,4	9867,733
1'	2051,111	3	6153,333	1934,56	2,5	4836,4	10989,73
1"	1847,111	3	5541,333	1730,56	2,5	4326,4	9867,733
2'	2011,682	3	6035,046	1907,284	2,5	4768,21	10803,26
2"	1768,253	3	5304,759	1676,008	2,5	4190,02	9494,779

3'	2075,126	3	6225,379	2029,004	2,5	5072,51	11297,89
LANTAI 3							
-0'	920,667	3	2762	914,8	2,5	2287	5049
0'	1488	3	4464	1435,2	2,5	3588	8052
0"	1550,667	3	4652	1456,8	2,5	3642	8294
1'	1754,667	3	5264	1660,8	2,5	4152	9416
1"	1550,667	3	4652	1456,8	2,5	3642	8294
2'	1487,157	3	4461,47	1412,866	2,5	3532,164	7993,634
2"	1487,157	3	4461,47	1412,866	2,5	3532,164	7993,634
3'	1359,578	3	4078,735	1322,433	2,5	3306,082	7384,817

- **Akibat beban hidup :**

Beban hidup terpusat (Pd) = (ql balok memanjang$_{kiri}$ x ½ panjang balok)

\+ (ql balok memanjang$_{kanan}$ x ½ panjang balok)

Lantai/ Balok	Beban akibat balok kiri			Beban akibat balok kanan			Beban hidup terpusat (Pl) kg
	ql balok (kg/m)	panjang balok (cm)	Pd$_{ki}$ (kg)	ql balok (kg/m)	panjang balok (cm)	Pl$_{ka}$ (kg)	
LANTAI 1							
-0'				236,667	2,5	591,6675	591,6675
0'	425,926	3	1277,778	291,667	1	291,667	1569,445
0"	500	1	500	416,75	1,5	625,125	1125,125
0'-1'	851,852	3	2555,556				2555,556
1'	851,852	3	2555,556	833,5	2,5	2083,75	4639,306
1"	851,852	3	2555,556				2555,556
2'	829,8	3	2489,4	833,333	2,5	2083,333	4572,733
2"	807,748	3	2423,244				2423,244
3'	403,874	3	1211,622	416,667	2,5	1041,668	2253,29
LANTAI 1B							
-0'				378,667	2,5	946,6675	946,6675
0'	681,481	3	2044,443	466,667	1	466,667	2511,11
0"	800	1	800	666,8	1,5	1000,2	1800,2
0'-1'	851,852	3	2555,556				2555,556
1'	1107,407	3	3322,221	1060	2,5	2650	5972,221
1"	851,852	3	2555,556	786,667	2,5	1966,668	4522,224

2'	829,8	3	2489,4	771,412	2,5	1928,53	4417,93
2"	807,748	3	2423,244	756,157	2,5	1890,393	4313,637
3'	403,874	3	1211,622	500	2,5	1250	2461,622
LANTAI 2							
-0'	240,741	3	722,223	236,667	2,5	591,6675	1313,891
0'	666,667	3	2000,001	630	2,5	1575	3575,001
0"	851,852	3	2555,556	786,667	2,5	1966,668	4522,224
1'	851,852	3	2555,556	786,667	2,5	1966,668	4522,224
1"	851852	3	2555556	786,667	2,5	1966,668	2557523
2'	829,8	3	2489,4	771,412	2,5	1928,53	4417,93
2"	807,748	3	2423,244	756,157	2,5	1890,393	4313,637
3'	403,874	3	1211,622	378,078	2,5	945,195	2156,817
LANTAI 3							
-0'	404,444	3	1213,332	397,6	2,5	994	2207,332
0'	1120	3	3360	1058,4	2,5	2646	6006
0"	1431,111	3	4293,333	1321,6	2,5	3304	7597,333
1'	1431,111	3	4293,333	1321,6	2,5	3304	7597,333
1"	1431,111	3	4293,333	1321,6	2,5	3304	7597,333
2'	1394,064	3	4182,192	1295,972	2,5	3239,93	7422,122
2"	1357,016	3	4071,048	1270,343	2,5	3175,858	7246,906
3'	678,508	3	2035,524	635,172	2,5	1587,93	3623,454

- **Akibat beban kolom :**

Pd1 (50/50) = berat kolom lantai 1a dan 1b

= 0,5 x 0,5 x 3 x 2400

= 1800 kg

Pd2 (50/50) = berat kolom lantai 2 dan 3

= 0,5 x 0,5 x 4 x 2400

= 2400 kg

3.3 Perhitungan pembebanan gempa

3.3.1 Perhitungan berat total bangunan

Lantai 1

Luas = luas total – void

= (51 x 23,4) + (5 x 2) – (7 x 1,8 - (3 x 3,5) – (1,8 x 7,2) – (15,4 x 4)

- (16 x 4)

= 1041,74 m^2

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat

= 1041,74 x 447

= 465657,78 kg

- Beban balok

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

Beban balok memanjang

0,4 . (0,7-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	29568	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	50688	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	10560	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 4 . 2400 . 6	=	12672	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	18144	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 6 . 2400 . 13	=	25272	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 5 . 2400 . 2	=	3240	kg
	Σ =	150144	kg

Beban balok melintang

0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 20	=	84480	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 7,4 . 2400 . 10	=	39072	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	2112	kg
	Σ =	125664	kg

- Beban kolom

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

0,5 . 0,5 . 4,5 . 2400 . 32	=	86400	kg
0,4 . 0,4 . 4,5 . 2400 . 8	=	13824	kg
	Σ =	100224	kg

- Beban dinding

Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

Beban dinding memanjang

51 . (4,5-0,7) . 250 . 2	=	96900	kg

Beban dinding melintang

23,4 . (4,5-0,7) . 250 . 2	=	44460	kg

Total beban mati lantai 1

W_{DI} = beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

= 465657,78 + (150144 + 125664) + 100224 + (96900 + 44460)

= 983049,78 kg

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

Beban hidup (W_{L1}) = luas x beban guna x koefisien reduksi

= 1041,74 x 250 x 0,8

= 208348 kg

Total beban lantai 1 (W1) = (W_{D1}) total beban mati + (W_{L1}) total beban hidup

= 983049,78 + 208348

= 1191397,78 kg

Lantai 1B

Luas = luas total – void

= (51 x 23,4) + (5 x 2) – (15,4 x 3,5) - (3 x 3,5) – (1,8 x 7,2) –

(15,4 x 4)

= 1064,44 m^2

Luas lantai parkir = 8 x 51 = 408 m^2

Luas lantai mall = 656,44 m^2

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat

= (408 x 360) + (656,44 x 447)

= 440308,68 kg

- Beban balok

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

Beban balok memanjang

0,4 . (0,7-0,15) . 7 . 2400 . 7	=	25872	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 3,5 . 2400 . 1	=	1848	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	50688	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	10560	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 4 . 2400 . 7	=	14784	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 7 . 2400 . 5	=	11340	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 3,5 . 2400 . 2	=	2268	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 6 . 2400 . 13	=	25272	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	6480	kg
	Σ =	149112	kg

Beban balok melintang

0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 21	=	88704	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 7,4 . 2400 . 11	=	42979,2	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	2112	kg
	Σ =	133795,2	kg

- Beban kolom

Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

0,5 . 0,5 . 4 . 2400 . 32	=	76800	kg
0,4 . 0,4 . 4 . 2400 . 8	=	12288	kg
	Σ =	89088	kg

- Beban dinding

Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

Beban dinding memanjang

51 . (3,5-0,7) . 250 . 2 = 71400 kg

Beban dinding melintang

23,4 . (3,5-0,7) . 250 . 2 = 32760 kg

Total beban mati lantai 1B

W_{D2} = beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

= 440308,68 + (149112 + 133795,2) + 77952 + (71400 + 32760)

= 905327,88 kg

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m^2

Beban guna bangunan lantai parkir = 400 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

Beban hidup = luas x beban guna x koefisien reduksi

W_L lantai parkir = 408 x 400 x 0,8 = 130560 kg

W_L lantai mall = 656,44 x 250 x 0,8 = 131288 kg

Total beban lantai 1B (W1B) = (W_{D1b}) total beban mati + (W_{L1b}) total beban hidup

= 905327,88 + (130560 + 131288)

= 1167175,88 kg

Lantai 2

Luas = luas total – void

= (51 x 25,4) + (10 x 2)

= 1315,4 m^2

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat

  = 1315,4 x 447

  = 587983,8 kg

- Beban balok

  Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

  Beban balok memanjang

0,4 . (0,7-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	29568	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	50688	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	10560	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 4	=	16896	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	2112	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	18144	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	31104	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	6480	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	1296	kg
	Σ =	166848	kg

  Beban balok melintang

0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 18	=	76032	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 7,4 . 2400 . 9	=	35164,8	kg

0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 9	=	9504	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 8 . 2400 . 1	=	2592	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 2 . 2400 . 1	=	648	kg
	Σ =	123941,8	kg

- Beban kolom

  Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

0,5 . 0,5 . 4 . 2400 . 32	=	76800	kg
0,4 . 0,4 . 4 . 2400 . 8	=	12288	kg
	Σ =	89088	kg

- Beban dinding

  Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

  Beban dinding memanjang

51 . (4-0,7) . 250 . 2	=	84150	kg

  Beban dinding melintang

23,4 . (4-0,7) . 250 . 2	=	38610	kg

Total beban mati lantai 2

W_{D2} = beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

= 587983,8 + (166848 + 123941,8) + 89088 + (84150 + 38610)

= 1090620,6 kg

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai pertokoan = 250 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

Beban hidup (W_{L2}) = luas x beban guna x koefisien reduksi

= 1315,4 x 250 x 0,8

= 263080 kg

Total beban lantai 2 (W2) = (W_{D2}) total beban mati + (W_{L2}) total beban hidup

= 1090620,6 + 263080

= 1353700,6 kg

Lantai 3

Luas = luas total

= (51 x 25,4) + (10 x 2)

= 1315,4 m^2

a. Beban mati (qd)

- Beban plat lantai = luas x berat sendiri plat

= 1315,4 x 360

= 473544 kg

- Beban balok

Dimensi balok x panjang bentang x berat jenis beton x jumlah balok

Beban balok memanjang

0,4 . (0,7-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	29568	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	50688	kg

0,4 . (0,7-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	10560	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 4	=	16896	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	2112	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 7 . 2400 . 8	=	18144	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 6 . 2400 . 16	=	31104	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 5 . 2400 . 4	=	6480	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 2 . 2400 . 2	=	1296	kg
	Σ =	166848	kg

Beban balok melintang

0,4 . (0,7-0,15) . 8 . 2400 . 18	=	76032	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 7,4 . 2400 . 9	=	35164,8	kg
0,4 . (0,7-0,15) . 2 . 2400 . 9	=	9504	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 8 . 2400 . 1	=	2592	kg
0,3 . (0,6-0,15) . 2 . 2400 . 1	=	648	kg
	Σ =	123941,8	kg

- Beban kolom

  Dimensi kolom x tinggi bentang x berat jenis beton x jumlah kolom

0,5 . 0,5 . 3 . 2400 . 32	=	57600	kg
0,4 . 0,4 . 3 . 2400 . 8	=	9216	kg
	Σ =	66816	kg

- Beban dinding

  Panjang dinding x tinggi dinding x berat pas. dinding x jumlah dinding

  Beban dinding memanjang

51 . (3-0,7) . 250 . 2 = 58650 kg

Beban dinding melintang

23,4 . (3-0,7) . 250 . 2 = 26910 kg

Total beban mati lantai 2

W_{D3} = beban plat lantai + beban balok + beban kolom + beban dinding

= 473544 + (166848 + 123941,8) + 66816 + (58650 + 26910)

= 916708,8 kg

b. Beban hidup (ql)

Beban guna bangunan lantai parkir atap = 420 kg/m^2

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0,8 (PPIUG 1983)

Beban hidup (W_{L3}) = luas x beban guna x koefisien reduksi

= 1315,4 x 420 x 0,8

= 441974,4 kg

Total beban lantai 3 (W3) = (W_{D3}) total beban mati + (W_{L3}) total beban hidup

= 916708,8 + 441974,4

= 1358683,2 kg

3.3.2 Perhitungan Waktu Geser Bangunan (T)

H total bangunan = 14 m

T = 0,063 . $H^{3/4}$ (SNI 03-1726-2002-psl 5.6)

= 0,063 . $14^{3/4}$

= 0,456

3.3.3 Perhitungan Gaya Geser Horisontal

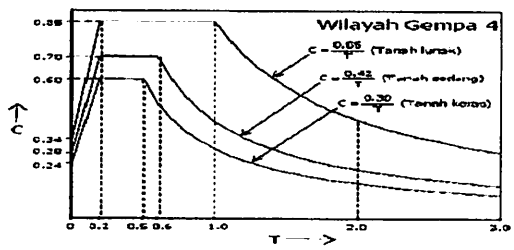
V dihitung dengan rumus (26) SNI 03-1726-2002.

R = 5,5 (Tabel 3, SNI 1726).

Berdasarkan wilayah gempa 4, jenis tanah keras dan nilai T = 0,456.

Dengan menggunakan gambar 2 SNI 1726, diperoleh $C = \frac{0,3}{T} = \frac{0,3}{0,456} = 0,658$

I sesuai SNI 1726, tabel 1 didapat I = 1



Maka diperoleh :

$$V = \frac{C1 \times I}{R} \times Wt$$

$$= \frac{0,658 \times 1}{5,5} \times 5070957,46$$

= 392514,514 kg

Distribusi gaya geser horizontal total gempa ke sepanjang tinggi bangunan :

$$Fi = \frac{wi \times hi}{\sum wi \times hi} \times V$$

Contoh perhitungan untuk lantai 3 :

$$Fi\ x,y = \frac{zi.Wi}{\sum(zi.Wi)} \times V$$

$$= \frac{19021564,8}{43135819,42} \times 392514,514 = 173086,784\ kg$$

Tabel 3.3 Distribusi Gaya Geser Horizontal Akibat Gempa ke tiap Portal

Tingkat / Lantai	zi (m)	Wi (kg)	zi . Wi (kgm)	Fi x,y (kg)	1/9 Fi x (kg)	1/4 Fi Y (kg)
3	14	1358683,2	19021564,8	173086,784	19231,865	43271,696
2	10	1353700,6	13537006	123180,025	13686,669	30795,006
1B	6	1167175,88	7003055,28	63724,322	7080,480	15931,080
1	3	1191397,78	3574193,34	32523,383	3613,709	8130,846
	Σ	5070957,46	43135819,4	392514,514		

3.4 Modulus Elastis Beton (Ec)

Ec $= 4700\sqrt{fc'}$

$= 4700\sqrt{30}$

$= 25742,9602$ Mpa

$= 25742,9602 \times 10^5\ kg/m^2$

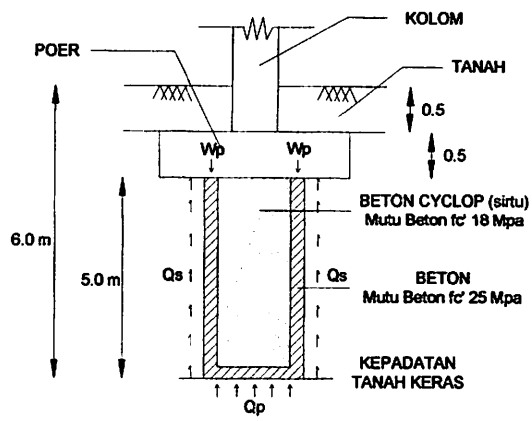
INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
MILIK PERPUSTAKAAN ITN

BAB IV

PERENCANAAN PONDASI

4.1 Data Perencanaan

4.1.1 Spesifikasi Umum dan Parameter Perencanaan

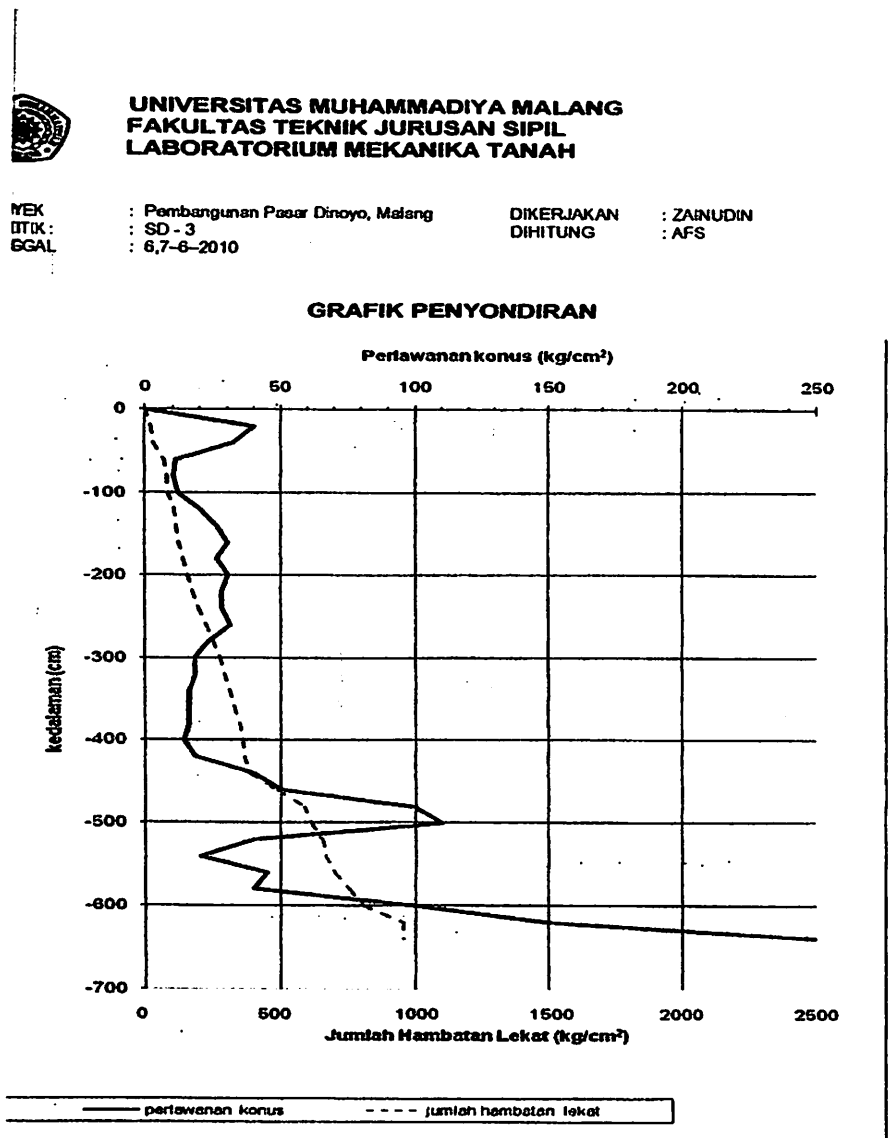


Gambar 4.1 Gambar rencana pondasi sumuran (kaison tertutup)

- Spesifikasi Umum :
  a. Fungsi bangunan : Mall Dinoyo City Malang
  b. Struktur atas : Atap plat beton
  c. Struktur bawah : Pondasi sumuran
- Parameter Perencanaan :
  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)
- Mutu bahan berdasarkan pemakaian di lapangan :
  a. Kuat Tekan Beton (fc') : 25 Mpa dan 18 Mpa
  b. Tegangan Leleh Tulangan (fy) : 320 Mpa

4.2 Parameter Tanah

Langkah – langkah yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi sumuran dengan uji sondir antara lain :



Gambar 4.2 Rangkuman hasil tes sondir

a. Konversi nilai sondir ke data SPT dengan rumus : qc = 4 N

Dimana, N = Nilai SPT

qc = tahanan konus (kg/cm^2)

b. Daya dukung yang diperbolehkan (Q_{izin}) dihitung dengan rumus :

$$Q_{izin} = \frac{Qu}{2,5}$$

Nilai 2,5 adalah faktor keamanan baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung ujung tiang sumuran.

Dimana : Qu = akibat daya dukung ultimate tiang

c. Jika daya dukung tidak memenuhi untuk menerima beban dari atas maka dapat menambahkan konfigurasi tiang atau menambah kedalaman tiang yang direncanakan.

4.3 Perencanaan Pondasi Sumuran

Berdasarkan output analisa pembebanan dengan menggunakan program Staad Pro diambil dua contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya – gaya yang bekerja pada masing – masing tipe yang dapat dilihat pada tabel di bawah ini :

Tabel 4.1 Tabel Output Analisa Pembebanan Staad Pro

Tipe Pondasi	NODE	fx (kg)	fy (kg)	fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
Pondasi Tipe A	4,KOM 1	317000	-88800	0.000	0.000	0.000	-1720
Pondasi Tipe B	7,KOM 4	288000	89800	0.000	0.000	0.000	1710
Pondasi Tipe C	6,KOM 3	268000	-111000	0.000	0.000	0.000	-1920

NB : Seluruh hasil analisa struktur menggunakan Staad Pro 2004 ada dilampiran.

Direncanakan tipe pondasi sumuran berdasarkan beban maksimum pada line portal R adalah sebagai berikut :

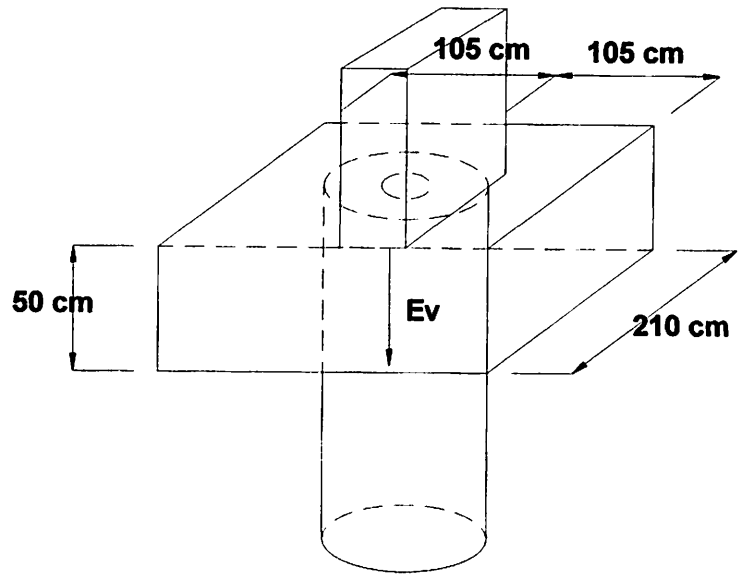
4.3.1 Bentuk Penampang Pondasi Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)

Bentuk penampang pondasi untuk beban berat tipe A dengan beban 317 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

- Kedalaman sumuran (D*f*) = 500 cm = 5,0 m
- Diameter luar (B_{luar}) = 110 cm = 1,10 m
- Diameter dakam (B_{dalam}) = 70 cm = 0,70 m
- Tebal selimut poer rencana = 50 cm = 0,50 m
- Luas penampang (A) tiang = $(1/4.\pi.110^2)$
  = 9490 cm^2 = 0,949 m^2
- Luas selimut tiang (As) = $(2.\pi.55.500)$
  = 1727 cm^2 = 17,27 m^2
- Berat pile cap = p x l x t x $bj_{b\ bertulang}$
  = 2,1 x 2,1 x 0,5 x 2,4 = 5,292 ton

Gambar 4.3 Tampak 3 dimensi pondasi sumuran tipe A



4.3.1.1 Daya dukung pondasi sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$Qd = \sigma_{bahan} \times A_{tiang}$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A_{tiang} = Luas penampang tiang pondasi sumuran

a. Untuk dinding sumuran (fc' : 25 Mpa = 250 kg/cm^2)

Qd1 $= (0{,}85 \times fc') \times \{(1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)\}$

$= (0{,}85 \times 250) \times \{(1/4 \times 3{,}14 \times 110^2) - (1/4 \times 3{,}14 \times 70^2)\}$

$= 1201050$ kg

$= 1201{,}050$ ton

b. Untuk beton cyclop (fc': 18 Mpa = 180 kg/cm^2)

Qd2 $= (0{,}85 \times fc') \times (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)$

$= (0{,}85 \times 180) \times (1/4 \times 3{,}14 \times 70^2)$

$= 588515$ kg

$= 588{,}515$ ton

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$Qd_{bahan} = Qd1 + Qd2$

$= 1201{,}05 + 588{,}515$

$= 1789{,}565$ ton

2. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

$Qu = Qp + Qs - Wp$

$Qu = (40 \times Nb \times Ap) + (0{,}1 \times N \times As) - Wp$

Dimana :

Qu = Kapasitas ultimate tiang (ton)

Nb = Nilai Nspt dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir untuk lempung qc = 3 x N dan untuk kerikil qc = 4 x N)

Ap = Luas penampang dasar tiang (m^2)

As = Luas selimut tiang (m^2)

Ns = Nilai Nspt rata-rata sepanjang tiang

Wp = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ujung tiang

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

Dimana :

SF : Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (*sumber : Manual Pondasi Tiang 3, 2005, hal.10)*

Tabel 4.4. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang

H (cm)	qc (kg/cm²)	JHL (kg/cm²)	fs (kg/cm²)	fr (%)	Klasifikasi Tanah (Robertson&Campanella, 1983)	N (qc/3)
0	0	0				0
20	40	20	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
40	32	28	0,4	1,25	Lanau berpasir – lanau berlempung	11
60	11	68	2	18	Lempung	4
80	10	78	0,5	5	Lempung	3
100	12	82	0,2	1,67	Lanau belempung – lempung berlanau	4
120	20	102	1	5	Lempung	7
140	26	110	0,4	1,53	Lanau berpasir – lanau berlempung	9
160	30	122	0,6	2	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
180	26	138	0,8	3,07	Lanau belempung – lempung berlanau	9
200	30	154	0,8	2,66	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
220	28	170	0,8	2,8	Lanau belempung – lempung berlanau	9
240	28	194	1,2	4,28	Lempung berlanau sampai lempung	9
260	31	222	1,4	4,51	Lempung	10
280	23	246	1,2	5,21	Lempung	8
300	18	274	1,4	7,7	Lempung	6
320	18	290	0,8	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	6
340	16	306	0,8	5	Lempung	5
360	16	326	1	6,25	Lempung	5
380	16	344	0,9	5,62	Lempung	5
400	14	356	0,6	4,28	Lempung	5
420	18	364	0,4	2,22	Lanau belempung – lempung berlanau	6
440	40	384	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
460	50	484	5	10	Lempung	17
480	100	584	5	5	Butiran halus sangat kaku	33
500	110	614	1,5	1,36	Pasir sampai pasir berlanau	37
520	40	654	2	5	Lempung	13
540	20	664	0,5	2,5	Lanau belempung – lempung berlanau	7
560	45	704	2	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	15

580	40	754	2,5	6,25	Lempung	13
600	100	804	2,5	2,5	Pasir berlanau sampai lanau berpasir	33
					Jumlah	362
					Rata-rata	11,68

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

Qp = (40.Nb) x Ap

= (40.33) x 0,9499

= 1253,868 ton

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

Qs = 0,1 x N x As

= 0,1 x 11,68 x 17,27

= 20,171 ton

c. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$Wp = \{1/4.\pi.(D^2-D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.bertulang}\} + \{(1/4.\pi.D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.cyclop}$

$= \{1/4.3,14.(1,1^2-0,7^2) \times 5,0 \times 2,4\} + \{(1/4.3,14.0,7^2) \times 5,0 \times 2,2$

= 11,014 ton

d. Berat Pile Cap = 5,292 ton

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

Qu = Qp + Qs – (Wp + Berat pile cap)

= 1253,868 + 20,171 – (11,014 + 5,292)

= 1257,733 ton

$Qa = \frac{Qu}{2,5}$

$$= \frac{1257,733}{2,5} \quad = 503,11 \text{ ton}$$

4.3.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Untuk Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)

Dari hasil analisa struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh beban maksimum sebesar 317 ton:

$\sum Vu$ = Beban bangunan atas (beban vertikal) + Wp + Berat pile cap

= 317 + 11,014 + 5,292

= 333,306 ton

$$n = \frac{\sum Vu}{Qa}$$

$$= \frac{333,306}{503,11}$$

$= 0,73 \approx 1$ buah

Pu = $\sum V$ + berat sendiri tiang + berat pile cap

1. Berat sendiri untuk dinding sumuran (fc': 25 Mpa)

P1 = $\{(1/4 \times \pi \times B^2) - (1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2)\} \times Df \times \gamma_{b.bertulang} \times$ jumlah tiang

= $\{(1/4 \times 3,14 \times 1,1^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,7^2)\} \times 5,0 \times 2,4 \times 1$

= 6,782 ton

2. Berat sendiri untuk beton cyclop (fc' : 18 Mpa)

P2 = $(1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2) \times Df \times \gamma_{b.cyclop} \times$ jumlah tiang

= $(1/4 \times 3,14 \times 0,7^2) \times 5,0 \times 2,2 \times 1$

= 4,231 ton

3. Total berat sendiri sumuran adalah

P total = P1 + P2

= 6,782 + 4,231

= 11,014 ton

Pu = ∑V + (berat sendiri tiang) + berat pile cap

= 333,306 + 11,014 + 5,292

= 349,612 ton < Qa = 503,11 ton **(syarat aman)**

4. Jarak Antar As Tiang ke Tepi

Syarat : 2d = 105 cm

4.3.2.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana :

α = distribusi f adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p= 10.000 KN/m^2 → Perkiraan E pada tabel 4.2

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.3 perkiraan modulus elastis (E), (Bowles, 1977)

Macam Tanah	Ep (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
	5000 – 20000

Berlanau	10000 – 25000
Tidak padat	50000 – 100000
Padat	
Pasir dan kerikil	80000 – 200000
Padat	50000 – 140000
Tidak padat	2000 – 20000
Lanau	15000 – 60000
Loess	140000 – 1400000
Serpih	

$$s_1 = \frac{(Qwp+\alpha.Qws).L}{Ap\,.\,Ep}$$

$$s_1 = \frac{(11{,}014+0{,}5x5{,}18)x\ 5{,}0}{0{,}9499\ x\ 10000} = 0{,}71\ x\ 10^{-2}\ mm$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Dimana : $q_p = \frac{Qp}{Ap}$

$$q_p = \frac{11{,}014}{0{,}9449} = 11{,}60$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,3 berdasarkan pada tabel 4.3

Tabel 4.4 Nilai koef. Cp {Eq.(8.60)} (Sumber : vesic, 1977)

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / Sumuran
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

$$s_2 = \frac{(Qwp\ x\ Cp)}{D\ x\ qp}$$

$$s_2 = \frac{(11{,}014\ x\ 0{,}3)}{1{,}1\ x\ 11{,}60} = 0{,}056991\ mm$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana :

$C_s = 0{,}3863 \rightarrow C_s$ = konst. Empiris = $(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{L/D}) \times C_p$

$$s_3 = \frac{(Qws \times Cs)}{L \times qp}$$

$$s_3 = \frac{(5{,}18 \times 0{,}3863)}{5{,}0 \times 11{,}60} = 0{,}099091 \text{ mm}$$

4. Penurunan total (s_{total})

$S_{total} = s_1 + s_2 + s_3$

$= 0{,}71 \times 10^{-2} + 0{,}056991 + 0{,}099091$

$= 0{,}163182 \text{ mm} = 0{,}000163 \text{ m}$ **(aman)**

❖ Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah :

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm

4.3.3 Bentuk Penampang Pondasi Tipe B (Berdasarkan Gaya Axial Sedang dan Momen Sedang)

Bentuk penampang pondasi untuk beban sedang tipe B dengan beban 288 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

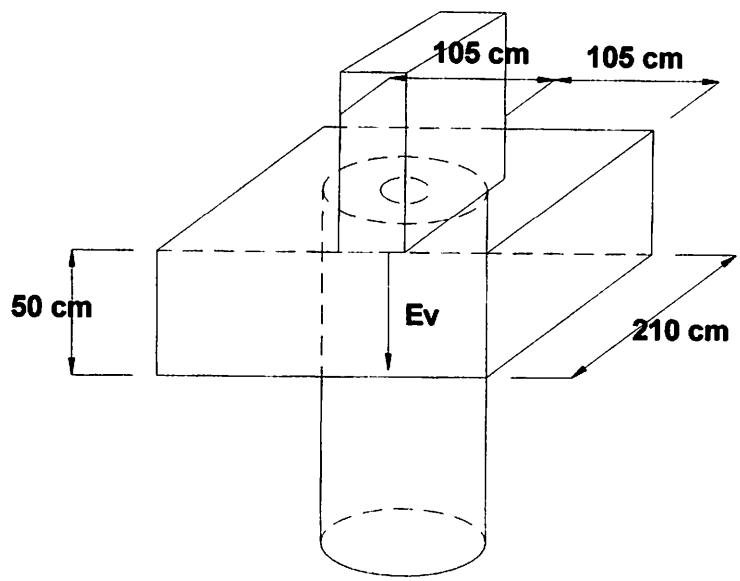
- ❖ Kedalaman sumuran (D*f*) = 500 cm = 5,0 m
- ❖ Diameter luar (B_{luar}) = 110 cm = 1,10 m
- ❖ Diameter dakam (B_{dalam}) = 70 cm = 0,70 m
- ❖ Tebal selimut poer rencana = 50 cm = 0,50 m
- ❖ Luas penampang (A) tiang $= (1/4.\pi.1{,}1^2)$

  $= 9490 \text{ cm}^2 = 0{,}949 \text{ m}^2$
- ❖ Luas selimut tiang (As) $= (2.\pi.55.500)$

  $= 1727 \text{ cm}^2 = 17{,}27 \text{ m}^2$

❖ Berat pile cap = p x l x t x $bj_{b\ bertulang}$

= 2,1 x 2,1 x 0,5 x 2,4 = 5,292 ton



Gambar 4.4 Tampak 3 dimensi pondasi sumuran tipe B

4.3.1.1 Daya dukung pondasi sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$Qd = \sigma_{bahan} \times A_{tiang}$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A_{tiang} = Luas penampang tiang pondasi sumuran

c. Untuk dinding sumuran (fc' : 25 MPa)

Qd1 = $(0,85 \times fc') \times \{(1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)\}$

= $(0,85 \times 250) \times \{(1/4 \times 3,14 \times 110^2) - (1/4 \times 3,14 \times 70^2)\}$

= 1201050 kg

= 1201,050 ton

d. Untuk beton cyclop (fc': 18 MPa)

Qd2 = (0,85xfc')x(1/4xπxD_{dalam}^2)

= (0,85x180)x(1/4x3,14x70^2)

= 588515 kg

= 588,515 ton

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

Qd_{bahan} = Qd1 + Qd2

= 1201,05 + 588,515

= 1789,565 ton

2. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

Qu = Qp + Qs – Wp

Qu = (40xNbxAp) + (0,1xNxAs) – Wp

Dimana :

Qu = Kapasitas ultimate tiang (ton)

Nb = Nilai Nspt dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir untuk lempung qc = 3 x N dan untuk kerikil qc = 4 x N)

Ap = Luas penampang dasar tiang (m^2)

As = Luas selimut tiang (m^2)

N = Nilai Nspt rata-rata sepanjang tiang

Wp = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ujung tiang

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

Dimana :

SF : Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 *(sumber : Manual Pondasi Tiang 3, 2005, hal.10)*

Tabel 4.5. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang

H (cm)	qc (kg/cm²)	JHL (kg/cm²)	fs (kg/cm²)	fr (%)	Klasifikasi Tanah (Robertson&Campanella, 1983)	N (qc/3)
0	0	0				0
20	40	20	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
40	32	28	0,4	1,25	Lanau berpasir – lanau berlempung	11
60	11	68	2	18	Lempung	4
80	10	78	0,5	5	Lempung	3
100	12	82	0,2	1,67	Lanau belempung – lempung berlanau	4
120	20	102	1	5	Lempung	7
140	26	110	0,4	1,53	Lanau berpasir – lanau berlempung	9
160	30	122	0,6	2	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
180	26	138	0,8	3,07	Lanau belempung – lempung berlanau	9
200	30	154	0,8	2,66	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
220	28	170	0,8	2,8	Lanau belempung – lempung berlanau	9
240	28	194	1,2	4,28	Lempung berlanau sampai lempung	9
260	31	222	1,4	4,51	Lempung	10
280	23	246	1,2	5,21	Lempung	8
300	18	274	1,4	7,7	Lempung	6
320	18	290	0,8	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	6
340	16	306	0,8	5	Lempung	5
360	16	326	1	6,25	Lempung	5
380	16	344	0,9	5,62	Lempung	5
400	14	356	0,6	4,28	Lempung	5
420	18	364	0,4	2,22	Lanau belempung – lempung berlanau	6
440	40	384	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
460	50	484	5	10	Lempung	17
480	100	584	5	5	Butiran halus sangat kaku	33
500	110	614	1,5	1,36	Pasir sampai pasir berlanau	37

520	40	654	2	5	Lempung	13
540	20	664	0,5	2,5	Lanau belempung – lempung berlanau	7
560	45	704	2	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	15
580	40	754	2,5	6,25	Lempung	13
600	100	804	2,5	2,5	Pasir berlanau sampai lanau berpasir	33
					Jumlah	362
					Rata-rata	11,68

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

Qp = (40.Nb) x Ap

= (40.33) x 0,9499

= 1253,9 ton

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

Qs = 0,1 x N x As

= 0,1 x 11,68 x 17,27

= 20,171 ton

c. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$Wp = \{1/4.\pi.(D^2-D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.bertulang}\} + \{(1/4.\pi.D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.cyclop}$

$= \{1/4.3,14.(1,1^2-0,7^2) \times 5,0 \times 2,4\} + \{(1/4.3,14.0,7^2) \times 5,0 \times 2,2$

= 11,014 ton

d. Berat Pile Cap = 5,292 ton

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

Qu = Qp + Qs – (Wp + Berat pile cap)

= 1253,9 + 20,171 – (11,014 + 5,292)

= 1257,76 ton

$$Qa = \frac{Qu}{2,5}$$

$$= \frac{1257,76}{2,5} = 503,106 \text{ ton}$$

4.3.4 Daya Dukung Pondasi Sumuran Untuk Tipe B (Berdasarkan Gaya Axial Sedang dan Momen Sedang)

Dari hasil analisa struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh beban maksimum sebesar 288 ton:

$\sum Vu$ = Beban bangunan atas (beban vertikal) + Wp + Berat pile cap

= 288 + 11,014 + 5,292

= 304,306 ton

$$n = \frac{\sum Vu}{Qa}$$

$$= \frac{304,306}{503,106}$$

$= 0,65 \approx 1$ buah

Pu = $\sum V$ + berat sendiri tiang + berat pile cap

1. Berat sendiri untuk dinding sumuran (fc': 25 Mpa)

P1 = $\{(1/4 \times \pi \times B^2) - (1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2)\} \times Df \times \gamma_{b.bertulang} \times$ jumlah tiang

= $\{(1/4 \times 3,14 \times 1,1^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,7^2)\} \times 5,0 \times 2,4 \times 1$

= 6,782 ton

2. Berat sendiri untuk beton cyclop (fc' : 18 Mpa)

P2 = $(1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2) \times Df \times \gamma_{b.cyclop} \times$ jumlah tiang

= $(1/4 \times 3,14 \times 0,7^2) \times 5,0 \times 2,2 \times 1$

= 4,231 ton

3. Total berat sendiri sumuran adalah

P total = P1 + P2

= 6,782 + 4,231

= 11,014 ton

Pu = ∑V + (berat sendiri tiang) + berat pile cap

= 304,306 + 11,014 + 5,292

= 320,612 ton < Qa = 503,106 ton **(syarat aman)**

4. Jarak Antar As Tiang ke Tepi

Syarat : 2d = 105 cm

4.3.2.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe B (Berdasarkan Gaya Axial Sedang dan Momen Sedang)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana :

α = distribusi *f* adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p= 10.000 KN/m^2 → Perkiraan E pada tabel 4.2

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Tabel 4.6 perkiraan modulus elastis (E), (Bowles, 1977)

Macam Tanah	Ep (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

$$s_1 = \frac{(Qwp+\alpha.Qws).L}{Ap\,.\,Ep}$$

$$s_1 = \frac{(11{,}014+0{,}5x5{,}18)x\,5{,}0}{0{,}9499\,x\,10000} = 0{,}71 \times 10^{-2}\ \text{mm}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Dimana : $q_p = \frac{Qp}{Ap}$

$$q_p = \frac{11{,}014}{0{,}9449} = 11{,}60$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,3 berdasarkan pada tabel 4.3

Tabel 4.7 Nilai koef. Cp {Eq.(8.60)} (Sumber : vesic, 1977)

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / Sumuran
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

$$s_2 = \frac{(Qwp\ x\ Cp)}{D\ x\ qp}$$

$$s_2 = \frac{(11{,}014 \times 0{,}3)}{1{,}1 \times 11{,}60} = 0{,}056991 \text{ mm}$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana :

$C_s = 0{,}3863 \rightarrow C_s$ = konst. Empiris = $(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{L/D}) \times C_p$

$$s_3 = \frac{(Qws \times Cs)}{L \times qp}$$

$$s_3 = \frac{(5{,}18 \times 0{,}3863)}{5{,}0 \times 11{,}60} = 0{,}099091 \text{ mm}$$

4. Penurunan total (s_{total})

$S_{total} = s_1 + s_2 + s_3$

$= 0{,}71 \times 10^{-2} + 0{,}056991 + 0{,}099091$

$= 0{,}163182$ mm $= 0{,}000163$ m **(aman)**

❖ Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah :

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 30 mm

❖ Kesimpulan : Untuk bentuk penampang pondasi tiang tipe A dan pondasi tiang tipe B adalah sama yaitu menggunakan pondasi tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil) dengan data sebagai berikut :

Diameter luar = 110 cm

Diameter dalam = 70 cm

s (jarak as tiang ke tepi) = 105 cm

h (tinggi pile cap) = 50 cm

Lebar pile cap = 210 cm

Panjang pile cap = 210 cm

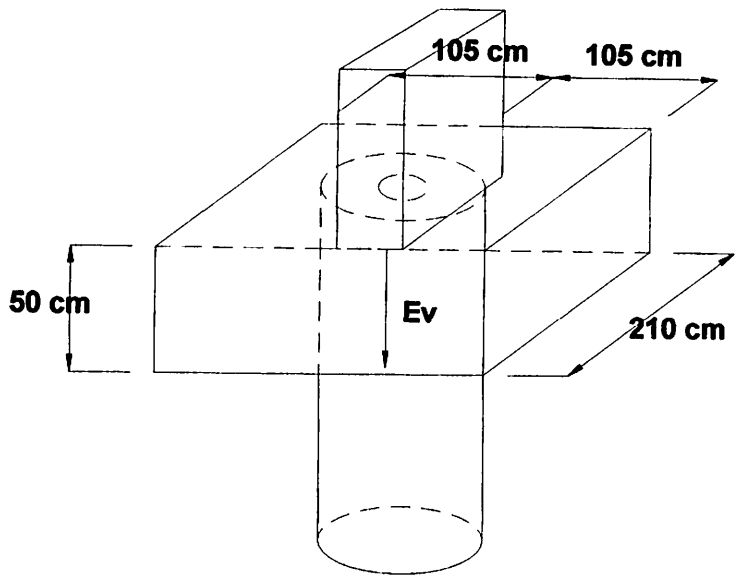
4.3.5 Bentuk Penampang Pondasi Tipe C (Berdasarkan Gaya Axial Kecil dan Momen Besar)

Bentuk penampang pondasi untuk beban berat tipe C dengan beban 268 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

- Kedalaman sumuran (D*f*) = 500 cm = 5,0 m
- Diameter luar (B_{luar}) = 100 cm = 1,00 m
- Diameter dakam (B_{dalam}) = 40 cm = 0,40 m
- Tebal selimut poer rencana = 50 cm = 0,50 m
- Luas penampang (A) tiang = $(1/4.\pi.1,1^2)$
  = $7850cm^2$ = $0,785\ m^2$
- Luas selimut tiang (As) = $(2.\pi.50.500)$
  = $157000\ cm^2$ = $15,7\ m^2$
- Berat pile cap = p x l x t x $bj_{b\ bertulang}$
  = 2,0 x 2,0 x 0,5 x 2,4 = 4,8 ton

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG PERPUSTAKAAN ITN



Gambar 4.5 Tampak 3 dimensi pondasi sumuran tipe C

4.3.3.1 Daya dukung pondasi sumuran (Metode Terzaghi)

1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$Qd = \sigma_{bahan} \times A_{tiang}$

Dimana : σ_{bahan} = Tegangan ijin bahan

A_{tiang} = Luas penampang tiang pondasi sumuran

a. Untuk dinding sumuran (fc' : 25 MPa)

$Qd1 = (0{,}85 \times fc') \times \{(1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2)\}$

$= (0{,}85 \times 250) \times \{(1/4 \times 3{,}14 \times 100^2) - (1/4 \times 3{,}14 \times 40^2)\}$

$= 1401225$ kg

$= 1401{,}225$ ton

b. Untuk beton cyclop (fc': 180 MPa)

$Qd2 = (0,85xfc')x(1/4x\pi xD_{dalam}^2)$

$= (0,85x180)x(1/4x3,14x40^2)$

$= 192168$ kg

$= 192,168$ ton

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$Qd_{bahan} = Qd1 + Qd2$

$= 1401,225 + 192,168$

$= 1593,39$ ton

2. Terhadap kekuatan tanah

Daya dukung ultimate (combined pile)

$Qu = Qp + Qs - Wp$

$Qu = (40xNbxAp) + (0,1xNxAs) - Wp$

Dimana :

Qu = Kapasitas ultimate tiang (ton)

Nb = Nilai Nspt dari pada elevasi dasar tiang (konversi uji sondir untuk lempung qc = 3 x N dan untuk kerikil qc = 4 x N)

Ap = Luas penampang dasar tiang (m^2)

As = Luas selimut tiang (m^2)

N = Nilai Nspt rata-rata sepanjang tiang

Wp = Berat pondasi tiang (ton)

Daya dukung ujung tiang

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

Dimana :

SF : Safety factor (faktor keamanan) untuk bangunan permanen pengendalian normal, yaitu situasi yang paling umum, kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang = 2,5 (*sumber : Manual Pondasi Tiang 3, 2005, hal.10)*

Tabel 4.8. Perhitungan gesekan selimut tiang (fs) sepanjang tiang

H (cm)	qc (kg/cm²)	JHL (kg/cm²)	fs (kg/cm²)	fr (%)	Klasifikasi Tanah (Robertson&Campanella, 1983)	N (qc/3)
0	0	0				0
20	40	20	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
40	32	28	0,4	1,25	Lanau berpasir – lanau berlempung	11
60	11	68	2	18	Lempung	4
80	10	78	0,5	5	Lempung	3
100	12	82	0,2	1,67	Lanau belempung – lempung berlanau	4
120	20	102	1	5	Lempung	7
140	26	110	0,4	1,53	Lanau berpasir – lanau berlempung	9
160	30	122	0,6	2	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
180	26	138	0,8	3,07	Lanau belempung – lempung berlanau	9
200	30	154	0,8	2,66	Lanau berpasir – lanau berlempung	10
220	28	170	0,8	2,8	Lanau belempung – lempung berlanau	9
240	28	194	1,2	4,28	Lempung berlanau sampai lempung	9
260	31	222	1,4	4,51	Lempung	10
280	23	246	1,2	5,21	Lempung	8
300	18	274	1,4	7,7	Lempung	6
320	18	290	0,8	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	6
340	16	306	0,8	5	Lempung	5
360	16	326	1	6,25	Lempung	5
380	16	344	0,9	5,62	Lempung	5
400	14	356	0,6	4,28	Lempung	5
420	18	364	0,4	2,22	Lanau belempung – lempung berlanau	6
440	40	384	1	2,5	Lanau berpasir – lanau berlempung	13
460	50	484	5	10	Lempung	17
480	100	584	5	5	Butiran halus sangat kaku	33
500	110	614	1,5	1,36	Pasir sampai pasir berlanau	37
520	40	654	2	5	Lempung	13
540	20	664	0,5	2,5	Lanau belempung – lempung berlanau	7
560	45	704	2	4,4	Lempung berlanau sampai lempung	15

580	40	754	2,5	6,25	Lempung	13
600	100	804	2,5	2,5	Pasir berlanau sampai lanau berpasir	33
					Jumlah	362
					Rata-rata	11,68

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$Qp = (40.Nb) \times Ap$

$= (40.33) \times 0,785$

$= 1036,2$ ton

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

$Qs = 0,1 \times N \times As$

$= 0,1 \times 11,68 \times 15,7$

$= 18,34$ ton

c. Berat sendiri tiang pondasi sumuran

$Wp = \{1/4.\pi.(D^2-D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.bertulang}\} + \{(1/4.\pi.D_{dalam}^2) \times Df \times bj_{b.cyclop}$

$= \{1/4.3,14.(1,0^2-0,4^2) \times 5,0 \times 2,4\} + \{(1/4.3,14.0,4^2) \times 5,0 \times 2,2$

$= 9,294$ ton

d. Berat Pile Cap = 4,8 ton

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$Qu = Qp + Qs - (Wp + \text{Berat pile cap})$

$= 1036,2 + 18,34 - (9,294 + 4,8)$

$= 1040,446$ ton

$Qa = \frac{Qu}{2,5}$

$$= \frac{1040,446}{2,5} \quad = 416,178 \text{ ton}$$

4.3.6 Daya Dukung Pondasi Sumuran Untuk Tipe C (Berdasarkan Gaya Axial Kecil dan Momen Besar)

Dari hasil analisa struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh beban maksimum sebesar 268 ton:

$\sum Vu$ = Beban bangunan atas (beban vertikal) + Wp + Berat pile cap

= 268 + 9,294 + 4,8

= 282,094 ton

$$n = \frac{\sum Vu}{Qa}$$

$$= \frac{282,094}{416,178}$$

$= 0,77 \approx 1$ buah

Pu = $\sum V$ + berat sendiri tiang + berat pile cap

1. Berat sendiri untuk dinding sumuran (fc': 25 Mpa)

P1 = $\{(1/4 \times \pi \times B^2) - (1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2)\} \times Df \times \gamma_{b.bertulang} \times$ jumlah tiang

= $\{(1/4 \times 3,14 \times 1,0^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2)\} \times 5,0 \times 2,4 \times 1$

= 7,913 ton

2. Berat sendiri untuk beton cyclop (fc' : 18 Mpa)

P2 = $(1/4 \times \pi \times B_{dalam}^2) \times Df \times \gamma_{b.cyclop} \times$ jumlah tiang

= $(1/4 \times 3,14 \times 0,4^2) \times 5,0 \times 2,2 \times 1$

= 1,382 ton

3. Total berat sendiri sumuran adalah

P total = P1 + P2

= 7,913 + 1,382

= 9,294 ton

Pu = ∑V + (berat sendiri tiang) + berat pile cap

= 282,094 + 9,294 + 4,8

= 296,188 ton < Qa = 416,178 ton **(syarat aman)**

4. Jarak Antar As Tiang ke Tepi

Syarat : 2d = 105 cm

4.3.4.1 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe C (Berdasarkan gaya Axial Kecil dan Momen Besar)

Untuk perkiraan besarnya penurunan pada pondasi tiang tunggal maka deformasi tiang batang dapat dievaluasi menggunakan prinsip – prinsip dasar mekanika bahan.

1. Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal (s_1)

Dimana :

α = distribusi *f* adalah seragam atau parabola murni = 0,5

E_p= 10.000 KN/m^2 → Perkiraan E pada tabel 4.9

L = kedalaman tiang pondasi sumuran

Macam Tanah	Ep (kN/m^2)
Lempung	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
Pasir	
Berlanau	5000 – 20000

Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
Pasir dan kerikil	
Padat	80000 – 200000
Tidak padat	50000 – 140000
Lanau	2000 – 20000
Loess	15000 – 60000
Serpih	140000 – 1400000

Tabel 4.9 perkiraan modulus elastis (E), (Bowles, 1977)

$$s_1 = \frac{(Qwp+\alpha.Qws).L}{Ap\,.\,Ep}$$

$$s_1 = \frac{(9{,}294+0{,}5x15{,}7)x\ 5{,}0}{0{,}785\ x\ 10000} = 0{,}485 \text{ mm}$$

2. Penurunan dari ujung tiang (s_2)

Dimana : $q_p = \frac{Qp}{Ap}$

$$q_p = \frac{9{,}294}{0{,}785} = 11{,}84$$

Untuk nilai C_p diambil = 0,3 berdasarkan pada tabel 4.10

Tipe Tanah	Tiang Pancang	Tiang Bor / Sumuran
Pasir (padat berbutir)	0,02 – 0,04	0,09 – 0,18
Lempung (kaku lunak)	0,02 – 0,03	0,03 – 0,06
Pasir (padat berbutir)	0,03 – 0,05	0,09 – 0,12

Tabel 4.10 Nilai koef. Cp {Eq.(8.60)} (Sumber : vesic, 1977)

$$s_2 = \frac{(Qwp\ x\ Cp)}{D\ x\ qp}$$

$$s_2 = \frac{(9{,}294\ x\ 0{,}3)}{1{,}0\ x\ 11{,}84} = 0{,}0471 \text{ mm}$$

3. Penurunan akibat pengalihan akibat beban (s_3)

Dimana :

$C_s = 0{,}3863 \rightarrow C_s$ = konst. Empiris = $(0{,}93 + 0{,}16\sqrt{L/D}) \times C_p$

$$s_3 = \frac{(Qws \times Cs)}{L \times qp}$$

$$s_3 = \frac{(15{,}7 \times 0{,}3863)}{5{,}0 \times 11{,}84} = 0{,}1023 \text{ mm}$$

4. Penurunan total (s_{total})

$S_{total} = s_1 + s_2 + s_3$

$= 0{,}485 + 0{,}0471 + 0{,}1023$

$= 0{,}6344$ mm $= 0{,}0006344$ m **(aman)**

❖ Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah :

Syarat penurunan total untuk bangunan dinding bata = 25 – 50 mm

Tipe Gerakan	Faktor Pembatas	Penurunan maksimal
Penurunan Total	Drainase	15 – 30 cm
	Jalan masuk	30 – 60 cm
	Kemungkinan penurunan tidak seragam :	
	Bangunan dinding bata	2,5 – 5 cm
	Bangunan rangka	5 – 10 cm
	Cerobong asap, silo, pondasi rakit *(mat)*	8 – 30 cm
Kemiringan	Stabilitas terhadap penggalian	Tergantung tinggi & lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	Rolling of truck, dll	0,01 L
	Stacking of goods	0,01 L
	Operasi mesin – perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin – generator turbo	0,0002 L
	Rel derek (*crane rail)*	0,0003 L
	Drainase lantai	0,01 – 0,02 L
Gerakan tidak seragam	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 – 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata dinding retak)	0,001 – 0,002 L
	Pelesteran retak (gypsum)	0,001 L
	Bangunan rangka beton bertulang	0,0025 – 0,004 L
	Bangunan dinding tirai beton bertulang	0,003 L
	Rangka baja, kontinyu	0,002 L
	Rangka baja sederhana	0,005 L

Tabel 4.11 Penurunan Ijin *(Showers, 1962)*

4.4 Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya

Karena pondasi sumuran tipe A dan pondasi sumuran tipe B memiliki diameter sumuran yang sama, maka perhitungan penulangan poer maupun penulangan tiang pondasi sumuran hanya memakai dua tipe saja, yakni pondasi tipe A dan pondasi tipe C dengan perbedaan diameter 10 cm, untuk perhitungan penulangan poer dan penulangan tiang pondasi sumuran pada tipe B sama dengan pondasi tipe A.

4.5 Tipe Pondasi Sumuran Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil) Dengan Beban Berat

$$P_{max} = P_{vertikal} \pm P_{akibat\ momen}$$

$$P_{max\ min} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{n_y \cdot \sum Y^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{n_x \cdot \sum Y^2}$$

Dimana :

P_{max} : Beban maksimum yang diterima oleh tiang sumuran

P_{min} : Beban minimum yang diterima oleh tiang sumuran

$\sum V$: Jumlah total beban vertikal

Mx : Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu X

My : Momen yang bekerja pada bidang tegak lurus sumbu Y

n : Jumlah tiang sumuran dalam kelompok tiang sumuran

X_{max} : Absis terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

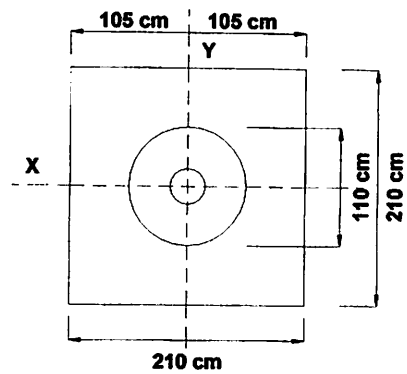
Y_{max} : Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelomok tiang

n_y : Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu Y

n_x : Jumlah tiang sumuran dalam satu baris dalam arah sumbu X

$\sum X^2$: Jumlah kuadrat absis – absis tiang sumuran

$\sum Y^2$: Jumlah kuadrat ordinat – ordinat tiang sumuran



Gambar 4.6 Susunan Pondasi Sumuran Tipe A

Data : Beban total (Pu) : 317 ton

Mz : 1,72 tm

Mx : 0 tm

Xmax : 0 m

Xmin : 0 m

Ymax : 0 m

Ymin : 0 m

n : 1 buah

nx : 1 buah

ny : 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

$\sum X^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

$\sum Y^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

Perhitungan momen

Pada bagian bawah poer diasumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, dari tabel 4.12 (pelat : Stigel/Wipel : 209) didapat nilai Mye (dengan cara interpolasi)

Tabel 4.12 Pelat : Stigel/Wipel

z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
Mxe	0,32	0,31	0,30	0,28	0,25	0,21	0,18	0,14	0,09	0,05	0

- Momen arah x yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran :

  Mencari beban pada tiang :

  $\sum X^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

  $\sum Z^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

  Sehingga :

  P = 317 ton

  $(Y/L)_1$ = 0/(0+0) = 0

  Mxe = 0,32

  Mxel = (P x Mxe)

  = (317 x 0,32)

  = 101,44 tm

- Momen arah y yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran :

  Mencari beban pada tiang :

  $\sum X^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

  $\sum Z^2$: $(0)^2 + (-0)^2 = 0\ m^2$

  Sehingga :

  P = 317 ton

  $(Y/L)_1$ = 0/(0+0) = 0

  Mxe = 0,32

Mxel = (P x Mze)

= (317 x 0,32)

= 101,44 tm

4.5.1 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)

- **Penulangan Poer Arah Z**

Mu = 101,44 tm = 101440 kgm

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{10144 \times 10^4}{0,8} = 126800000$ Nmm

b = 2100 mm

fy = 320 Mpa

fc' = 30 Mpa

Tebal selimut beton = 75 mm

Tebal poer (h) = 500 mm

Tulangan pokok = D16 & D22

Tulangan bagi = Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

d = h – selimut beton – ½ x D22

= 500 – 75 – (1/2 x 22)

= 414 mm

$Rn = \frac{Mn}{b.\ d^2} = \frac{126800000}{2100 \times 414^2} = 0,35$ Mpa

$m = \frac{fy}{0,85 \times fc} = \frac{320}{0,85 \times 30} = 12,549$

$\rho b = 0,85 \times \{\frac{0,85 \times fc}{fy}\} x \{\frac{600}{600+fy}\}$

$$= 0{,}85 \text{ x } \{\frac{0{,}85 \text{ x } 30}{320}\} \text{x} \{\frac{600}{600+320}\} = 0{,}044$$

ρ_{max} $= 0{,}75 \text{ x } \rho b$

$= 0{,}75 \text{ x } 0{,}044 = 0{,}033$

ρ_{min} $= \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{320} = 0{,}004$

ρ_{ada} $= \frac{1}{m} . \{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{ x } m \text{ x } Rn}{fy}} \}$

$= \frac{1}{12{,}549} . \{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{ x } 12{,}549 \text{ x } 0{,}35}{320}} \}$

$= 0{,}004$

(SK-SNI-T-15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi

$\rho_{min} \leq \rho_{ada} \geq \rho_{maks}$

1. Jika $\rho_{ada} \geq \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$ dan $As = \rho_{ada} \text{ x } b \text{ x } d'$
2. Jika $\rho_{ada} \leq \rho_{maks}$, maka tinggi poer harus diperbesar

Sehingga memenuhi syarat no. 1, digunakan = 0,004 dan dimensi poer memenuhi untuk digunakan.

As_{perlu} $= \rho_{min} \text{ x } b \text{ x } d$

$= 0{,}004 \text{ x } 2100 \text{ x } 414$

$= 3477{,}6 \text{ mm}^2$

n $= \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4} . \pi . D^2} = \frac{3477{,}6}{\frac{1}{4} . 3{,}14 . 22^2} = 9{,}157 \sim 10$ tulangan

As_{ada} $= n \text{ x } (1/4 \text{ x } \pi \text{ x } D^2)$

$= 10 \text{ x } (1/4 \text{ x } 3{,}14 \text{ x } 22^2)$

$= 3799{,}4 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 3477{,}6 \text{ mm}^2$

S $= \frac{b}{n} = \frac{2100}{10} = 210 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

As_{tekan} = 20% x As_{perlu}

= 20% x 3477,6 = 695,52 mm

$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4}.\pi.D^2} = \frac{695,52}{\frac{1}{4}.3,14.16^2} = 3,46 \sim 4 \text{ tulangan}$$

As_{ada} = n x (1/4 . π . D^2)

= 4 x (1/4 . 3,14 . 16^2)

= 803 mm^2 > As_{tekan} = 695,52 mm^2

S = b/n = 2100/5 = 525 mm ~ 500 mm

Digunakan tulangan tekan (atas) = D16 – 500 mm

- **Penulangan Poer Arah X**

Mu = 101,44 tm = 101440 kgm

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{10144 \times 10^4}{0,8} = 126800000 \text{ Nmm}$$

b = 2100 mm

fy = 320 Mpa

fc' = 30 Mpa

Tebal selimut beton = 75 mm

Tebal poer (h) = 500 mm

Tulangan pokok = D16 & D22

Tulangan bagi = Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

d = h – selimut beton – ½ x D22

= 500 – 75 – (1/2 x 22)

$= 414$ mm

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{126800000}{2100 \times 414^2} = 0{,}35 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc} = \frac{320}{0{,}85 \times 30} = 12{,}549$$

$$\rho b = 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times fc}{fy}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+fy}\right\}$$

$$= 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times 30}{320}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+320}\right\} = 0{,}044$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho b$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}044 = 0{,}033$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{320} = 0{,}004$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right\}$$

$$= \frac{1}{12{,}549} \cdot \left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}549 \times 0{,}35}{320}}\right\}$$

$$= 0{,}004$$

(SK-SNI-T-15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi

$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \geq \rho_{maks}$

1. Jika $\rho_{perlu} \geq \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$ dan $As = \rho_{ada} \times b \times d'$
2. Jika $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$, maka tinggi poer harus diperbesar

Sehingga memenuhi syarat no. 1, digunakan = 0,004 dan dimensi poer memenuhi untuk digunakan.

$$As_{perlu} = \rho_{min} \times b \times d$$

$$= 0{,}004 \times 2100 \times 414$$

$$= 3477{,}6 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4}.\pi.D^2} = \frac{3477,6}{\frac{1}{4}.3,14.22^2} = 9,157 \sim 10 \text{ tulangan}$$

As_{ada} = n x (1/4 x π x D^2)

= 10 x (1/4 x 3,14 x 22^2)

= 3799,4 mm^2 > As_{perlu} = 3477,6 mm^2

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2100}{10} = 210 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

As_{tekan} = 20% x As_{perlu}

= 20% x 3477,6 = 695,52 mm

$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4}.\pi.D^2} = \frac{695,52}{\frac{1}{4}.3,14.16^2} = 3,46 \sim 4 \text{ tulangan}$$

As_{ada} = n x (1/4 . π . D^2)

= 4 x (1/4 . 3,14 . 16^2)

= 803 mm^2 > As_{tekan} = 695,52 mm^2

S = b/n = 2100/5 = 525 mm ~ 500 mm

Digunakan tulangan tekan (atas) = D16 – 500 mm

➢ Untuk perhitungan poer tipe pondasi sumuran tipe B digunakan perhitungan poer tipe pondasi sumuran tipe A, karena diameter penampang sumuran yang digunakan sama.

4.5.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran Tipe C (Berdasarkan Gaya Axial Kecil dan Momen Besar)

- **Penulangan Poer Arah Z**

Mu = 101,44 tm = 101440 kgm

$$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{10144 \times 10^4}{0{,}8} = 126800000 \text{ Nmm}$$

b = 2000 mm

fy = 320 Mpa

fc' = 30 Mpa

Tebal selimut beton = 75 mm

Tebal poer (h) = 500 mm

Tulangan pokok = D16 & D22

Tulangan bagi = Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

d = h – selimut beton – ½ x D22

= 500 – 75 – (1/2 x 22)

= 414 mm

$$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{126800000}{2000 \times 414^2} = 0{,}362 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc} = \frac{320}{0{,}85 \times 30} = 12{,}549$$

$$\rho b = 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times fc}{fy}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+fy}\right\}$$

$$= 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times 30}{320}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+320}\right\} = 0{,}044$$

$$\rho_{max} = 0{,}75 \times \rho b$$

$$= 0{,}75 \times 0{,}044 = 0{,}033$$

$$\rho_{min} = \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{320} = 0{,}004$$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \left\{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\right\}$$

$$= \frac{1}{12{,}549} . \{ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \text{ x } 12{,}549 \text{ x } 0{,}36}{320}} \}$$

$= 0{,}004$

(SK-SNI-T-15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi

$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \geq \rho_{maks}$

1. Jika $\rho_{perlu} \geq \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$ dan $As = \rho_{ada} \text{ x } b \text{ x } d'$
2. Jika $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$, maka tinggi poer harus diperbesar

Sehingga memenuhi syarat no. 1, digunakan = 0,004 dan dimensi poer memenuhi untuk digunakan.

$As_{perlu} = \rho_{min} \text{ x } b \text{ x } d$

$= 0{,}004 \text{ x } 2000 \text{ x } 414$

$= 3312 \text{ mm}^2$

$$n = \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4} . \pi . D^2} = \frac{3312}{\frac{1}{4} . 3{,}14 . 22^2} = 8{,}717 \sim 9 \text{ tulangan}$$

$As_{ada} = n \text{ x } (1/4 \text{ x } \pi \text{ x } D^2)$

$= 9 \text{ x } (1/4 \text{ x } 3{,}14 \text{ x } 22^2)$

$= 3419{,}4 \text{ mm}^2 > As_{perlu} = 3312 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2000}{10} = 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

$As_{tekan} = 20\% \text{ x } As_{perlu}$

$= 20\% \text{ x } 3312 = 662{,}4 \text{ mm}$

$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4} . \pi . D^2} = \frac{662{,}4}{\frac{1}{4} . 3{,}14 . 16^2} = 3{,}39 \sim 4 \text{ tulangan}$$

$As_{ada} = n \text{ x } (1/4 . \pi . D^2)$

$= 4 \times (1/4 \cdot 3{,}14 \cdot 16^2)$

$= 803\ mm^2 > As_{tekan} = 695{,}52\ mm^2$

S $= b/n = 2100/5 = 525\ mm \sim 500\ mm$

Digunakan tulangan tekan (atas) = D16 – 500 mm

- **Penulangan Poer Arah X**

Mu $= 101{,}44\ tm = 101440\ kgm$

$Mn = \frac{Mu}{\Phi} = \frac{10144 \times 10^4}{0{,}8} = 126800000\ Nmm$

b $= 2000\ mm$

fy $= 320\ Mpa$

fc' $= 30\ Mpa$

Tebal selimut beton $= 75\ mm$

Tebal poer (h) $= 500\ mm$

Tulangan pokok $=$ D16 & D22

Tulangan bagi $=$ Ø16

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D22

d $= h$ – selimut beton – ½ x D22

$= 500 - 75 - (1/2 \times 22)$

$= 414\ mm$

$Rn = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{126800000}{2000 \times 414^2} = 0{,}362\ Mpa$

$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc} = \frac{320}{0{,}85 \times 30} = 12{,}549$

$\rho b = 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times fc}{fy}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+fy}\right\}$

$= 0{,}85 \times \left\{\frac{0{,}85 \times 30}{320}\right\} \times \left\{\frac{600}{600+320}\right\} = 0{,}044$

ρ_{max} $= 0{,}75 \times \rho b$

$= 0{,}75 \times 0{,}044 = 0{,}033$

ρ_{min} $= \frac{1{,}4}{fy} = \frac{1{,}4}{320} = 0{,}004$

$$\rho_{perlu} = \frac{1}{m} \cdot \{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}}\}$$

$$= \frac{1}{12{,}549} \cdot \{1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 12{,}549 \times 0{,}36}{320}}\}$$

$= 0{,}004$

(SK-SNI-T-15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi

$\rho_{min} \leq \rho_{perlu} \geq \rho_{maks}$

1. Jika $\rho_{perlu} \geq \rho_{min}$, maka digunakan $\rho_{ada} \sim \rho_{min}$ dan $As = \rho_{ada} \times b \times d'$
2. Jika $\rho_{perlu} \leq \rho_{maks}$, maka tinggi poer harus diperbesar

Sehingga memenuhi syarat no. 1, digunakan = 0,004 dan dimensi poer memenuhi untuk digunakan.

As_{perlu} $= \rho_{min} \times b \times d$

$= 0{,}004 \times 2000 \times 414$

$= 3312\ mm^2$

n $= \frac{As_{perlu}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{3312}{\frac{1}{4} \cdot 3{,}14 \cdot 22^2} = 8{,}717 \sim 9$ tulangan

As_{ada} $= n \times (1/4 \times \pi \times D^2)$

$= 9 \times (1/4 \times 3{,}14 \times 22^2)$

$= 3419{,}4\ mm^2 > As_{perlu} = 3312\ mm^2$

S $= \frac{b}{n} = \frac{2000}{10} = 200$ mm

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D22 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D16

As_{tekan} = 20% x As_{perlu}

= 20% x 3312 = 662,4 mm

$$n = \frac{As_{tekan}}{\frac{1}{4}.\pi.D^2} = \frac{662,4}{\frac{1}{4}.3,14.16^2} = 3,39 \sim 4 \text{ tulangan}$$

As_{ada} = n x (1/4 . π . D^2)

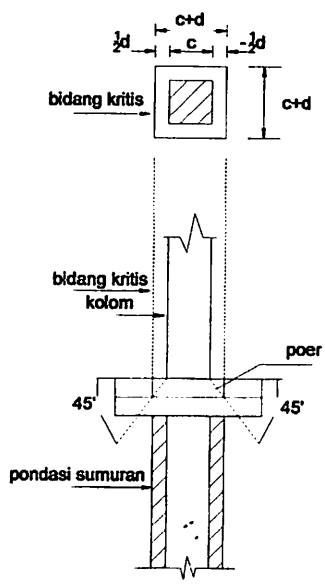
= 4 x (1/4 . 3,14 . 16^2)

= 803 mm^2 > As_{tekan} = 695,52 mm^2

S = b/n = 2100/5 = 525 mm ~ 500 mm

Digunakan tulangan tekan (atas) = D16 – 500 mm

4.5.3 Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom Pada Pondasi Sumuran Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)



Gambar 4.7 : Skema Geser Pons Terhadap Kolom

Diketahui :

Vu max $_{(\text{dari staad pro})}$ = 3170000 N

Dimensi kolom = 50/50

Keliling bidang kritis geser pons (bo)

bo = 2 x (c+d) + 2 x (c+d)

= 2 x (500+414) + 2 x (500+414)

= 3656 mm

Kuat geser beton maksimum

$Vc = \frac{\sqrt{fc}}{3} \times bo \times d$

$= \frac{\sqrt{30}}{3} \times 3656 \times 414$

= 2763416,66 N

ØVc = 0,6 x 2763416,66

= 1942824,4 N

Maka Vu dari Staad Pro = 3170000 N > ØVc = 1942824,4 N (NOT OKE)

Karena Vu > ØVc, maka diperlukan tulangan geser terhadap kolom.

- Perhitungan penulangan geser pons terhadap kolom

f'c = 30 Mpa

fy = 320 Mpa (tulangan polos)

Vn = 0,6 x 3170000

= 1902000 N

Vs = Vc – Vn

= 1942824,4 – 1902000

= 40824,403 N

D tulangan rencana = 16 mm

$Av = 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2$

$= 2 \times \frac{1}{4} \times 3{,}14 \times 16^2 = 401{,}92\ mm^2$

$S_{perlu} = \frac{Av \times fy \times d}{Vs}$

$= \frac{401{,}92 \times 320 \times 414}{40824{,}403}$

$= 2160{,}76\ mm$

$1/3 \sqrt{f'c} \times bo \times d = 1/3 \sqrt{30} \times 3656 \times 414$

$= 2461070{,}81\ N$

Jadi diperoleh :

$Vs = 40824{,}403\ N < 2461070{,}81\ N$

Maka jarak maksimum :

$S \leq \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 414 = 207\ mm$

$Vs\ pakai = \frac{Av \times fy \times d}{S}$

$= \frac{401{,}92 \times 320 \times 414}{207}$

$= 257228{,}8\ N$

$= 257228{,}8 + 1942824{,}4$

$= 2200053{,}2\ N$

Syarat tulangan geser pons dan poer mampu menahan beban dari kolom :

$Vn < Vs\ pakai + Vc$

$1902000\ N < 2200053{,}2\ N$ ..... (AMAN)

Jadi dipasang tulangan pons D16 – 200

4.5.4 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe A (Berdasarkan Gaya Axial Besar dan Momen Kecil)

Perhitungan pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat. Untuk Penulangan Pondasi Sumuran Tipe B sama dengan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe A.

a. Data perencanaan :

Pmax	= 317000 kg = 317 ton
Pu	= 349600 kg = 349,6 ton
Mutu beton	= 30 Mpa
Mutu baja tulangan	= 320 Mpa
D Tulangan pook	= 25 mm
Ø sengkang	= 16 mm
D tiang	= 110 cm = 1100 mm
Tebal selimut	= 75 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

- d' = tebal selimut beton + Øsengkang + ½ tulangan pokok

  = 75 + 16 + (1/2.25)

  = 103,5 mm

- $d_{efektif} = D_{tiang} - (2xd')$

  = 1100 – (2 x 103,5) = 893 mm

c. Luas penampang

- $Ag = (1/4 \times \pi \times D_{luar}^2) - (1/4 \times \pi \times d_{dalam}^2)$

  $= (1/4 \times 3{,}14 \times 1100^2) - (1/4 \times 3{,}14 \times 700^2)$

  $= 565200\ mm^2$

d. Luas tulangan penampang baja (Ast)

- Ast $= 3\% \times Ag$

  $= 3\% \times 565200$

  $= 16956\ mm^2$

- Jumlah tulangan

  $$n = \frac{Ast}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2}$$

  $$= \frac{16956}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2}$$

  $= 34{,}65$ buah $= 35$ buah

- $As_{ada} = n \times ¼ \times \pi \times D^2$

  $= 35 \times ¼ \times 3{,}14 \times 25^2$

  $= 17171{,}875\ mm^2 > Ast = 16956\ mm^2$

- $As = As' = 0{,}5 \times As_{ada}$

  $= 0{,}5 \times 17171{,}875 = 8478\ mm^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

  $$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

  $$= \frac{\pi \times 893}{35}$$

  $= 80{,}115\ mm = 80\ mm$

e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

- Tebal penampang segiempat ekivalen

  $t_{ekl} = 0{,}8 \times D_{luar}$

  $= 0{,}8 \times 1100 = 880\ mm$

t_{ek2} = 0,8 x D_{dalam}

= 0,8 x 700 = 560 mm

- Lebar penampang segiempat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ Dluar^2}{tek1}$$

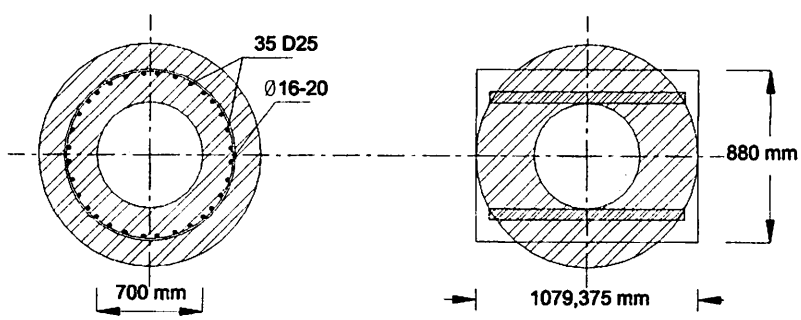
$$= \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ 1100^2}{880}$$

= 1079,375 mm

$$l_{ek2} = \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ Ddalam^2}{tek2}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ 700^2}{560}$$

= 687,223 mm



Gambar 4.8 Ekivalen Penampang Bulat ke Penampang Persegi

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

d_b = t_{ek} - tebal selimut efektif

$= 880 - 103,5 - 560 = 216,5$ mm

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$c_{balance} = \frac{600 \times db}{600+fy}$$

$$= \frac{600 \times 216,5}{600+320}$$

$= 141,195$ mm

- Lebar daerah tekan (a_b)

$a_b = \beta \times c_b$

$= 0,85 \times 141,195$

$= 430,452$ mm

- Tegangan tekan tulangan baja (fs')

$$fs' = \frac{0,003 \times 200000 \times (cb-d)}{cb}$$

$$= \frac{0,003 \times 200000 \times (141,95-103,5)}{141,95}$$

$= 162,522$ Mpa $<$ fy $= 320$ Mpa

- Beban Ultimate beton (p_{ub})

$P_{ub} = \{(0,85 \times fc \times a_b \times I_{ek1})+(As' \times fs')-(As \times fy) \times 10^{-3}\}$

$= \{(0,85 \times 30 \times 430,451 \times 1079,375)+(8478 \times 162,522)-$

$(8478 \times 320) \times 10^{-3}\}$

$= 11293,29$ kNm

- Moment Ultimate beton (M_{ub})

$M_{ub} = \{(0,85 \times fc \times a_b \times I_{ek1}[t_{ek1}/2 \times a_b-(1/2 \times a_b)])+(As' \times$

$fs' \times (1/2 \times (d-d')))-(As \times fc \times (1/2 \times (d-d'))) \times 10^{-6}\}$

= {(0,85 x 30 x 430,451 x 1079,375[880/2-(1/2x430,451)]

)+(8487x 162,522x(1/2x595,333)-(8487 x 30 x (1/2 x

595,333)x10^{-6}}

= 2798,648 kNm

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$e_b = \frac{Mub}{Pub}$$

$$= \frac{2798,648}{11293,29}$$

= 0,247815 m = 247,815 mm

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{Mz}{Pmax}$$

$$= \frac{1,72}{317}$$

= 0,00543 m = 5,43 mm

Karena e = 5,43 mm < e_b = 247,815 mm, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.5.4.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio penulangan memanjang (ps)

$$ps = \frac{As_{ada}}{Ag}$$

$$= \frac{17171,875}{565200}$$

= 0,0304

- Lebar kolom efektif (Ds)

$Ds = D_{tiang} - (2xd')$

$= 1100 \times (2 \times 103{,}5)$

$= 893$ mm

$$m = \frac{fy}{0{,}85 \times fc}$$

$$= \frac{320}{0{,}85 \times 30}$$

$= 12{,}549$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (Pn_{perlu})

$$Pn_{perlu} = \frac{Pu}{0{,}7}$$

$$= \frac{349{,}612}{0{,}7}$$

$= 499445{,}72$ kg

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$Pn = 0{,}85 \times fc' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0{,}85\,x\,e}{h} - 0{,}38\right)^2 + \frac{ps\,x\,m\,x\,ds}{2{,}5\,x\,h}} - \frac{0{,}85\,x\,e}{h} - 0{,}38\right]$$

$$= 0{,}85 \times 30 \times 400^2 \times$$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{0{,}85 \times 0{,}00595}{500} - 0{,}38\right)^2 + \frac{0{,}034 \times 12{,}549 \times 893}{2{,}5 \times 500}} - \frac{0{,}85 \times 0{,}00595}{500} - 0{,}38\right]$$

$= 606924{,}048$ kg $> Pn_{perlu} = 499445{,}72$ kg

- Kuat kolom (Ø x Pn)

$\text{Ø}xPn = 0{,}7 \times 606924{,}048$ kg

$= 424846{,}833$ kg $>$ Pmaks $= 317000$ kg

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

4.5.4.2 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral Ø16 mm

a. Luas penampang tiang sumuran (Ag)

Ag = 565200 mm

As spiral = ¼ x π x 16^2 = 200,96 mm^2

b. Diameter inti tiang sumuran (Dc)

Dc = D_{tiang} – (2 x selimut tiang)

= 1100 – (2 x 750)

= 950 mm

c. Luas penampang inti sumuran (Ac)

Ac = (¼ x π x Dc^2) – (¼ x π x D_{dalam}^2)

= (¼ x 3,14 x 950^2) – (¼ x 3,14 x 700^2)

= 323976,7424 mm^2

$\rho_{perlu} = 0{,}45 \times \left[\frac{Ag}{Ac} - 1\right] \times \left[\frac{fc'}{fy}\right]$

$= 0{,}45 \times \left[\frac{565200}{323976{,}7424} - 1\right] \times \left[\frac{30}{240}\right]$

=0,042

d. Jarak antar sengkang spiral (s)

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

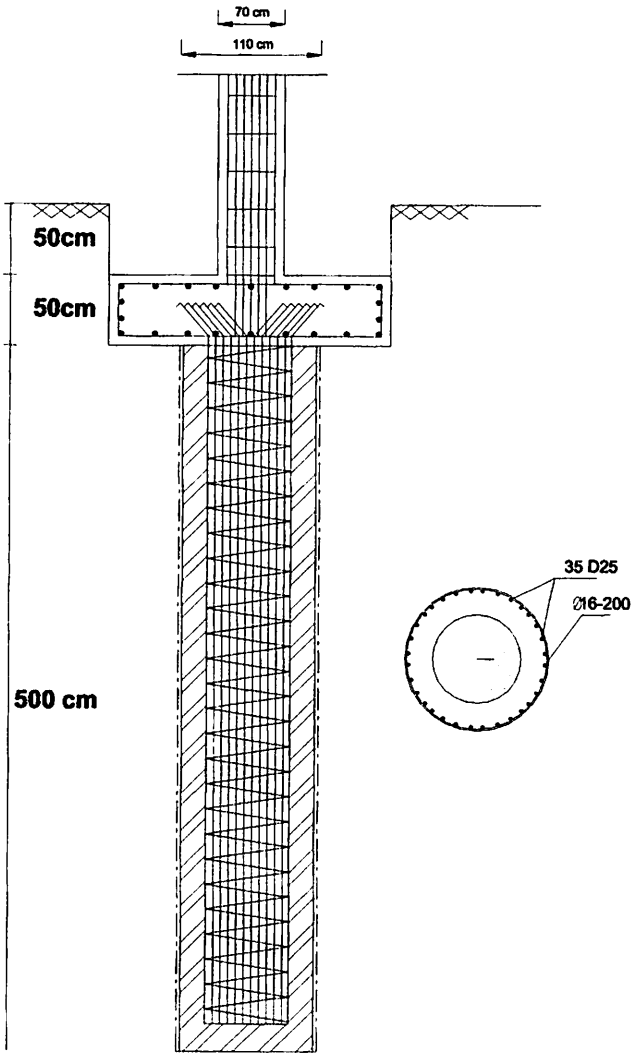
s ≤ 16 x 25 = 400 mm

s ≤ 48 x 16 = 768 mm

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang sumuran, maka digunakan tulangan pokok D25 – 80 dan tulangan spiral Ø16 – 400

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran untuk pondasi sumuran tipe A (berat) dan pondasi sumuran tipe B (sedang), maka digunakan :

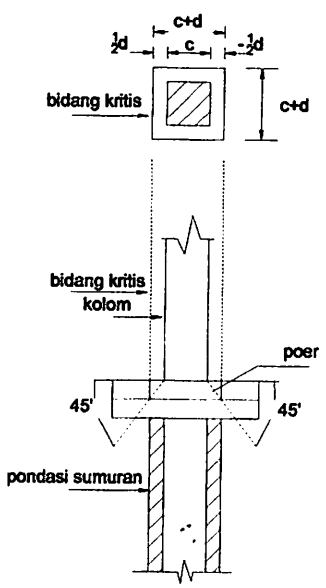
- Tulangan pokok 35 D 25
- Tulangan spiral Ø 16 - 400



Gambar 4.9 Penulangan Tiang Sumuran Tipe A

dan Tipe B

4.5.5 Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom Pada Pondasi Sumuran Tipe C (Berdasarkan Gaya Axial Kecil dan Momen Besar)



Gambar 4.10 : Skema Geser Pons Terhadap Kolom

Diketahui :

Vu max $_{(\text{dari staad pro})}$ = 2680000 N

Dimensi kolom = 50/50

Keliling bidang kritis geser pons (bo)

bo = 2 x (c+d) + 2 x (c+d)

= 2 x (500+414) + 2 x (500+414)

= 3656 mm

Kuat geser beton maksimum

$$Vc = \frac{\sqrt{fc}}{3} \text{ x bo x d}$$

$$= \frac{\sqrt{30}}{3} \text{ x } 3656 \text{ x } 414$$

$$= 2763416{,}66 \text{ N}$$

$$\text{ØVc} = 0{,}6 \text{ x } 2763416{,}66$$

$$= 1942824{,}4 \text{ N}$$

Maka Vu dari Staad Pro = 2680000 N > ØVc = 1942824,4 N (NOT OKE)

Karena Vu > ØVc, maka diperlukan tulangan geser terhadap kolom.

- Perhitungan penulangan geser pons terhadap kolom

  f'c = 30 Mpa

  fy = 320 Mpa (tulangan polos)

  Vn = 0,6 x 2680000

  = 1608000 N

  Vs = Vc – Vn

  = 1942824,4 – 1608000

  = 334824,4 N

  D tulangan rencana = 16 mm

  Av = 2 x ¼ x π x D^2

  = 2 x ¼ x 3,14 x 16^2 = 401,92 mm^2

  $$S_{perlu} = \frac{Av \text{ x } fy \text{ x } d}{Vs}$$

  $$= \frac{401{,}92 \text{ x } 320 \text{ x } 414}{334824{,}4}$$

  = 159,03 mm

  $1/3 \sqrt{f'c}$ x bo x d = 1/3 $\sqrt{30}$ x 3656 x 414

  = 2461070,81 N

Jadi diperoleh :

Vs = 334824,4 N < 2461070,81 N

Maka jarak maksimum :

$S \leq \frac{1}{2} \times d = \frac{1}{2} \times 414 = 207$ mm

$$\text{Vs pakai} = \frac{Av \times fy \times d}{S}$$

$$= \frac{401{,}92 \times 320 \times 414}{207}$$

$$= 257228{,}8 \text{ N}$$

$$\text{Vs pakai} + Vc = 257228{,}8 + 1942824{,}4$$

$$= 2200053{,}2 \text{ N}$$

Syarat tulangan geser pons dan poer mampu menahan beban dari kolom :

Vn < Vs pakai + Vc

1608000 N < 2200053,2 N ..... (AMAN)

Jadi dipasang tulangan pons D16 – 200

4.5.6 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran Tipe C (Berdasarkan Gaya Axial Kecil dan Momen Besar)

Perhitungan pondasi sumuran di asumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data perencanaan :

Pmax = 268000 kg = 268 ton

Pu = 296200 kg = 296,2 ton

Mutu beton = 30 Mpa

Mutu baja tulangan = 320 Mpa

D Tulangan pook = 25 mm

Ø sengkang = 16 mm

D tiang = 100 cm = 1000 mm

Tebal selimut = 75 mm

b. Tebal efektif selimut beton terpusat tulangan terluar

- d' = tebal selimut beton + Øsengkang + ½ tulangan pokok

  = 75 + 16 + (1/2.25)

  = 103,5 mm

- $d_{efektif} = D_{tiang} - (2xd')$

  $= 1000 - (2 \times 103,5) = 793$ mm

c. Luas penampang

- $Ag = (1/4 \times \pi \times D_{luar}^2) - (1/4 \times \pi \times d_{dalam}^2)$

  $= (1/4 \times 3,14 \times 1000^2) - (1/4 \times 3,14 \times 400^2)$

  $= 659400\ mm^2$

d. Luas tulangan penampang baja (Ast)

- Ast = 3% x Ag

  = 3% x 659400

  $= 19782\ mm^2$

- Jumlah tulangan

  $$n = \frac{Ast}{\frac{1}{4} x \pi x D^2}$$

  $$= \frac{19782}{\frac{1}{4} x \pi x 25^2}$$

  = 39,32 buah = 40 buah

- $As_{ada} = n \times ¼ \times \pi \times D^2$

$= 40 \times ¼ \times 3{,}14 \times 25^2$

$= 19625\ mm^2 > Ast = 16956\ mm^2$

- $As = As'$ $= 0{,}5 \times As_{ada}$

  $= 0{,}5 \times 19625 = 9812{,}5\ mm^2$

- Jarak tulangan pokok (s)

$$s = \frac{\pi \times d}{n}$$

$$= \frac{\pi \times 793}{40}$$

$= 62{,}2\ mm = 62\ mm$

e. Pemeriksaan beban ultimate beton (P_{ub}) dan momen ultimate beton (M_{ub})

- Tebal penampang segiempat ekivalen

$t_{ek1} = 0{,}8 \times D_{luar}$

$= 0{,}8 \times 1000 = 800\ mm$

$t_{ek2} = 0{,}8 \times D_{dalam}$

$= 0{,}8 \times 400 = 320\ mm$

- Lebar penampang segiempat ekivalen

$$l_{ek1} = \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ Dluar^2}{tek1}$$

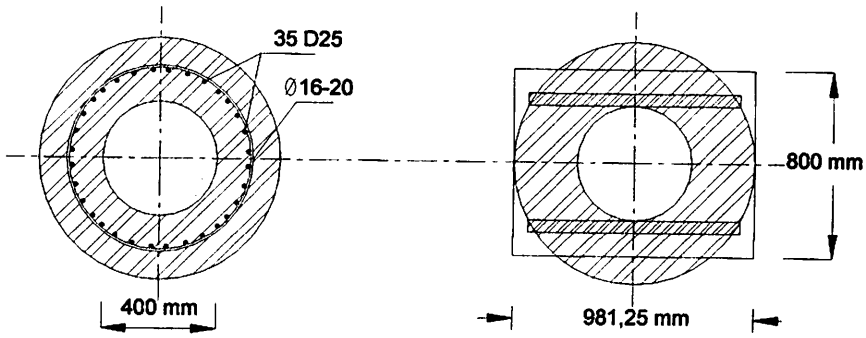
$$= \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ 1000^2}{800}$$

$= 981{,}25\ mm$

$$l_{ek2} = \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ Ddalam^2}{tek2}$$

$$= \frac{\frac{1}{4}.\ \pi.\ 400^2}{320}$$

= 398,5 mm



Gambar 4.11 Ekivalen Penampang Bulat ke Penampang Persegi

Pondasi Sumuran Tipe C

Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

- Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

  d_b = t_{ek} - tebal selimut efektif

  = 800 – 103,5 – 320 = 376,5 mm

- Jarak serat tekan terluar ke garis netral (c_b)

$$c_{balance} = \frac{600 \times db}{600+fy}$$

$$= \frac{600 \times 376,5}{600+320}$$

= 245,54 mm

- Lebar daerah tekan (a_b)

  a_b = $\beta \times c_b$

  = 0,85 x 245,54

  = 208,711 mm

- Tegangan tekan tulangan baja (fs')

$$fs' = \frac{0{,}003 \times 200000 \times (cb-d)}{cb}$$

$$= \frac{0{,}003 \times 200000 \times (245{,}54-103{,}5)}{245{,}54}$$

$= 308{,}47$ Mpa $<$ fy $= 320$ Mpa

- Beban Ultimate beton (p_{ub})

$P_{ub} = \{(0{,}85 \times fc \times a_b \times I_{ek1})+(As' \times fs')-(As \times fy)x10^{-3}\}$

$= \{(0{,}85 \times 30 \times 208{,}711 \times 981{,}25)+(9812{,}5 \times 308{,}47)-$

$(9812{,}5 \times 320)x10^{-3}\}$

$= 8146{,}062$ kNm

- Moment Ultimate beton (M_{ub})

$M_{ub} = \{(0{,}85 \times fc \times a_b \times I_{ek1}[t_{ek1}/2 \times a_b-(1/2xa_b)])+(As' \times$

$fs' x(1/2x(d-d')))-(As \times fc \times (1/2 \times (d-d')))x10^{-6}\}$

$= \{(0{,}85 \times 30 \times 208{,}711 \times 981{,}25$ [800/2-(1/2x208,711)]

)+(9812,5 x 308,47 (1/2x296,5)-(9812,5 x 30 x (1/2 x

296,5)$x10^{-6}\}$

$= 4539{,}542$ kNm

- Eksentrisitas beton (e_b)

$$e_b = \frac{Mub}{Pub}$$

$$= \frac{4539{,}542}{8146{,}062}$$

$= 0{,}55726$ m $= 557{,}26$ mm

- Eksentrisitas beban (e)

$$e = \frac{Mz}{Pmax}$$

$$= \frac{1{,}92}{268}$$

= 0,00716 m = 7,16 mm

Karena e = 7,16 mm < e_b = 247,815 mm, dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

4.5.6.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio penulangan memanjang (ps)

$$ps = \frac{As_{ada}}{Ag}$$

$$= \frac{19625}{659400}$$

$$= 0,0297$$

- Lebar kolom efektif (Ds)

$$Ds = D_{tiang} - (2xd')$$

$$= 1000 - (2 \times 103,5)$$

$$= 793 \text{ mm}$$

$$m = \frac{fy}{0,85 \times fc}$$

$$= \frac{320}{0,85 \times 30}$$

$$= 12,549$$

- Beban aksial nominal yang diperlukan (Pn_{perlu})

$$Pn_{perlu} = \frac{Pu}{0,7}$$

$$= \frac{296,2}{0,7}$$

$$= 423142,85 \text{ kg}$$

- Persamaan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan (P_n)

$$Pn = 0,85 \times fc' \times h^2 \times \left[\sqrt{\left(\frac{0,85 x e}{h} - 0,38\right)^2 + \frac{ps x m x ds}{2,5 x h}} - \frac{0,85 x e}{h} - 0,38\right]$$

$= 0{,}85 \times 30 \times 400^2 \times$

$$\left[\sqrt{\left(\frac{0{,}85 \times 0{,}00716}{500} - 0{,}38\right)^2 + \frac{0{,}0297 \times 12{,}549 \times 793}{2{,}5 \times 500}} - \frac{0{,}85 \times 0{,}00716}{500} - 0{,}38\right]$$

$= 626481{,}152 \text{ kg} > Pn_{perlu} = 423142{,}85 \text{ kg}$

- Kuat kolom (Ø x Pn)

  $\text{Ø}xPn = 0{,}7 \times 626481{,}152 \text{ kg}$

  $= 385368{,}064 \text{ kg} > Pmaks = 268000 \text{ kg}$

  Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang sumuran dan tulangan dapat digunakan.

4.5.6.2 Perencanaan Tulangan Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral Ø16 mm

e. Luas penampang tiang sumuran (Ag)

Ag = 659400 mm

As spiral = $\frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 = 200{,}96 \text{ mm}^2$

f. Diameter inti tiang sumuran (Dc)

Dc $= D_{tiang} - (2 \times \text{selimut tiang})$

$= 1000 - (2 \times 75)$

$= 850$ mm

g. Luas penampang inti sumuran (Ac)

Ac $= (\frac{1}{4} \times \pi \times Dc^2) - (\frac{1}{4} \times \pi \times D_{dalam}^2)$

$= (\frac{1}{4} \times 3{,}14 \times 850^2) - (\frac{1}{4} \times 3{,}14 \times 400^2)$

$= 214304{,}6 \text{ mm}^2$

$$P_{perlu} = 0{,}45 \times \left[\frac{Ag}{Ac} - 1\right] \times \left[\frac{fc'}{fy}\right]$$

$$= 0{,}45 \times \left[\frac{659400}{214304{,}6} - 1\right] \times \left[\frac{30}{240}\right]$$

$$= 0{,}11$$

h. Jarak antar sengkang spiral (s)

Jarak sengkang tidak boleh melebihi 16 kali tulangan pokok dan 48 kali diameter tulangan sengkang.

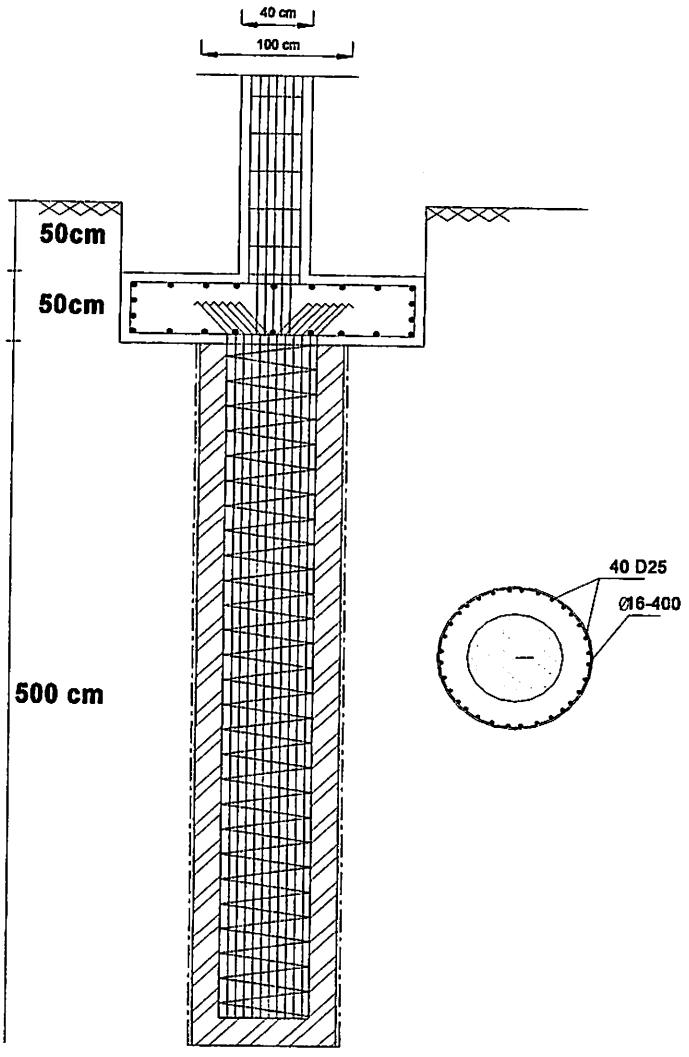
$s \leq 16 \times 25 = 400$ mm

$s \leq 48 \times 16 = 768$ mm

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang sumuran, maka digunakan tulangan pokok D25 – 80 dan tulangan spiral Ø16 – 400

Dari perhitungan penulangan pondasi sumuran untuk pondasi sumuran tipe C maka digunakan :

- Tulangan pokok 40 D 25
- Tulangan spiral Ø 16 - 400



Gambar 4.12 Penulangan Tiang Sumuran Tipe C

BAB V

PENUTUP

5.1 Kesimpulan

Dari rumusan masalah yang ada dapat disimpulkan bahwa analisa perhitungan perencanaan pondasi tiang sumuran pada Mall Dinoyo City Malang, untuk pondasi sumuran tipe A dan pondasi sumuran tipe B didapat daya dukung sumuran Qa_{tiang}= 375,51 ton dengan diameter tiang yang aman dan efisian digunakan D_{tiang}= 1,1 m dengan kedalaman 5 m. Tulangan tarik poer arah X = D 22 – 200, tulangan tekan poer arah X = D 16 – 500, tulangan tarik poer arah Z = D 22 – 200 dan tulangan tekan poer arah Z = D 16 – 500. Tulangan geser pons terhadap kolom D 16 – 200. Tulangan pokok tiang sumuran 35 D 25 – 80, sedangkan untuk tulangan spiral tiang Ø16 – 400.

Sedangkan untuk pondasi sumuran tipe C didapat daya dukung sumuran Qa_{tiang}= 310,2464 ton dan diameter tiang yang aman dan efisien, yaitu D_{tiang} = 1,0 m, dengan kedalaman 5 m. Tulangan tarik poer arah X = D 22 – 200, tulangan tekan poer arah X = D 16 – 500, tulangan tarik poer arah Z = D 22 – 200 dan tulangan tekan poer arah Z = D 16 – 500. Tulangan geser pons terhadap kolom D 16 – 200. Tulangan pokok tiang sumuran 40 D 25 – 80, sedangkan untuk tulangan spiral tiang Ø16 – 400.

5.2 Saran

Adapun saran – saran yang dapat diuraikan sebagai dasar pertimbangan dalam merencanakan suatu struktur rekayasa pondasi antara lain :

- Data tanah yang akan diselidiki sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium supaya diperoleh data – data parameter tanah yang lebih akurat yang selanjutnya digunakan untuk mendapatkan analisa yang lebih tepat.
- Untuk merencanakan pondasi tiang, diameter tiang sangat mempengaruhi daya dukung tiang, oleh karena itu sebagai perencanaan harus pandai – pandai memodifikasi diameter tiang agar didapt daya dukung yang aman dan effisien.

DAFTAR PUSTAKA

E. Bowles, Joseph., Pantur Silaban PhD. 1984. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 1*. Jakarta : Erlangga.

E. Bowles, Joseph., Pantur Silaban PhD. 1984. *Analisa dan Desain Pondasi Jilid 2*. Jakarta : Erlangga.

Geotechnical Engineering Center. 1997. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*. Bandung : Universitas Katolik Parahyangan.

Hardiyanto, H, C,. *Teknik Pondasi 2*, 2001, Yogyakarta : Beta Offset

HS, Sardjono. 1988. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Surabaya : Sinar Wijaya.

Laboratorium Mekanika Tanah, Universitas Muhammadiyah Malang. 2013. Laporan Data Tanah Gedung Mall Dinoyo City (MDC) Malang.

Pamungkas, Anugrah., Erny Harianti. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa.* Yogyakarta : Penerbit Andi.

Sosrodarsono, Suyono., Kazuto Nakazawa. 1983. *Mekanika Tanah dan Teknik Pondasi*. Jakarta : Pradnya Paramita.

Sosrodarsono, Suyono & Kazuto Nakazawa. 2005. *Mekanika Tanah Dan Teknik Pondasi*. Jakarts : PT. Pradnya Paramita.

Sunggono, K, H,. *Mekanika Tanah*. Bandung : Nova

SP, Rudy. 2012. *Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Pembangunan Gedung Perkuliahan Fakultas Kedokteran Kampus 2 Universitas Muhammadiyah Malang*. Konsentrasi Geoteknik. Program Studi Teknik Sipil Intitut Teknologi Nasional Malang.2012.

LAMPIRAN

CAMPRAL

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Muh. Ardho Qaulam
NIM : 0921029
Judul Skripsi : Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (Kaison) Pada Area Dua Proyek Pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) Malang.
Dosen Pembimbing : **Ir. Munasih, MT (Pembimbing I)**

No.	Tanggal	Catatan	Tanda Tangan Dosen Pembimbing
1	2/12 - 2013	* Data perencanaan contumkan lokasi proyek.	
2	5/12 - 2013	* Pemb. dilanjutkan	
3	12/12 - 2013	Beban gempa selesaikan (buat gb portal)	
4	17/12 - 2013	pembebanan portal betulkan	
5	18/12 - 2013	beban terpusat betulkan	
6	19/12 - 2013	pemb. diselesaikan	
7	20/12 - 2013	lg. statika.	
8	3/1 - 2014	hitung penulangan pondasi.	

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Muh. Ardho Qaulam
NIM : 0921029
Judul Skripsi : Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (Kaison) Pada Area Dua Proye Pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) Malang.
Dosen Pembimbing : **Ir. Munasih, MT (Pembimbing I)**

No.	Tanggal	Catatan	Tanda Tangan Dosen Pembimbing
9	8/1 - 2014	penulangan pondasi akibat beban axial kecil & momen besar dihitung	
10	16/1 - 2014	gambar penulangan hasil perhitungan	
11	21/1 - 2014	keterangan gambar sempurnakan	
12	28/1 - 2014	acc seminar	

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Muh. Ardho Qaulam
NIM : 0921029
Judul Skripsi : Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (Kaison) Pada Area Dua Proyek Pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) Malang.

Dosen Pembimbing : **Ir. A. Agus Santosa, MT (Pembimbing II)**

No.	Tanggal	Catatan	Tanda Tangan Dosen Pembimbing
1	4-12-'13	- S/d perataan beban OK.	
2	12-12-'13	- Lengkapi ket qbr pd desain - Perh. beban terpusat ke tulkan	
3	18-12-13	- Betulkan pembagian pem beban gempa. - Betulkan perh. bc.	
4	11-1-'14	- Buat alternatif perh pondasi yg lain	
5	14-1-14	- S/d perh. penulangan. lanjutkan.	
6	21-1-'14	- perh. poer lanjutkan qbr.	
7	27-1-'14	- Betulkan qbr.	

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MALANG
Jl. Bendungan Sigura-gura No. 2
MALANG

BIMBINGAN SKRIPSI

Nama : Muh. Ardho Qaulam
NIM : 0921029
Judul Skripsi : Studi Perencanaan Pondasi Sumuran (Kaison) Pada Area Dua Proyek Pembangunan Mall Dinoyo City (MDC) Malang.

Dosen Pembimbing : **Ir. A. Agus Santosa, MT (Pembimbing II)**

No.	Tanggal	Catatan	Tanda Tangan Dosen Pembimbing
1	20 - 1 - '14	Acc bisa seminar hasil	

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

SEMINAR HASIL SKRIPSI
PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG Geoteknik.

Nama : Muh. Ardho Qaulam

NIM : 0921.029

Hari / tanggal : Rabu, 19 Feb. 2014

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- tulisan gbr. di bawah ✓
- tulisan tabel di atas → sebutkan sumbernya, pemakaian? ✓
- prosedur an. struktur? mutu beton sumuran.
- menentukan N?, jenis tanah? → klasifikasi sbr. 2.10
- daya dukung Qs → N = 3?
- tulisan ρ
- Vs pakai.
- tul. spiral., gbr. penulangan tiang sumuran dg pile cap.

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Seminar. **Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Ujian Skripsi.**

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 20 - 03 - 2014
Dosen Pembahas
( )

Malang, 19 - 02 - 2014
Dosen Pembahas
( )

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL
Jl. Bendungan Sigura-gura 2
Jl. Raya Karanglo Km. 2
Malang

SEMINAR HASIL SKRIPSI
PRODI TEKNIK SIPIL S-1

FORM REVISI / PERBAIKAN

BIDANG GEOTEKNIK

Nama : M. ARDHO QAULAM

NIM : 09.21.029

Hari / tanggal : RABU / 19 FEB 2014

Perbaikan materi Seminar Hasil Tugas Akhir meliputi :

- Tulangan poer.
- L. Baloh eff ?.
- Gaya gempa.
- tul kolom

Perbaikan Seminar Hasil Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Seminar. **Bila melebihi 14 hari, maka tidak dapat diikutkan Ujian Skripsi.**

Pengumpulan berkas untuk ujian skripsi dengan menyertakan lembar pengesahan dari dosen pembahas dan kaprodi

Skripsi telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20
Dosen Pembahas

(_____)

Malang, _____ 20
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 GEOTEK.

Nama : M. ARDO QAULAM

NIM : 09.21.029

Hari / tanggal : JUM'AT / 21 - 2 - 2014

'erbaikan materi Skripsi meliputi :

- Sesuai perbaikan seminar hasil

aikan Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Ujian sanakan. **Bila melebihi** masa 14 hari, maka **tidak dapat diikutkan Yudisium**.

ıs Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, 20 - 03 - 20..

Dosen Penguji

( )

Malang, 21 - 02 - 2014

Dosen Penguji

( )

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 GEOTEK

Nama : M. ARDHO QUALAM

NIM : 09.21.029

Hari / tanggal : JUMAT / 21 - 2 - 2014

Perbaikan materi Skripsi meliputi :

- tul geser.
- perhitungan baya dukung.

erbaikan Skripsi harus diselesaikan **selambatnya 14 hari** terhitung sejak pelaksanaan Ujian laksanakan. **Bila melebihi** masa 14 hari, maka **tidak dapat diikutkan Yudisium**.

igas Akhir telah diperbaiki dan disetujui :

Malang, _____ 20
Dosen Penguji

(_____)

Malang, _____ 20
Dosen Penguji

(_____)

DAFTAR SIMBOL – SIMBOL PRIMER YANG DIPAKAI DALAM TEKS

Bagaimana pun, daftar ini tak lengkap. Simbol – simbol ini biasanya diidentifikasi menurut pemakaian bila pemakaiannya berbeda dari yang diberikan berikut. Tidak semua tulisan di bawah garis (subscript) yang diperlihatkan.

Ap : Luas penampang dasar tiang

A_g : Luas penampang kolom berlubang

A_g^1 : Luas penampang kolom penuh

A_{st} : Luas tulangan penampang baja

(a_b) : Lebar daerah tekan

C_i : Faktor respon gempa

c_u : Kohesi tanah (kN/m^2)

D : Diameter tiang (m)

D_s : Diameter luar lingkaran tulangan terluar dari pusat ke pusat

(e_b) : Eksentrisitas beton

(e) : Eksentrisitas beban

f'c : Mutu beton

f_y : Mutu baja

f_s : Gesekan selimut tiang (kg/m^2)

(f_s') : Tegangan tekan tulangan baja

I : Faktor keutamaan gedung

L : Panjang tiang (cm)

M : Jumlah baris tiang arah X

(M_{ub}): Moment ultimate beton

Mx : Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu X

My : Momen yang bekerja pada bidang yang tegak lurus sumbu Y

N : Nilai SPT

n : Jumlah tiang per-baris arah Y

Nb : Nilai N SPT pada elevasi dasar tiang

nx : Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu x

ny : Banyaknya tiang dalam satu baris dalam arah sumbu y

η : Efisiensi kelompok tiang

p : Keliling penampang tiang (cm)

Q_{pg} : Daya dukung kelompok tiang

P_{max} : Beban maksimum yang diterima oleh tiang

(P_{ub}) : Pemeriksaan beban ultimate beton

(ρ_g) : Rasio penulangan memanjang

Qltiang: Daya dukung satu tiang

Q_s : Daya dukung ultimit selimut tiang (kg)

Qu : Daya dukung tanah

Qa : Daya dukung ijin tanah

qc : Tahanan konus (kg/cm^2)

R : Faktor reduksi gempa

S : Jarak antar tiang (m)

T : Waktu getar alami fundamental struktur gedung

V : Gaya geser rencana total akibat beban gempa

Wt : Berat total gedung, termaksuk beban hidup yang sesuai

X_{max}: Absis terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

Y_{max} : Ordinat terjauh tiang terhadap titik berat kelompok tiang

α : Faktor adhesi

$\sum V$: Jumlah total beban normal

$\sum X^2$: Jumlah kuadrat absis-absis tiang

$\sum Y^2$: Jumlah kuadrat ordinat-ordinat tiang

z_i : Ketinggian lantai tingkat ke – i

w : Kadar air jernih, dalam persen terhadap berat kering

γd : Berat volume tanah kering

γ : Berat volume tanah basah

UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
Jl. Raya Tlogomas 246 Malang Telp. 0341-464318 Psw.176

Nomor : 091 / LABMT / UMM / VI / 2010
Lampiran : 1 (satu) set Laporan
Perihal : Laporan Penyelidikan Tanah

Kepada : Yth. Direktur PT. Citra Gading Utama
Di - Tempat

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dengan hormat, memenuhi permintaan PT. Citra Gading Utama, bersama ini kami sampaikan LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH pada rencana pembangunan Gedung Pasar Dinoyo Kota Malang.

Penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan sondir sebanyak 6 (enam) titik. Penyelidikan sondir telah dilaksanakan pada tanggal 6 dan 7 Juni 2010.

Kami senantiasa siap membantu kiranya ada hal-hal yang memerlukan penjelasan lebih lanjut. Demikian laporan ini kami sampaikan. Atas kerja samanya kami mengucapkan terima kasih

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Malang, 8 Juni 2010
An. Ka. Laboratorium

UNIV. MUHAMMADIYAH - MALANG
-MEKTAN
-GEODESI
-BETON
-JALAN RAYA
-HIDROLIKA
LABORATORIUM TEKNIK SIPIL

Drs. Zainudin

UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH
Jl. Raya Tlogomas 246 Malang Telp. 0341-464318 Psw.176

Nomor : [illegible] / LABMT / UMM / VI / 2010
Lampiran : 1 (satu) set Laporan
Perihal : Laporan Penyelidikan Tanah

Kepada : Ym. Direktur PT. Citra Gading Utama
Di - Tempat

Assalamu'alaikum Wr.Wb.

Dengan hormat, memenuhi permintaan PT. Citra Gading Utama, bersama ini kami sampaikan LAPORAN PENYELIDIKAN TANAH pada rencana pembangunan Gedung Pasar Dinoyo Kota Malang.

Penyelidikan tanah yang dilakukan adalah penyelidikan sondir sebanyak 5 (enam) titik. Penyelidikan sondir telah dilaksanakan pada tanggal 6 dan 7 Juni 2010

Kami senantiasa siap membantu kiranya ada hal-hal yang memerlukan penjelasan lebih lanjut. Demikian laporan ini kami sampaikan. Atas kerja sama nya kami mengucapkan terima kasih

Wassalamu'alaikum Wr.Wb.

Malang, 8 Juni 2010
An. Ka. Laboratorium

Drs. Zainudin

1. PENDAHULUAN

Untuk memperoleh informasi tentang kondisi lapisan tanah, terutama untuk menentukan prakiraan daya dukung pondasi (*bearing capacity*), maka di lokasi rencana Bangunan Pasar Dinoyo, kota Malang, telah dilakukan pengujian sondir sebanyak 6 (enam) titik uji. Pengujian dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah Universitas Muhammadiyah Malang

2. JENIS DAN STANDART PENGUJIAN

2.1 UMUM

Secara umum pelaksanaa pengujian lapangan yang seluruhnya dikerjakan di lokasi proyek, mengikuti shtandar pengujian yang dipublikasikan oleh American Society of Testing Material (ASTM).

2.2 UJI SONDIR

Pengujian sondir dilakukan di 3 (tiga) titik yang berada di lokasi rencana bangunan (lihat gambar pada embar lampiran 1). Jenis alat sondir yang digunakan adalah sondir mekanis bikonus (*Dutch Cone Penetrometer*) dengan luas proyeksi horizontal ujung konus adalah 10 cm^2, dan luas bidang geser (*sleeve*) adalah 100 cm^2.

Pemberian gaya menggunakan system penekan hidrolis dengan luas torak 10 cm^2, sedangkan pengukuran gaya yang dilakukan untuk interval kedalaman 0,20 meter, menggunakan dua buah manometer berskala 0-250 kg/cm^2. Metode pengujian mengikuti aturan ASTM D 3441-86.

3. HASIL PENYELIDIKAN TANAH

Hasil pengujian sondir menunjukkan bahwa lapisan tanah yang sangat kaku (*very stiff*, qc < 200 kg/cm^2) didapatkan pada kedalaman sekitar 3 meter dari permukaan tanah. Sedangkan lapisan tanah keras (*hard*, qc > 200 kg/cm^2) didapatkan pada kedalaman lebih dari 4 meter dari permukaan tanah. Rangkuman hasil sondir seperti Tabel 1.

Tabel 1. Rangkuman Hasil Tes Sondir

Kedalaman (m)	Rata-rata Nilai Konus (kg/cm^2)					
	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6
0	0	0	0	0	0	0
20	38	25	40	18	48	50
40	18	20	32	10	24	20
60	20	19	11	20	24	12
80	18	20	10	10	24	13
100	19	16	12	16	22	13
120	18	17	20	24	24	12
140	20	20	26	22	24	24
160	20	28	30	28	28	22
180	22	28	26	30	24	22

PENDAHULUAN

Untuk memperoleh informasi tentang kondisi lapisan tanah, tertentu untuk menentukan prakiraan ya dukung pondasi (bearing capacity), maka di lokasi rencana Bangunan Pasar Dinoyo, Kota Malang, telah akukan pengujian sondir sebanyak 6 (enam) titik uji. Pengujian dilakukan oleh Laboratorium Mekanika Tanah niversitas Muhammadiyah Malang.

JENIS DAN STANDART PENGUJIAN

1 UMUM

Secara umum pelaksanaa pengujian lapangan yang selumbrya dilakukan di lokasi proyek, mengikuti tandar pengujian yang dipublikasikan oleh American Society of Testing Materials (ASTM).

2 UJI SONDIR

Pengujian sondir dilakukan di 3 (tiga) titik yang berada di lokasi rencana bangunan (lihat gambar pada mbar lampiran 1). Jenis alat sondir yang digunakan adalah sondir mekanis Dikonus (*Dutch Cone enetrometer*) dengan luas proyeksi horizontal ujung konus adalah 10 cm², dan luas bidang gesor (sleeve) lalah 100 cm².

Pemberian gaya menggunakan system penekan hidrolis dengan luas torak 10 cm², sedangkan ngukuran gaya yang dilakukan untuk interval kedalaman 0.20 meter, menggunakan dua buah manometer rskala 0-250 kg/cm². Metode pengujian mengikuti aturan ASTM D 3441-95.

HASIL PENYELIDIKAN TANAH

Hasil pengujian sondir menunjukkan bahwa lapisan tanah yang sangat kaku (very stiff, qc < 200 g/cm²) didapatkan pada kedalaman sekitar 3 meter dari permukaan tanah. Sedangkan lapisan tanah keras ant, qc > 200 kg/cm²) didapatkan pada kedalaman lebih dari 4 meter dari permukaan tanah. Rangkuman asil sondir seperti Tabel 1.

abel 1. Rangkuman Hasil Tes Sondir

Kedalaman	Data-rata Nilai Konus (kg/cm²)					
(m)	SD-1	SD-2	SD-3	SD-4	SD-5	SD-6
0	0	0	0	0	0	0
20	38	25	40	18	45	50
40	18	20	32	10	24	20
60	20	19	11	30	24	12
80	18	20	10	10	24	13
100	19	16	12	16	22	15
120	16	17	20	24	24	12
140	20	20	26	22	30	24
160	20	28	30	28	28	22
180	22	28	26	30	24	12

200	20	30	30	22	20	30
220	20	28	28	18	18	29
240	20	28	28	18	22	22
260	20	23	31	16	18	20
280	18	18	23	12	15	18
300	18	17	18	12	12	20
320	14	20	18	13	16	14
340	12	20	16	14	35	26
360	10	20	16	18	85	80
380	20	18	16	75	90	130
400	40	19	14	110	50	80
420	120	20	18	250	30	140
440	140	25	40		85	40
460	250	30	50		75	20
480		70	100		95	35
500		55	110		100	75
520		30	40		110	250
540		30	20		250	
560		30	45			
580		45	40			
600		70	100			
620		80	150			
640		145	250			
660		150				
680		160				
700		250				

4. PERKIRAAN DAYA DUKUNG PONDASI

Pondasi dalam (strauzt / sumuran dan tiang pancang)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah meliputi daya dukung ujung pondasi (end bearing) dan daya dukung lekatan (friction) pada selimut dengan rumusan sebagai berikut;

Daya dukung batas ujung pondasi (end bearing)

$Q_b = A_b q_p$

Q_b = Daya dukung batas ujung pondasi

q_p = Harga rata-rata nilai konus di ujung pondasi yaitu nilai rata-rata konus sepanjang 3 X diameter pondasi diatas ujung pondasi hingga 1 X diameter dibawah ujung pondasi.

A_b = Luas ujung pondasi

Daya dukung batas kulit pondasi (lekatan / friction), hanya berlaku untuk pondasi tiang pancang

$Q_f = A_s f_s$

Q_f = Daya dukung kulit pondasi

$f_s = q_c/200$ Unit skin friction (kg/cm^2)

A_s = Luas kulit pondasi yaitu keliling penampang pondasi dikalikan panjang pondasi.

I. PERKIRAAN DAYA DUKUNG PONDASI

Pondasi dalam (sumuran / sumuran dan tiang pancang)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah meliputi daya dukung ujung pondasi (end bearing) dan daya dukung lekatan (friction) pada selimut dengan rumusan sebagai berikut:

Daya dukung batas ujung pondasi (end bearing)

$Q_b = A_b q_b$

Q_b = Daya dukung batas ujung pondasi

q_b = Harga rata-rata nilai konus di ujung pondasi yaitu nilai rata-rata konus sepanjang 3 X diameter pondasi diatas ujung pondasi hingga 1 X diameter dibawah ujung pondasi.

A_b = Luas ujung pondasi

Daya dukung batas kulit pondasi (lekatan / friction), hanya berlaku untuk pondasi tiang pancang

$Q_f = A_s f_s$

Q_f = Daya dukung kulit pondasi

f_s = $q_c/200$ Unit skin friction (kg/cm²)

A_s = Luas kulit pondasi yaitu keliling penampang pondasi dikalikan panjang pondasi.

dukung batas pondasi adalah :

$Q_u = Q_b + Q_f$

(perhitungan daya dukung pondasi ijin adalah

$Q = Qu / SF$

SF = Safety Factor (=5)

lasi telapak (footplate)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah pada ujung pondasi telapak (end bearing) dengan rumusan jai berikut;

$_{ft} = (qc/20).5,14 + \gamma.d$

$_{in} = q_{ult}/SF$

q_{ult} = Daya dukung tanah ujung pondasi

qc = Nilai konus

γ = Berat jenis tanah

D = kedalaman tanah di ujung pondasi

SF= Safety Factor (=3)

ESIMPULAN DAN SARAN

KESIMPULAN

a. Secara umum hasil pengujian sondir (SD-1, SD-2, SD-3, SD-4, SD-5 dan SD-6) menunjukkan kedalaman tanah keras lebih dari 4 m.

b. Lapisan tanah sangat kaku (*very stiff*) didapat pada kedalaman lebih dari 3 m dari permukaan tanah dan lapisan tanah keras (*hard*) didapat pada kedalaman lebih dari 4,0 m dari permukaan tanah.

ARAN dan REKOMENDASI

Dari data sondir yang telah dilakukan, pondasi yang paling cocok dengan kondisi setempat adalah gunakan pondasi straust (sumuran) sedalam 7m dari tanah asli dengan menggunakan formulasi rumus tersaji di bab sebelumnya.

Berikut disajikan tabel daya dukung pondasi menggunakan tipe sumuran.

l 2. Kapasitas pondasi

ameter (cm)	Luas (A) (cm^2)	nilai konus (q) kg/cm^2	kapasitas end bearing (Q) (SF=3) ton
25	490.625	200	32.7
30	706.5	200	47.1
40	1256	200	83.7
50	1962.5	200	130.8
60	2826	200	188.4

a dukung batas pondasi adalah :

$Q_u = Q_{ult} + Q_i$

ik nomitungan daya dukung pondasi jika adalah

$Q = Q_u / SF$

SF = Safety Factor (-5)

dasi telapak (footplate)

Perkiraan kapasitas daya dukung tanah pada ujung pondasi terbeak (end bearing) dengan rumusan

gai berikut:

$_{ult} = (qc/20).5,14 + \gamma.d$

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

q_{ult} = Daya dukung tanah ujung pondasi

qc = Nilai konus

γ = Berat jenis tanah

D = kedalaman tanah di ujung pondasi

SF= Safety Factor (-3)

ESIMPULAN DAN SARAN

KESIMPULAN

a.Secara umum hasil pengujian sondir (SD-1, SD-2, SD-3, SD-4, SD-5 dan SD-6) menunjukkan kedalaman tanah keras lebih dari 4 m.

b.Lapisan tanah sangat kaku (very stiff) didapat pada kedalaman lebih dari 3 m dari permukaan tanah dan lapisan tanah keras (hard) didapat pada kedalaman lebih dari 4.0 m dari permukaan tanah.

SARAN dan REKOMENDASI

Dari data sondir yang telah dilakukan, pondasi yang paling cocok dengan kondisi setempat adalah ggunakan pondasi strauss (sumuran) sedalam 7m dari tanah asli dengan menggunakan formulasi rumus tersaji di bab sebelumnya.

Berikut disajikan tabel daya dukung pondasi menggunakan tipe sumuran.

al 2. Kapasitas pondasi

ameter (cm)	Luas (A) (cm²)	nilai konus (q) kg/cm²	kapasitas end bearing (Q) (SF=3) ton
25	490.625	200	32.7
30	706.5	200	47.1
40	1256	200	83.7
50	1962.5	200	130.8
60	2826	200	188.4

UNIVERSITAS MUHAMMADIYA MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

EK : Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
TIK : SD - 3
GAL : 6,7-6-2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

PENYONDIRAN
PB – 0101 – 76

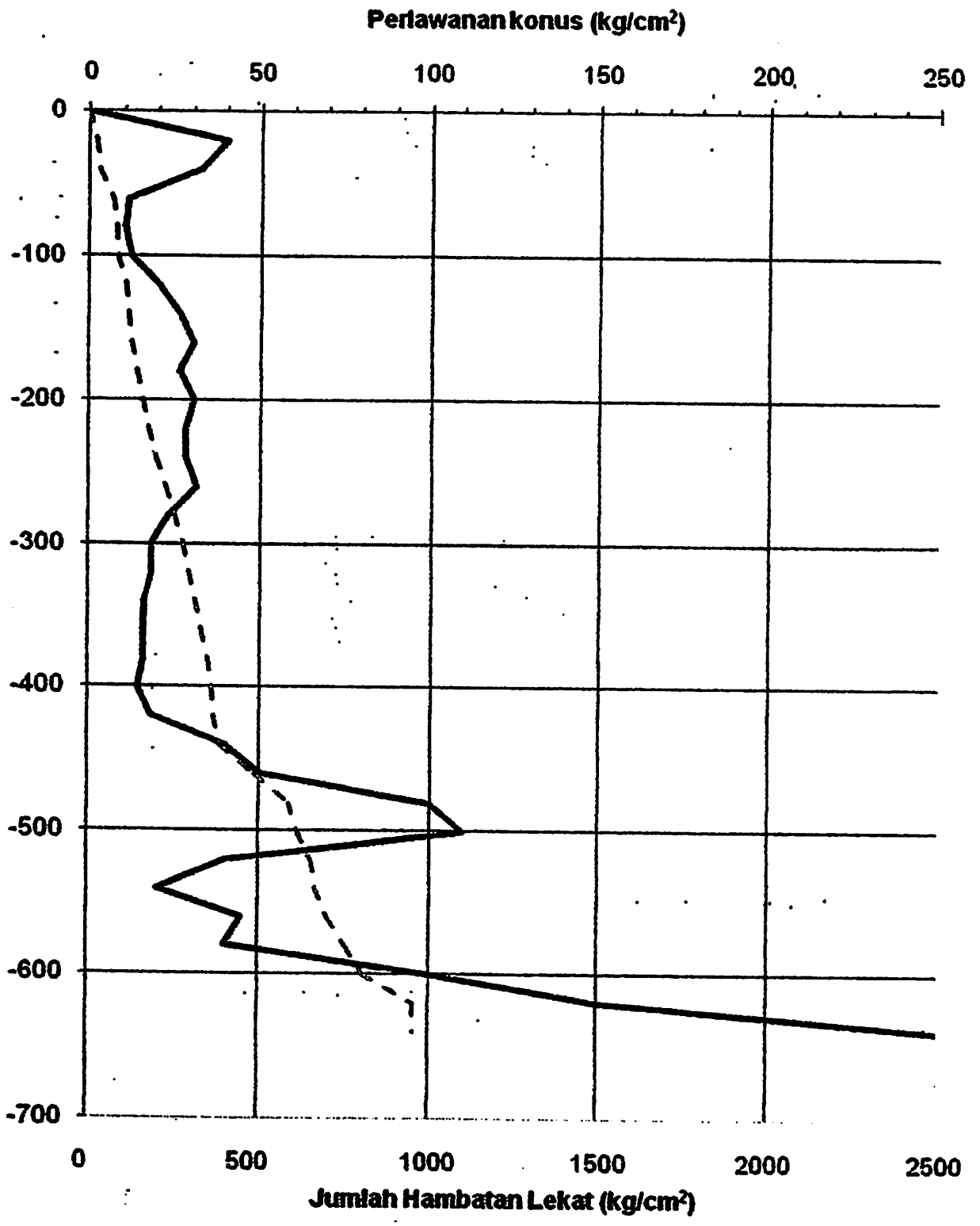
alaman MT (m)	Perlawanan Penetrasi Konus (PK) (kg/cm²)	Jumlah Perlawanan (JP) (kg/cm²)	Hambatan Lekat : HL=JP – PK (kg/cm²)	HL x 20/10 (kg/cm²)	Jumlah Hambatan Lekat (JHL) (kg/cm²)	Hambatan Setempat HS=hL/20 (kg/cm²)
).00	0	0	0	0	0	0
).20	40	50	10	20	20	0.5
).40	32	36	4	8	28	0.2
).60	11	30	19	38	66	0.95
).80	10	16	6	12	78	0.3
1.00	12	14	2	4	82	0.1
1.20	20	30	10	20	102	0.5
1.40	26	30	4	8	110	0.2
1.60	30	36	6	12	122	0.3
1.80	26	34	8	16	138	0.4
2.00	30	38	8	16	154	0.4
2.20	28	36	8	16	170	0.4
2.40	28	40	12	24	194	0.6
2.60	31	45	14	28	222	0.7
2.80	23	35	12	24	246	0.6
3.00	18	32	14	28	274	0.7
3.20	18	26	8	16	290	0.4
3.40	16	24	8	16	306	0.4
3.60	16	26	10	20	326	0.5
3.80	16	25	9	18	344	0.45
4.00	14	20	6	12	356	0.3
4.20	18	22	4	8	364	0.2
4.40	40	50	10	20	384	0.5
4.60	50	100	50	100	484	2.5
4.80	100	150	50	100	584	2.5
5.00	110	125	15	30	614	0.75
5.20	40	60	20	40	654	1
5.40	20	25	5	10	664	0.25
5.60	45	65	20	40	704	1
5.80	40	65	25	50	754	1.25
6.00	100	125	25	50	804	1.25
6.20	150	225	75	150	954	3.75
6.40	250	250	0	0	954	0

UNIVERSITAS MUHAMMADIYAH MALANG
FAKULTAS TEKNIK JURUSAN SIPIL
LABORATORIUM MEKANIKA TANAH

: Pembangunan Pasar Dinoyo, Malang
: SD - 3
: 6,7–6–2010

DIKERJAKAN : ZAINUDIN
DIHITUNG : AFS

GRAFIK PENYONDIRAN



```
 SPACE
 JOB INFORMATION
AME SKRIPSI
LIENT Muh. Ardho Qaulam
EER DATE 30-Dec-13
OB INFORMATION
 WIDTH 79
METER KG
 COORDINATES
 0; 2 8 0 0; 3 16 0 0; 4 23.4 0 0; 5 0 3 0; 6 8 3 0; 7 16 3 0; 8 23.4 3 0;
 0; 10 8 6 0; 11 16 6 0; 12 23.4 6 0; 13 0 10 0; 14 8 10 0; 15 16 10 0;
.4 10 0; 17 0 14 0; 18 8 14 0; 19 16 14 0; 20 23.4 14 0; 21 -2 10 0;
 14 0; 23 -2 3 0; 24 -2 6 0;
R INCIDENCES
; 5 2 6; 6 3 7; 7 4 8; 8 5 6; 9 6 7; 10 7 8; 11 5 9; 12 6 10; 13 7 11;
12; 15 9 10; 16 10 11; 17 11 12; 18 9 13; 19 10 14; 20 11 15; 21 12 16;
 14; 23 14 15; 24 15 16; 25 13 17; 26 14 18; 27 15 19; 28 16 20; 29 17 18;
 19; 31 19 20; 32 13 21; 33 17 22; 34 5 23; 35 9 24;
E MATERIAL START
OPIC CONCRETE
1467e+009
ON 0.17
TY 2402.62
 1e-005
).05
EFINE MATERIAL
ANTS
AL CONCRETE MEMB 4 TO 35
 PROPERTY AMERICAN
 11 TO 14 18 TO 21 25 TO 28 PRIS YD 0.5 ZD 0.5
.0 15 TO 17 22 TO 24 29 TO 35 PRIS YD 0.7 ZD 0.4
RTS
 FIXED
 BEBAN MATI
 LOAD
 GY -1401
 GY -1124
 GY -211.58 0 2.5
 GY -809.649 2.5
 GY -2095.99
 GY -2026.74
 GY -1593
 GY -1008
 GY -170.4 0 2.5
 GY -652.066 2.5
 GY -1720
 GY -1630.6
 GY -1124
 GY -1720
 GY -1720
 GY -1630.6
 GY -1008
 GY -1488
 GY -1488
 GY -1416
LOAD
-3367.9
6643.17
11198.3
11080
10095.4
 LOAD
GY -5541.33 4
GY -2821.5 2.5
GY -5541.33 4
 GY -5304.76 3.7
LOAD
-3787
6847
-10286.9
-10803.3
-11297.9
 LOAD
 GY -4652 4
 GY -2821.5 2.5
 GY -9867.73 4
 GY -9494.78 3.7
LOAD
-8806.23
-7910.4
-10989.7
-10803.3
```

```
-11297.9
 LOAD
 GY -9867.73 4
 GY -9867.73 4
 GY -10225.1 3.7
LOAD
-5049
-6936
-9416
-9265.82
-7384.82
 LOAD
 GY -8294 4
 GY -8294 4
 GY -7993.63 3.7
 BEBAN HIDUP
 LOAD
 GY -166.667
GY -333.333
GY -189.333 0 2.5
GY -452.824 2.5
GY -876.953
 GY -838.221
 GY -266.667
 GY -533.333
 GY -189.333 0 2.5
 GY -724.518 2.5
 GY -666.667
 GY -616.667
 GY -333.333
 GY -666.667
 GY -666.667
 GY -616.667
 GY -560
 GY -1120
 GY -1120
 GY -1036
LOAD
591.667
569.44
638.89
572.73
253.29
 LOAD
Y -2555.56 4
Y -1125 2.5
Y -2555.56 4
GY -3230.99 3.7
OAD
946.667
511.11
5972.22
4417.93
2156.82
LOAD
GY -4088.89 4
GY -1800 2.5
GY -4522.22 4
GY -4313.63 3.7
OAD
1313.89
2800
4522.22
4417.93
2156.82
LOAD
GY -4522.22 4
GY -4522.22 4
GY -4313.63 3.7
OAD
2207.33
1704
7597.33
7422.12
8623.45
LOAD
Y -7597.33 4
Y -7597.33 4
Y -7246.91 3.7
EBAN GEMPA
AD
23.4
```

```
724.3
23180
73087
MB 4 1.2 D + 1.6 L
 1.6
MB 5 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E
 1.0 3 1.0
MB 6 1.2 D + 1.0 L - 1.0 E
 1.0 3 -1.0
MB 7 0.9 D + 1.0 E
 1.0
MB 8 0.9 D -1.0 E
 -1.0
 ANALYSIS
ONCRETE DESIGN
[
COLUMN 4 TO 7 11 TO 14 18 TO 21 25 TO 28
BEAM 8 TO 10 15 TO 17 22 TO 24 29 TO 35
+006 MEMB 4 TO 35
5e+007 MEMB 4 TO 35
.4e+007 ALL
CRETE DESIGN
```

Beam End Forces

Sign convention is as the action of the joint on the beam.

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
4	1	1:BEBAN MAT	104E 3	-1.76E 3	0.000	0.000	0.000	-20.174
		2:BEBAN HIDU	43.8E 3	-971.817	0.000	0.000	0.000	-10.279
		3:BEBAN GEN	-149E 3	85.8E 3	0.000	0.000	0.000	1.69E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	194E 3	-3.66E 3	0.000	0.000	0.000	-40.656
		5:1.2 D + 1.0 L	19E 3	82.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.65E 3
1→		6:1.2 D + 1.0 L	317E 3	-88.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.72E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-55.9E 3	84.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.67E 3
		8:0.9 D -1.0 E	242E 3	-87.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.7E 3
	5	1:BEBAN MAT	-104E 3	1.76E 3	0.000	0.000	0.000	-31.485
		2:BEBAN HIDU	-43.8E 3	971.817	0.000	0.000	0.000	-18.311
		3:BEBAN GEN	149E 3	-85.8E 3	0.000	0.000	0.000	836.838
		4:1.2 D + 1.6 L	-194E 3	3.66E 3	0.000	0.000	0.000	-67.081
		5:1.2 D + 1.0 L	-19E 3	-82.7E 3	0.000	0.000	0.000	780.744
		6:1.2 D + 1.0 L	-317E 3	88.8E 3	0.000	0.000	0.000	-892.932
		7:0.9 D + 1.0 E	55.9E 3	-84.2E 3	0.000	0.000	0.000	808.501
		8:0.9 D -1.0 E	-242E 3	87.3E 3	0.000	0.000	0.000	-865.175
5	2	1:BEBAN MAT	130E 3	-142.717	0.000	0.000	0.000	-4.742
		2:BEBAN HIDU	72E 3	-111.047	0.000	0.000	0.000	-1.671
		3:BEBAN GEN	26.6E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	1.91E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	271E 3	-348.936	0.000	0.000	0.000	-8.365
		5:1.2 D + 1.0 L	254E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	1.9E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	201E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	-1.92E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	143E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	1.91E 3
		8:0.9 D -1.0 E	90.2E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	-1.92E 3
	6	1:BEBAN MAT	-130E 3	142.717	0.000	0.000	0.000	0.544
		2:BEBAN HIDU	-72E 3	111.047	0.000	0.000	0.000	-1.596
		3:BEBAN GEN	-26.6E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	1.32E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-271E 3	348.936	0.000	0.000	0.000	-1.901
		5:1.2 D + 1.0 L	-254E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	1.32E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-201E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	-1.32E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-143E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	1.32E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-90.2E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	-1.32E 3
6	3	1:BEBAN MAT	131E 3	-154.371	0.000	0.000	0.000	-4.339
		2:BEBAN HIDU	66.2E 3	-25.512	0.000	0.000	0.000	-0.593
		3:BEBAN GEN	-43.7E 3	111E 3	0.000	0.000	0.000	1.91E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	264E 3	-226.064	0.000	0.000	0.000	-6.156
		5:1.2 D + 1.0 L	180E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	1.91E 3
3→		6:1.2 D + 1.0 L	268E 3	-111E 3	0.000	0.000	0.000	-1.92E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	74.5E 3	110E 3	0.000	0.000	0.000	1.91E 3
		8:0.9 D -1.0 E	162E 3	-111E 3	0.000	0.000	0.000	-1.92E 3
	7	1:BEBAN MAT	-131E 3	154.371	0.000	0.000	0.000	-0.203
		2:BEBAN HIDU	-66.2E 3	25.512	0.000	0.000	0.000	-0.157
		3:BEBAN GEN	43.7E 3	-111E 3	0.000	0.000	0.000	1.34E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-264E 3	226.064	0.000	0.000	0.000	-0.495
		5:1.2 D + 1.0 L	-180E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	1.34E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-268E 3	111E 3	0.000	0.000	0.000	-1.34E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-74.5E 3	-110E 3	0.000	0.000	0.000	1.34E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-162E 3	111E 3	0.000	0.000	0.000	-1.34E 3

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial Fx (kg)	Shear Fy (kg)	Shear Fz (kg)	Torsion Mx (kNm)	Bending My (kNm)	Bending Mz (kNm)
7	4	1:BEBAN MAT	76.9E 3	2.05E 3	0.000	0.000	0.000	17.026
		2:BEBAN HIDU	29.4E 3	1.11E 3	0.000	0.000	0.000	10.362
		3:BEBAN GEM	166E 3	86.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.68E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	139E 3	4.24E 3	0.000	0.000	0.000	37.010
		5:1.2 D + 1.0 L	288E 3	89.8E 3	0.000	0.000	0.000	1.71E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-44.5E 3	-82.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.65E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	235E 3	88E 3	0.000	0.000	0.000	1.69E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-97E 3	-84.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.66E 3
	8	1:BEBAN MAT	-76.9E 3	-2.05E 3	0.000	0.000	0.000	43.374
		2:BEBAN HIDU	-29.4E 3	-1.11E 3	0.000	0.000	0.000	22.246
		3:BEBAN GEM	-166E 3	-86.2E 3	0.000	0.000	0.000	859.216
		4:1.2 D + 1.6 L	-139E 3	-4.24E 3	0.000	0.000	0.000	87.643
		5:1.2 D + 1.0 L	-288E 3	-89.8E 3	0.000	0.000	0.000	933.512
		6:1.2 D + 1.0 L	44.5E 3	82.6E 3	0.000	0.000	0.000	-784.921
		7:0.9 D + 1.0 E	-235E 3	-88E 3	0.000	0.000	0.000	898.253
		8:0.9 D -1.0 E	97E 3	84.3E 3	0.000	0.000	0.000	-820.179
8	5	1:BEBAN MAT	-667.945	11.2E 3	0.000	0.000	0.000	165.705
		2:BEBAN HIDU	-1.51E 3	4.53E 3	0.000	0.000	0.000	64.641
		3:BEBAN GEM	10.9E 3	-43.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.82E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-3.22E 3	20.7E 3	0.000	0.000	0.000	302.271
		5:1.2 D + 1.0 L	8.56E 3	-25.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.56E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-13.2E 3	61.7E 3	0.000	0.000	0.000	2.09E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	10.3E 3	-33.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.67E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-11.5E 3	53.8E 3	0.000	0.000	0.000	1.97E 3
	6	1:BEBAN MAT	667.945	11.1E 3	0.000	0.000	0.000	-164.631
		2:BEBAN HIDU	1.51E 3	4.79E 3	0.000	0.000	0.000	-73.613
		3:BEBAN GEM	-10.9E 3	43.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.61E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	3.22E 3	21E 3	0.000	0.000	0.000	-315.338
		5:1.2 D + 1.0 L	-8.56E 3	61.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.88E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	13.2E 3	-25.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.34E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-10.3E 3	53.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.76E 3
		8:0.9 D -1.0 E	11.5E 3	-33.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.46E 3
9	6	1:BEBAN MAT	-1.58E 3	11.5E 3	0.000	0.000	0.000	176.036
		2:BEBAN HIDU	-835.884	4.78E 3	0.000	0.000	0.000	70.677
		3:BEBAN GEM	14.4E 3	-35.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.42E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-3.24E 3	21.4E 3	0.000	0.000	0.000	324.327
		5:1.2 D + 1.0 L	11.6E 3	-17.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.13E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-17.1E 3	54.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.7E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	12.9E 3	-25.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.26E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-15.8E 3	46.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.57E 3
	7	1:BEBAN MAT	1.58E 3	10.9E 3	0.000	0.000	0.000	-152.843
		2:BEBAN HIDU	835.884	4.79E 3	0.000	0.000	0.000	-70.882
		3:BEBAN GEM	-14.4E 3	35.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.4E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	3.24E 3	20.7E 3	0.000	0.000	0.000	-296.823
		5:1.2 D + 1.0 L	-11.6E 3	53.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.66E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	17.1E 3	-18.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.15E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-12.9E 3	45.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.54E 3
		8:0.9 D -1.0 E	15.8E 3	-26.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.26E 3
10	7	1:BEBAN MAT	-1.82E 3	11E 3	0.000	0.000	0.000	160.808

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		2:BEBAN HIDU	-870.247	5.01E 3	0.000	0.000	0.000	72.493
		3:BEBAN GEM	19.2E 3	-49E 3	0.000	0.000	0.000	-1.67E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-3.57E 3	21.3E 3	0.000	0.000	0.000	308.959
		5:1.2 D + 1.0 L	16.1E 3	-30.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.4E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-22.2E 3	67.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.93E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	17.6E 3	-39.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.52E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-20.8E 3	58.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.81E 3
	8	1:BEBAN MAT	1.82E 3	9.27E 3	0.000	0.000	0.000	-97.062
		2:BEBAN HIDU	870.247	4.42E 3	0.000	0.000	0.000	-50.959
		3:BEBAN GEM	-19.2E 3	49E 3	0.000	0.000	0.000	-1.89E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	3.57E 3	18.2E 3	0.000	0.000	0.000	-198.009
		5:1.2 D + 1.0 L	-16.1E 3	64.5E 3	0.000	0.000	0.000	-2.05E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	22.2E 3	-33.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.72E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-17.6E 3	57.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.97E 3
		8:0.9 D -1.0 E	20.8E 3	-40.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.8E 3
11	5	1:BEBAN MAT	79.5E 3	-2.42E 3	0.000	0.000	0.000	-40.686
		2:BEBAN HIDU	36.7E 3	-2.48E 3	0.000	0.000	0.000	-31.456
		3:BEBAN GEM	-105E 3	64.1E 3	0.000	0.000	0.000	986.554
		4:1.2 D + 1.6 L	154E 3	-6.88E 3	0.000	0.000	0.000	-99.152
		5:1.2 D + 1.0 L	26.9E 3	58.7E 3	0.000	0.000	0.000	906.275
		6:1.2 D + 1.0 L	238E 3	-69.5E 3	0.000	0.000	0.000	-1.07E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-33.7E 3	61.9E 3	0.000	0.000	0.000	949.936
		8:0.9 D -1.0 E	177E 3	-66.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.02E 3
	9	1:BEBAN MAT	-79.5E 3	2.42E 3	0.000	0.000	0.000	-30.625
		2:BEBAN HIDU	-36.7E 3	2.48E 3	0.000	0.000	0.000	-41.552
		3:BEBAN GEM	105E 3	-64.1E 3	0.000	0.000	0.000	899.420
		4:1.2 D + 1.6 L	-154E 3	6.88E 3	0.000	0.000	0.000	-103.234
		5:1.2 D + 1.0 L	-26.9E 3	-58.7E 3	0.000	0.000	0.000	821.118
		6:1.2 D + 1.0 L	-238E 3	69.5E 3	0.000	0.000	0.000	-977.722
		7:0.9 D + 1.0 E	33.7E 3	-61.9E 3	0.000	0.000	0.000	871.857
		8:0.9 D -1.0 E	-177E 3	66.3E 3	0.000	0.000	0.000	-926.983
12	6	1:BEBAN MAT	96E 3	-1.06E 3	0.000	0.000	0.000	-11.949
		2:BEBAN HIDU	57.8E 3	562.834	0.000	0.000	0.000	4.532
		3:BEBAN GEM	18.8E 3	113E 3	0.000	0.000	0.000	1.7E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	208E 3	-368.734	0.000	0.000	0.000	-7.088
		5:1.2 D + 1.0 L	192E 3	113E 3	0.000	0.000	0.000	1.69E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	154E 3	-114E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	105E 3	112E 3	0.000	0.000	0.000	1.69E 3
		8:0.9 D -1.0 E	67.6E 3	-114E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
	10	1:BEBAN MAT	-96E 3	1.06E 3	0.000	0.000	0.000	-19.169
		2:BEBAN HIDU	-57.8E 3	-562.834	0.000	0.000	0.000	12.027
		3:BEBAN GEM	-18.8E 3	-113E 3	0.000	0.000	0.000	1.64E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-208E 3	368.734	0.000	0.000	0.000	-3.760
		5:1.2 D + 1.0 L	-192E 3	-113E 3	0.000	0.000	0.000	1.63E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-154E 3	114E 3	0.000	0.000	0.000	-1.65E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-105E 3	-112E 3	0.000	0.000	0.000	1.62E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-67.6E 3	114E 3	0.000	0.000	0.000	-1.66E 3
13	7	1:BEBAN MAT	98.4E 3	-388.922	0.000	0.000	0.000	-7.762
		2:BEBAN HIDU	51.8E 3	-59.874	0.000	0.000	0.000	-1.454

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial Fx (kg)	Shear Fy (kg)	Shear Fz (kg)	Torsion Mx (kNm)	Bending My (kNm)	Bending Mz (kNm)
		3:BEBAN GEM	-30.6E 3	115E 3	0.000	0.000	0.000	1.73E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	201E 3	-562.505	0.000	0.000	0.000	-11.642
		5:1.2 D + 1.0 L	139E 3	115E 3	0.000	0.000	0.000	1.72E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	201E 3	-116E 3	0.000	0.000	0.000	-1.74E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	58E 3	115E 3	0.000	0.000	0.000	1.72E 3
		8:0.9 D -1.0 E	119E 3	-116E 3	0.000	0.000	0.000	-1.74E 3
	11	1:BEBAN MAT	-98.4E 3	388.922	0.000	0.000	0.000	-3.680
		2:BEBAN HIDL	-51.8E 3	59.874	0.000	0.000	0.000	-0.307
		3:BEBAN GEM	30.6E 3	-115E 3	0.000	0.000	0.000	1.67E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-201E 3	562.505	0.000	0.000	0.000	-4.907
		5:1.2 D + 1.0 L	-139E 3	-115E 3	0.000	0.000	0.000	1.66E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-201E 3	116E 3	0.000	0.000	0.000	-1.67E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-58E 3	-115E 3	0.000	0.000	0.000	1.67E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-119E 3	116E 3	0.000	0.000	0.000	-1.67E 3
14	8	1:BEBAN MAT	57.5E 3	3.87E 3	0.000	0.000	0.000	53.687
		2:BEBAN HIDL	22.8E 3	1.98E 3	0.000	0.000	0.000	28.713
		3:BEBAN GEM	117E 3	67E 3	0.000	0.000	0.000	1.03E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	105E 3	7.81E 3	0.000	0.000	0.000	110.365
		5:1.2 D + 1.0 L	209E 3	73.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.12E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-25.4E 3	-60.4E 3	0.000	0.000	0.000	-935.099
		7:0.9 D + 1.0 E	169E 3	70.5E 3	0.000	0.000	0.000	1.08E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-65.4E 3	-63.5E 3	0.000	0.000	0.000	-979.918
	12	1:BEBAN MAT	-57.5E 3	-3.87E 3	0.000	0.000	0.000	60.184
		2:BEBAN HIDL	-22.8E 3	-1.98E 3	0.000	0.000	0.000	29.498
		3:BEBAN GEM	-117E 3	-67E 3	0.000	0.000	0.000	942.472
		4:1.2 D + 1.6 L	-105E 3	-7.81E 3	0.000	0.000	0.000	119.418
		5:1.2 D + 1.0 L	-209E 3	-73.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.04E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	25.4E 3	60.4E 3	0.000	0.000	0.000	-840.753
		7:0.9 D + 1.0 E	-169E 3	-70.5E 3	0.000	0.000	0.000	996.637
		8:0.9 D -1.0 E	65.4E 3	63.5E 3	0.000	0.000	0.000	-888.307
15	9	1:BEBAN MAT	1.63E 3	10.1E 3	0.000	0.000	0.000	157.508
		2:BEBAN HIDL	1.06E 3	7.06E 3	0.000	0.000	0.000	99.120
		3:BEBAN GEM	58.3E 3	-47.9E 3	0.000	0.000	0.000	-2E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	3.66E 3	23.4E 3	0.000	0.000	0.000	347.602
		5:1.2 D + 1.0 L	61.3E 3	-28.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
→		6:1.2 D + 1.0 L	-55.2E 3	67E 3	0.000	0.000	0.000	2.29E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	59.7E 3	-38.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.86E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-56.8E 3	56.9E 3	0.000	0.000	0.000	2.14E 3
	10	1:BEBAN MAT	-1.63E 3	9.49E 3	0.000	0.000	0.000	-143.817
		2:BEBAN HIDL	-1.06E 3	7.55E 3	0.000	0.000	0.000	-108.852
		3:BEBAN GEM	-58.3E 3	47.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.76E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-3.66E 3	23.5E 3	0.000	0.000	0.000	-346.744
		5:1.2 D + 1.0 L	-61.3E 3	66.8E 3	0.000	0.000	0.000	-2.04E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	55.2E 3	-29E 3	0.000	0.000	0.000	1.48E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-59.7E 3	56.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.89E 3
		8:0.9 D -1.0 E	56.8E 3	-39.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.63E 3
16	10	1:BEBAN MAT	1.41E 3	12E 3	0.000	0.000	0.000	190.655
		2:BEBAN HIDL	624.269	5.17E 3	0.000	0.000	0.000	91.288
		3:BEBAN GEM	33.2E 3	-39.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.57E 3

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		4:1.2 D + 1.6 L	2.69E 3	22.7E 3	0.000	0.000	0.000	374.847
		5:1.2 D + 1.0 L	35.5E 3	-20.2E 3	0.000	0.000	0.000	-1.25E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-30.8E 3	59.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.89E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	34.4E 3	-28.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.4E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-31.9E 3	50.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.74E 3
	11	1:BEBAN MAT	-1.41E 3	11.6E 3	0.000	0.000	0.000	-174.445
		2:BEBAN HIDL	-624.269	4.68E 3	0.000	0.000	0.000	-72.073
		3:BEBAN GEM	-33.2E 3	39.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.55E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-2.69E 3	21.4E 3	0.000	0.000	0.000	-324.651
		5:1.2 D + 1.0 L	-35.5E 3	58.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.83E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	30.8E 3	-21.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.27E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-34.4E 3	50.2E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
		8:0.9 D -1.0 E	31.9E 3	-29.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.4E 3
17	11	1:BEBAN MAT	1.3E 3	11.9E 3	0.000	0.000	0.000	187.910
		2:BEBAN HIDL	820.918	4.69E 3	0.000	0.000	0.000	70.902
		3:BEBAN GEM	7.03E 3	-53.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.82E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	2.88E 3	21.8E 3	0.000	0.000	0.000	338.935
		5:1.2 D + 1.0 L	9.42E 3	-34.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.53E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-4.64E 3	72.6E 3	0.000	0.000	0.000	2.12E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	8.2E 3	-42.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.66E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-5.85E 3	64.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.99E 3
	12	1:BEBAN MAT	-1.3E 3	9.68E 3	0.000	0.000	0.000	-108.373
		2:BEBAN HIDL	-820.918	4.19E 3	0.000	0.000	0.000	-52.684
		3:BEBAN GEM	-7.03E 3	53.6E 3	0.000	0.000	0.000	-2.07E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-2.88E 3	18.3E 3	0.000	0.000	0.000	-214.342
		5:1.2 D + 1.0 L	-9.42E 3	69.4E 3	0.000	0.000	0.000	-2.25E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	4.64E 3	-37.8E 3	0.000	0.000	0.000	1.88E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-8.2E 3	62.3E 3	0.000	0.000	0.000	-2.16E 3
		8:0.9 D -1.0 E	5.85E 3	-44.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.97E 3
18	9	1:BEBAN MAT	55.7E 3	-793.025	0.000	0.000	0.000	-21.363
		2:BEBAN HIDL	25.7E 3	-1.42E 3	0.000	0.000	0.000	-33.771
		3:BEBAN GEM	-57.5E 3	58.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.1E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	108E 3	-3.22E 3	0.000	0.000	0.000	-79.669
		5:1.2 D + 1.0 L	35E 3	56.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.04E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	150E 3	-61E 3	0.000	0.000	0.000	-1.16E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-7.35E 3	57.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.08E 3
		8:0.9 D -1.0 E	108E 3	-59.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.12E 3
	13	1:BEBAN MAT	-55.7E 3	793.025	0.000	0.000	0.000	-9.745
		2:BEBAN HIDL	-25.7E 3	1.42E 3	0.000	0.000	0.000	-21.879
		3:BEBAN GEM	57.5E 3	-58.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.2E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-108E 3	3.22E 3	0.000	0.000	0.000	-46.700
		5:1.2 D + 1.0 L	-35E 3	-56.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.17E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-150E 3	61E 3	0.000	0.000	0.000	-1.24E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	7.35E 3	-57.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.19E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-108E 3	59.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.21E 3
19	10	1:BEBAN MAT	64.2E 3	-1.28E 3	0.000	0.000	0.000	-27.668
		2:BEBAN HIDL	39.1E 3	124.193	0.000	0.000	0.000	5.537
		3:BEBAN GEM	10.7E 3	88.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.69E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	140E 3	-1.33E 3	0.000	0.000	0.000	-24.343

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		5:1.2 D + 1.0 L	127E 3	86.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.66E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	105E 3	-89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.72E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	68.4E 3	87.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.66E 3
		8:0.9 D -1.0 E	47.1E 3	-89.5E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
	14	1:BEBAN MAT	-64.2E 3	1.28E 3	0.000	0.000	0.000	-22.391
		2:BEBAN HIDL	-39.1E 3	-124.193	0.000	0.000	0.000	-0.665
		3:BEBAN GEM	-10.7E 3	-88.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.78E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-140E 3	1.33E 3	0.000	0.000	0.000	-27.933
		5:1.2 D + 1.0 L	-127E 3	-86.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.75E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-105E 3	89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.8E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-68.4E 3	-87.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.76E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-47.1E 3	89.5E 3	0.000	0.000	0.000	-1.8E 3
20	11	1:BEBAN MAT	64.1E 3	-496.712	0.000	0.000	0.000	-9.785
		2:BEBAN HIDL	38E 3	136.775	0.000	0.000	0.000	1.478
		3:BEBAN GEM	-16.8E 3	89.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.71E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	138E 3	-377.215	0.000	0.000	0.000	-9.377
		5:1.2 D + 1.0 L	98.2E 3	88.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.7E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	132E 3	-89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.72E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	41E 3	88.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.7E 3
		8:0.9 D -1.0 E	74.5E 3	-89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.72E 3
	15	1:BEBAN MAT	-64.1E 3	496.712	0.000	0.000	0.000	-9.699
		2:BEBAN HIDL	-38E 3	-136.775	0.000	0.000	0.000	3.887
		3:BEBAN GEM	16.8E 3	-89.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.8E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-138E 3	377.215	0.000	0.000	0.000	-5.420
		5:1.2 D + 1.0 L	-98.2E 3	-88.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.79E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-132E 3	89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.8E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-41E 3	-88.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.79E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-74.5E 3	89.8E 3	0.000	0.000	0.000	-1.8E 3
21	12	1:BEBAN MAT	36.5E 3	2.57E 3	0.000	0.000	0.000	48.189
		2:BEBAN HIDL	16.4E 3	1.16E 3	0.000	0.000	0.000	23.186
		3:BEBAN GEM	63.6E 3	60E 3	0.000	0.000	0.000	1.12E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	70.1E 3	4.93E 3	0.000	0.000	0.000	94.925
		5:1.2 D + 1.0 L	124E 3	64.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.21E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-3.31E 3	-55.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.04E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	96.5E 3	62.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.17E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-30.7E 3	-57.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.08E 3
	16	1:BEBAN MAT	-36.5E 3	-2.57E 3	0.000	0.000	0.000	52.462
		2:BEBAN HIDL	-16.4E 3	-1.16E 3	0.000	0.000	0.000	22.227
		3:BEBAN GEM	-63.6E 3	-60E 3	0.000	0.000	0.000	1.23E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-70.1E 3	-4.93E 3	0.000	0.000	0.000	98.517
		5:1.2 D + 1.0 L	-124E 3	-64.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.31E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	3.31E 3	55.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.14E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-96.5E 3	-62.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.27E 3
		8:0.9 D -1.0 E	30.7E 3	57.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.18E 3
22	13	1:BEBAN MAT	-500.491	12.6E 3	0.000	0.000	0.000	220.555
		2:BEBAN HIDL	-543.052	5.05E 3	0.000	0.000	0.000	83.271
		3:BEBAN GEM	96E 3	-39.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.67E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-1.47E 3	23.2E 3	0.000	0.000	0.000	397.899
		5:1.2 D + 1.0 L	94.9E 3	-19.5E 3	0.000	0.000	0.000	-1.32E 3

Beam End Forces Cont...

			Axial	Shear		Torsion	Bending	
Beam	Node	L/C	Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		6:1.2 D + 1.0 L	-97.1E 3	59.8E 3	0.000	0.000	0.000	2.02E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	95.5E 3	-28.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.47E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-96.4E 3	51E 3	0.000	0.000	0.000	1.87E 3
	14	1:BEBAN MAT	500.491	11E 3	0.000	0.000	0.000	-160.426
		2:BEBAN HIDL	543.052	4.81E 3	0.000	0.000	0.000	-73.864
		3:BEBAN GEM	-96E 3	39.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.45E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	1.47E 3	20.9E 3	0.000	0.000	0.000	-310.694
		5:1.2 D + 1.0 L	-94.9E 3	57.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	97.1E 3	-21.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.18E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-95.5E 3	49.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.59E 3
		8:0.9 D -1.0 E	96.4E 3	-29.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.3E 3
23	14	1:BEBAN MAT	-213.287	12.2E 3	0.000	0.000	0.000	202.146
		2:BEBAN HIDL	-860.573	5.01E 3	0.000	0.000	0.000	80.265
		3:BEBAN GEM	62.2E 3	-32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.29E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-1.63E 3	22.7E 3	0.000	0.000	0.000	370.999
		5:1.2 D + 1.0 L	61.1E 3	-12.9E 3	0.000	0.000	0.000	-963.478
		6:1.2 D + 1.0 L	-63.3E 3	52.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.61E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	62E 3	-21.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.1E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-62.4E 3	43.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.47E 3
	15	1:BEBAN MAT	213.287	11.4E 3	0.000	0.000	0.000	-168.653
		2:BEBAN HIDL	860.573	4.84E 3	0.000	0.000	0.000	-73.644
		3:BEBAN GEM	-62.2E 3	32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.27E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	1.63E 3	21.4E 3	0.000	0.000	0.000	-320.215
		5:1.2 D + 1.0 L	-61.1E 3	51.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.55E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	63.3E 3	-14.1E 3	0.000	0.000	0.000	998.041
		7:0.9 D + 1.0 E	-62E 3	42.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.43E 3
		8:0.9 D -1.0 E	62.4E 3	-22.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.12E 3
24	15	1:BEBAN MAT	-596.885	12.3E 3	0.000	0.000	0.000	194.325
		2:BEBAN HIDL	-1.14E 3	4.64E 3	0.000	0.000	0.000	71.278
		3:BEBAN GEM	27.8E 3	-44.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.49E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-2.54E 3	22.2E 3	0.000	0.000	0.000	347.235
		5:1.2 D + 1.0 L	25.9E 3	-24.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.18E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-29.6E 3	63.5E 3	0.000	0.000	0.000	1.79E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	27.2E 3	-33E 3	0.000	0.000	0.000	-1.31E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-28.3E 3	55.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.66E 3
	16	1:BEBAN MAT	596.885	9.99E 3	0.000	0.000	0.000	-110.240
		2:BEBAN HIDL	1.14E 3	4.23E 3	0.000	0.000	0.000	-56.304
		3:BEBAN GEM	-27.8E 3	44.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	2.54E 3	18.8E 3	0.000	0.000	0.000	-222.374
		5:1.2 D + 1.0 L	-25.9E 3	60.3E 3	0.000	0.000	0.000	-1.9E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	29.6E 3	-27.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.52E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-27.2E 3	53.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.81E 3
		8:0.9 D -1.0 E	28.3E 3	-35.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.61E 3
25	13	1:BEBAN MAT	24.1E 3	-1.29E 3	0.000	0.000	0.000	-16.045
		2:BEBAN HIDL	15.9E 3	-1.96E 3	0.000	0.000	0.000	-29.085
		3:BEBAN GEM	-17.8E 3	31.4E 3	0.000	0.000	0.000	465.793
		4:1.2 D + 1.6 L	54.3E 3	-4.69E 3	0.000	0.000	0.000	-65.790
		5:1.2 D + 1.0 L	27E 3	27.9E 3	0.000	0.000	0.000	417.454
		6:1.2 D + 1.0 L	62.6E 3	-35E 3	0.000	0.000	0.000	-514.133

Beam Shear Forces Cont...

Beam	Node	LC	Axial Fx (kg)	Shear Fy (kg)	Shear Fz (kg)	Torsion Mx (t-m)	Bending My (t-m)	Bending Mz (t-m)
		6:1.2 D + 1.0 L	-97.1E 3	59.8E 3	0.000	0.000	0.000	2.02E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	95.5E 3	-29.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.47E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	-98.4E 3	51E 3	0.000	0.000	0.000	1.87E 3
	14	1:BEBAN MAT	500.491	7.1E 2	0.000	0.000	0.000	-180.429
		2:BEBAN HIDL	243.052	4.87E 0	0.000	0.000	0.000	-73.064
		3:BEBAN GEM	-90E 2	39.7E 2	0.000	0.000	0.000	-1.45E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	1.47E 3	20.9E 3	0.000	0.000	0.000	-310.09
		5:1.2 D + 1.0 L	-94.9E 3	57.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.71E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	97.1E 3	21.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.18E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-95.5E 3	-10.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.59E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	98.4E 3	-29.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.3E 3
25	14	1:BEBAN MAT	-213.207	12.2E 2	0.000	0.000	0.000	262.148
		2:BEBAN HIDL	-860.372	5.01E 3	0.000	0.000	0.000	80.265
		3:BEBAN GEM	82.2E 3	-32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.28E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-1.65E 3	72.7E 3	0.000	0.000	0.000	870.585
		5:1.2 D + 1.0 L	51.1E 3	-12.9E 3	0.000	0.000	0.000	-965.478
		6:1.2 D + 1.0 L	-83.3E 3	52.3E 3	0.000	0.000	0.000	1.67E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	82E 3	-21.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.1E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	-82.4E 3	43.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.47E 3
	15	1:BEBAN MAT	213.287	11.4E 3	0.000	0.000	0.000	-180.083
		2:BEBAN HIDL	860.372	4.84E 3	0.000	0.000	0.000	-73.544
		3:BEBAN GEM	-82.2E 3	32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-1.28E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	1.65E 3	71.4E 3	0.000	0.000	0.000	-820.278
		5:1.2 D + 1.0 L	-51.1E 3	51.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.58E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	83.3E 3	-14.7E 3	0.000	0.000	0.000	398.047
		7:0.9 D + 1.0 E	-82E 3	42.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.43E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	82.4E 3	22.4E 3	0.000	0.000	0.000	1.12E 3
24	15	1:BEBAN MAT	-599.885	12.3E 3	0.000	0.000	0.000	702.325
		2:BEBAN HIDL	-1.14E 3	4.94E 3	0.000	0.000	0.000	71.27B
		3:BEBAN GEM	27.9E 3	-44.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.49E 3
		4:1.2 D + 1.0 L	-2.34E 3	72.2E 3	0.000	0.000	0.000	3.77 233
		5:1.2 D + 1.0 L	25.9E 3	-24.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.16E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-29.8E 3	53.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.79E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	27.2E 3	-33E 3	0.000	0.000	0.000	-1.31E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	-28.3E 3	55.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.5E 3
	15	1:BEBAN MAT	599.885	9.99E 3	0.000	0.000	0.000	-110.240
		2:BEBAN HIDL	1.14E 3	4.29E 3	0.000	0.000	0.000	-56.324
		3:BEBAN GEM	-27.8E 3	44.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.71E 3
		4:1.2 D + 1.0 L	2.34E 3	18.8E 3	0.000	0.000	0.000	-222.374
		5:1.2 D + 1.0 L	-25.9E 3	60.2E 3	0.000	0.000	0.000	1.0E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	29.8E 3	-27.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.52E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-27.2E 3	53.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.81E 3
		8:0.9 D - 1.0 E	28.3E 3	-35.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.81E 3
25	13	1:BEBAN MAT	24.1E 3	-1.29E 3	0.000	0.000	0.000	-18.045
		2:BEBAN HIDL	15.9E 3	-1.55E 3	0.000	0.000	0.000	-25.088
		3:BEBAN GEM	-7.3E 3	31.4E 3	0.000	0.000	0.000	495.793
		4:1.2 D + 1.6 L	84.3E 3	-4.59E 3	0.000	0.000	0.000	65.790
		5:1.2 D + 1.0 L	27E 3	27.9E 3	0.000	0.000	0.000	-417.454
		6:1.2 D + 1.0 L	62.9E 3	-35E 3	0.000	0.000	0.000	-574.132

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial Fx (kg)	Shear Fy (kg)	Shear Fz (kg)	Torsion Mx (kNm)	Bending My (kNm)	Bending Mz (kNm)
		7:0.9 D + 1.0 E	3.94E 3	30.3E 3	0.000	0.000	0.000	451.353
		8:0.9 D -1.0 E	39.5E 3	-32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-480.234
	17	1:BEBAN MAT	-24.1E 3	1.29E 3	0.000	0.000	0.000	-34.695
		2:BEBAN HIDL	-15.9E 3	1.96E 3	0.000	0.000	0.000	-47.867
		3:BEBAN GEM	17.8E 3	-31.4E 3	0.000	0.000	0.000	767.825
		4:1.2 D + 1.6 L	-54.3E 3	4.69E 3	0.000	0.000	0.000	-118.221
		5:1.2 D + 1.0 L	-27E 3	-27.9E 3	0.000	0.000	0.000	678.324
		6:1.2 D + 1.0 L	-62.6E 3	35E 3	0.000	0.000	0.000	-857.326
		7:0.9 D + 1.0 E	-3.94E 3	-30.3E 3	0.000	0.000	0.000	736.600
		8:0.9 D -1.0 E	-39.5E 3	32.6E 3	0.000	0.000	0.000	-799.051
26	14	1:BEBAN MAT	29.9E 3	-988.950	0.000	0.000	0.000	-19.329
		2:BEBAN HIDL	24.7E 3	-193.328	0.000	0.000	0.000	-5.735
		3:BEBAN GEM	3.61E 3	54.5E 3	0.000	0.000	0.000	954.767
		4:1.2 D + 1.6 L	75.5E 3	-1.5E 3	0.000	0.000	0.000	-32.372
		5:1.2 D + 1.0 L	64.2E 3	53.1E 3	0.000	0.000	0.000	925.836
		6:1.2 D + 1.0 L	57E 3	-55.9E 3	0.000	0.000	0.000	-983.697
		7:0.9 D + 1.0 E	30.5E 3	53.6E 3	0.000	0.000	0.000	937.370
		8:0.9 D -1.0 E	23.3E 3	-55.4E 3	0.000	0.000	0.000	-972.163
	18	1:BEBAN MAT	-29.9E 3	988.950	0.000	0.000	0.000	-19.464
		2:BEBAN HIDL	-24.7E 3	193.328	0.000	0.000	0.000	-1.848
		3:BEBAN GEM	-3.61E 3	-54.5E 3	0.000	0.000	0.000	1.18E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-75.5E 3	1.5E 3	0.000	0.000	0.000	-26.314
		5:1.2 D + 1.0 L	-64.2E 3	-53.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.16E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-57E 3	55.9E 3	0.000	0.000	0.000	-1.21E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-30.5E 3	-53.6E 3	0.000	0.000	0.000	1.17E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-23.3E 3	55.4E 3	0.000	0.000	0.000	-1.2E 3
27	15	1:BEBAN MAT	29.7E 3	-880.310	0.000	0.000	0.000	-15.972
		2:BEBAN HIDL	24.1E 3	-142.990	0.000	0.000	0.000	-1.521
		3:BEBAN GEM	-5.29E 3	54.9E 3	0.000	0.000	0.000	966.784
		4:1.2 D + 1.6 L	74.1E 3	-1.29E 3	0.000	0.000	0.000	-21.600
		5:1.2 D + 1.0 L	54.4E 3	53.7E 3	0.000	0.000	0.000	946.096
		6:1.2 D + 1.0 L	65E 3	-56.1E 3	0.000	0.000	0.000	-987.471
		7:0.9 D + 1.0 E	21.4E 3	54.1E 3	0.000	0.000	0.000	952.409
		8:0.9 D -1.0 E	32E 3	-55.7E 3	0.000	0.000	0.000	-981.159
	19	1:BEBAN MAT	-29.7E 3	880.310	0.000	0.000	0.000	-18.559
		2:BEBAN HIDL	-24.1E 3	142.990	0.000	0.000	0.000	-4.088
		3:BEBAN GEM	5.29E 3	-54.9E 3	0.000	0.000	0.000	1.19E 3
		4:1.2 D + 1.6 L	-74.1E 3	1.29E 3	0.000	0.000	0.000	-28.812
		5:1.2 D + 1.0 L	-54.4E 3	-53.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.16E 3
		6:1.2 D + 1.0 L	-65E 3	56.1E 3	0.000	0.000	0.000	-1.21E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	-21.4E 3	-54.1E 3	0.000	0.000	0.000	1.17E 3
		8:0.9 D -1.0 E	-32E 3	55.7E 3	0.000	0.000	0.000	-1.2E 3
28	16	1:BEBAN MAT	15.3E 3	3.16E 3	0.000	0.000	0.000	57.778
		2:BEBAN HIDL	10E 3	2.3E 3	0.000	0.000	0.000	34.077
		3:BEBAN GEM	19.5E 3	32.2E 3	0.000	0.000	0.000	485.757
		4:1.2 D + 1.6 L	34.3E 3	7.47E 3	0.000	0.000	0.000	123.857
		5:1.2 D + 1.0 L	47.8E 3	38.3E 3	0.000	0.000	0.000	589.167
		6:1.2 D + 1.0 L	8.87E 3	-26.1E 3	0.000	0.000	0.000	-382.346
		7:0.9 D + 1.0 E	33.2E 3	35E 3	0.000	0.000	0.000	537.757

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial Fx (kg)	Shear Fy (kg)	Fz (kg)	Torsion Mx (kNm)	Bending My (kNm)	Bending Mz (kNm)
		7:0.9 D + 1.0 E	3.9E3	80.3E-3	0.000	0.000	0.000	-627.589
		8:0.9 D - 1.0 E	3E3	-80.3E-3	0.000	0.000	0.000	-627.589
	17	1:BEBAN MATI	-24.1E-3	1.2E-3	0.000	0.000	0.000	-24.989
		2:BEBAN HIDUP	-19.3E-3	1.1E-3	0.000	0.000	0.000	-19.991
		3:BEBAN GEMPA	7.4E-3	-4.1E-3	0.000	0.000	0.000	7.829
		4:1.2 D + 1.6 L	-84.3E-3	2.1E-3	0.000	0.000	0.000	-84.524
		5:1.2 D + 1.0 L	-27E-3	1.4E-3	0.000	0.000	0.000	-27.989
		6:1.2 D + 1.0 L	82.8E-3	-2.1E-3	0.000	0.000	0.000	-827.520
		7:0.9 D + 1.0 E	-3.9E-3	-70.3E-3	0.000	0.000	0.000	706.000
		8:0.9 D - 1.0 E	-3E-3	70.3E-3	0.000	0.000	0.000	-706.000
25	14	1:BEBAN MATI	20.9E-3	-50.3E-3	0.000	0.000	0.000	-19.329
		2:BEBAN HIDUP	24.7E-3	-160.2E-3	0.000	0.000	0.000	-8.295
		3:BEBAN GEMPA	3.6E-3	84.9E-3	0.000	0.000	0.000	694.267
		4:1.2 D + 1.6 L	75.5E-3	-1.5E-3	0.000	0.000	0.000	-1.372
		5:1.2 D + 1.0 L	64.2E-3	80.1E-3	0.000	0.000	0.000	929.852
		6:1.2 D + 1.0 L	57E-3	-86.9E-3	0.000	0.000	0.000	-994.802
		7:0.9 D + 1.0 E	30.5E-3	50.6E-3	0.000	0.000	0.000	573.270
		8:0.9 D - 1.0 E	23.3E-3	89.4E-3	0.000	0.000	0.000	-972.189
	15	1:BEBAN MATI	-29.9E-3	985.950	0.000	0.000	0.000	10.494
		2:BEBAN HIDUP	24.7E-3	709.328	0.000	0.000	0.000	-7.578
		3:BEBAN GEMPA	-3.6E-3	34.6E-3	0.000	0.000	0.000	1.108
		4:1.2 D + 1.6 L	-75.5E-3	1.5E-3	0.000	0.000	0.000	-20.172
		5:1.2 D + 1.0 L	-64.2E-3	-85.1E-3	0.000	0.000	0.000	1.108
		6:1.2 D + 1.0 L	-57E-3	85.9E-3	0.000	0.000	0.000	-1.216
		7:0.9 D + 1.0 E	-30.5E-3	-50.1E-3	0.000	0.000	0.000	1.127
		8:0.9 D - 1.0 E	-23.3E-3	50.4E-3	0.000	0.000	0.000	-1.2E-3
27	13	1:BEBAN MATI	29.7E-3	-990.310	0.000	0.000	0.000	-18.972
		2:BEBAN HIDUP	24.1E-3	-712.580	0.000	0.000	0.000	-7.421
		3:BEBAN GEMPA	-4.2E-3	34.9E-3	0.000	0.000	0.000	995.794
		4:1.2 D + 1.6 L	74.1E-3	-1.2E-3	0.000	0.000	0.000	-21.870
		5:1.2 D + 1.0 L	63.1E-3	69.7E-3	0.000	0.000	0.000	980.060
		6:1.2 D + 1.0 L	55E-3	-69.1E-3	0.000	0.000	0.000	-987.427
		7:0.9 D + 1.0 E	31.1E-3	64.1E-3	0.000	0.000	0.000	902.409
		8:0.9 D - 1.0 E	32E-3	65.7E-3	0.000	0.000	0.000	-908.180
	19	1:BEBAN MATI	-29.7E-3	760.310	0.000	0.000	0.000	-18.589
		2:BEBAN HIDUP	-24.1E-3	1412.560	0.000	0.000	0.000	-4.065
		3:BEBAN GEMPA	8.2E-3	-64.2E-3	0.000	0.000	0.000	1.108
		4:1.2 D + 1.6 L	-74.1E-3	1.2E-3	0.000	0.000	0.000	-20.172
		5:1.2 D + 1.0 L	-64.4E-3	-69.7E-3	0.000	0.000	0.000	1.108
		6:1.2 D + 1.0 L	-55E-3	69.1E-3	0.000	0.000	0.000	-1.216
		7:0.9 D + 1.0 E	-31.1E-3	64.1E-3	0.000	0.000	0.000	1.127
		8:0.9 D - 1.0 E	-32E-3	65.7E-3	0.000	0.000	0.000	-1.2E-3
28	16	1:BEBAN MATI	15.3E-3	3.1E-3	0.000	0.000	0.000	57.778
		2:BEBAN HIDUP	10E-3	2.5E-3	0.000	0.000	0.000	34.027
		3:BEBAN GEMPA	10.5E-3	32.2E-3	0.000	0.000	0.000	465.752
		4:1.2 D + 1.6 L	24.2E-3	7.4E-3	0.000	0.000	0.000	123.057
		5:1.2 D + 1.0 L	17.4E-3	38.3E-3	0.000	0.000	0.000	550.161
		6:1.2 D + 1.0 L	8.6E-3	-26.1E-3	0.000	0.000	0.000	-382.346
		7:0.9 D + 1.0 E	23.2E-3	35E-3	0.000	0.000	0.000	507.727

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		8:0.9 D -1.0 E	-5.72E 3	-29.3E 3	0.000	0.000	0.000	-433.756
	20	1:BEBAN MAT	-15.3E 3	-3.16E 3	0.000	0.000	0.000	66.287
		2:BEBAN HIDU	-10E 3	-2.3E 3	0.000	0.000	0.000	56.067
		3:BEBAN GEM	-19.5E 3	-32.2E 3	0.000	0.000	0.000	776.764
		4:1.2 D + 1.6 L	-34.3E 3	-7.47E 3	0.000	0.000	0.000	169.252
		5:1.2 D + 1.0 L	-47.8E 3	-38.3E 3	0.000	0.000	0.000	912.375
		6:1.2 D + 1.0 L	-8.87E 3	26.1E 3	0.000	0.000	0.000	-641.153
		7:0.9 D + 1.0 E	-33.2E 3	-35E 3	0.000	0.000	0.000	836.422
		8:0.9 D -1.0 E	5.72E 3	29.3E 3	0.000	0.000	0.000	-717.106
29	17	1:BEBAN MAT	1.29E 3	10.1E 3	0.000	0.000	0.000	153.493
		2:BEBAN HIDU	1.96E 3	7.82E 3	0.000	0.000	0.000	102.144
		3:BEBAN GEM	142E 3	-17.8E 3	0.000	0.000	0.000	-767.825
		4:1.2 D + 1.6 L	4.69E 3	24.7E 3	0.000	0.000	0.000	347.621
		5:1.2 D + 1.0 L	145E 3	2.2E 3	0.000	0.000	0.000	-481.491
		6:1.2 D + 1.0 L	-138E 3	37.7E 3	0.000	0.000	0.000	1.05E 3
		7:0.9 D + 1.0 E	143E 3	-8.66E 3	0.000	0.000	0.000	-629.682
		8:0.9 D -1.0 E	-140E 3	26.9E 3	0.000	0.000	0.000	905.969
	18	1:BEBAN MAT	-1.29E 3	10.1E 3	0.000	0.000	0.000	-152.031
		2:BEBAN HIDU	-1.96E 3	8.73E 3	0.000	0.000	0.000	-137.844
		3:BEBAN GEM	-142E 3	17.8E 3	0.000	0.000	0.000	-626.172
		4:1.2 D + 1.6 L	-4.69E 3	26.1E 3	0.000	0.000	0.000	-402.988
		5:1.2 D + 1.0 L	-145E 3	38.6E 3	0.000	0.000	0.000	-946.454
		6:1.2 D + 1.0 L	138E 3	3.06E 3	0.000	0.000	0.000	305.891
		7:0.9 D + 1.0 E	-143E 3	26.8E 3	0.000	0.000	0.000	-763.001
		8:0.9 D -1.0 E	140E 3	-8.7E 3	0.000	0.000	0.000	489.344
30	18	1:BEBAN MAT	2.28E 3	10.4E 3	0.000	0.000	0.000	171.495
		2:BEBAN HIDU	2.16E 3	8.41E 3	0.000	0.000	0.000	139.692
		3:BEBAN GEM	87.1E 3	-14.2E 3	0.000	0.000	0.000	-557.507
		4:1.2 D + 1.6 L	6.19E 3	26E 3	0.000	0.000	0.000	429.302
		5:1.2 D + 1.0 L	92E 3	6.75E 3	0.000	0.000	0.000	-212.020
		6:1.2 D + 1.0 L	-82.2E 3	35.1E 3	0.000	0.000	0.000	902.993
		7:0.9 D + 1.0 E	89.2E 3	-4.79E 3	0.000	0.000	0.000	-403.161
		8:0.9 D -1.0 E	-85.1E 3	23.5E 3	0.000	0.000	0.000	711.852
	19	1:BEBAN MAT	-2.28E 3	9.79E 3	0.000	0.000	0.000	-146.862
		2:BEBAN HIDU	-2.16E 3	8.14E 3	0.000	0.000	0.000	-129.035
		3:BEBAN GEM	-87.1E 3	14.2E 3	0.000	0.000	0.000	-553.436
		4:1.2 D + 1.6 L	-6.19E 3	24.8E 3	0.000	0.000	0.000	-382.690
		5:1.2 D + 1.0 L	-92E 3	34E 3	0.000	0.000	0.000	-858.705
		6:1.2 D + 1.0 L	82.2E 3	5.72E 3	0.000	0.000	0.000	248.166
		7:0.9 D + 1.0 E	-89.2E 3	23E 3	0.000	0.000	0.000	-685.611
		8:0.9 D -1.0 E	85.1E 3	-5.35E 3	0.000	0.000	0.000	421.260
31	19	1:BEBAN MAT	3.16E 3	10.6E 3	0.000	0.000	0.000	165.421
		2:BEBAN HIDU	2.3E 3	8.52E 3	0.000	0.000	0.000	133.123
		3:BEBAN GEM	32.2E 3	-19.5E 3	0.000	0.000	0.000	-634.809
		4:1.2 D + 1.6 L	7.47E 3	26.4E 3	0.000	0.000	0.000	411.502
		5:1.2 D + 1.0 L	38.3E 3	1.79E 3	0.000	0.000	0.000	-303.181
		6:1.2 D + 1.0 L	-26.1E 3	40.7E 3	0.000	0.000	0.000	966.438
		7:0.9 D + 1.0 E	35E 3	-9.91E 3	0.000	0.000	0.000	-485.930
		8:0.9 D -1.0 E	-29.3E 3	29E 3	0.000	0.000	0.000	783.688

Beam End Forces (cont...)

Beam	Node	LDC	Axial Fx (kN)	Shear Fy (kN)	Fz (kN)	Torsion Mx (kNm)	Bending My (kNm)	Mz (kNm)
		0.9 D + 1.0 E	-6.72E	-29.3E	0.000	0.000	0.000	-439.75
20		1.2 D + 1.0 L	-15.3E	-3.16E	0.000	0.000	0.000	86.287
		1.2 D + 1.0 L	-10E	-2.3E	0.000	0.000	0.000	56.027
		1.2 D + 1.0 L	-19.8E	-32.1E	0.000	0.000	0.000	770.764
		1.2 D + 1.0 L	-56.3E	2.42E	0.000	0.000	0.000	169.252
		1.2 D + 1.0 L	-47.2E	-3.5E	0.000	0.000	0.000	512.875
		1.2 D + 1.0 L	-8.87E	29.1E	0.000	0.000	0.000	-641.155
		0.9 D + 1.0 E	-33.2E	-38E	0.000	0.000	0.000	855.422
		1.0 D + 1.0 E	5.12E	29.3E	0.000	0.000	0.000	-777.109
20	17	1.2 BEBAN MAT	1.29E	10.1E	0.000	0.000	0.000	153.465
		1.2 BEBAN HIDL	1.95E	7.82E	0.000	0.000	0.000	102.144
		1.2 BEBAN GEM	1.42E	7.8E	0.000	0.000	0.000	-497.625
		1.2 D + 1.0 L	4.95E	24.7E	0.000	0.000	0.000	317.621
		1.2 D + 1.0 L	1.49E	2.2E	0.000	0.000	0.000	-481.451
		1.2 D + 1.0 L	-13.2E	37.7E	0.000	0.000	0.000	1.038E-3
		0.9 D + 1.0 E	1.29E	8.66E	0.000	0.000	0.000	-629.582
		1.0 D + 1.0 E	-14.0E	29.9E	0.000	0.000	0.000	805.069
18		1.2 BEBAN MAT	-1.29E	10.1E	0.000	0.000	0.000	-132.031
		1.2 BEBAN HIDL	1.29E	7.78E	0.000	0.000	0.000	-137.644
		1.2 BEBAN GEM	-1.42E	7.8E	0.000	0.000	0.000	-629.172
		1.2 D + 1.0 L	-4.95E	29.1E	0.000	0.000	0.000	-102.958
		1.2 D + 1.0 L	1.49E	36.0E	0.000	0.000	0.000	-646.452
		1.2 D + 1.0 L	13.8E	3.06E	0.000	0.000	0.000	305.801
		0.9 D + 1.0 E	-1.29E	29.9E	0.000	0.000	0.000	-753.001
		1.0 D + 1.0 E	1.40E	-8.1E	0.000	0.000	0.000	409.244
37	18	1.2 BEBAN MAT	2.29E	10.1E	0.000	0.000	0.000	171.488
		1.2 BEBAN HIDL	2.16E	8.41E	0.000	0.000	0.000	139.852
		1.2 BEBAN GEM	87.1E	-1.2E	0.000	0.000	0.000	-637.807
		1.2 D + 1.0 L	8.76E	26E	0.000	0.000	0.000	-429.032
		1.2 D + 1.0 L	92E	8.75E	0.000	0.000	0.000	-0.000
		1.2 D + 1.0 L	-52.2E	35.1E	0.000	0.000	0.000	805.908
		0.9 D + 1.0 E	89.2E	-4.7DE	0.000	0.000	0.000	-400.761
		1.0 D + 1.0 E	-85.1E	23.9E	0.000	0.000	0.000	771.952
19		1.2 BEBAN MAT	-2.28E	9.79E	0.000	0.000	0.000	-149.805
		1.2 BEBAN HIDL	-2.16E	8.14E	0.000	0.000	0.000	-129.758
		1.2 BEBAN GEM	-87.1E	14.2E	0.000	0.000	0.000	-683.108
		1.2 D + 1.0 L	-8.76E	24.8E	0.000	0.000	0.000	-482.680
		1.2 D + 1.0 L	-92E	34E	0.000	0.000	0.000	-658.105
		1.2 D + 1.0 L	82.2E	8.72E	0.000	0.000	0.000	248.186
		0.9 D + 1.0 E	-89.2E	29E	0.000	0.000	0.000	-503.071
		1.0 D + 1.0 E	88.1E	-8.35E	0.000	0.000	0.000	421.209
21	19	1.2 BEBAN MAT	3.10E	10.6E	0.000	0.000	0.000	185.421
		1.2 BEBAN HIDL	2.3E	8.52E	0.000	0.000	0.000	153.123
		1.2 BEBAN GEM	32.2E	-19.5E	0.000	0.000	0.000	-554.636
		1.2 D + 1.0 L	7.47E	29.4E	0.000	0.000	0.000	-411.502
		1.2 D + 1.0 L	29.3E	1.79E	0.000	0.000	0.000	-393.181
		1.2 D + 1.0 L	-26.1E	40.7E	0.000	0.000	0.000	565.438
		0.9 D + 1.0 E	35E	-0.1E	0.000	0.000	0.000	-485.930
		1.0 D + 1.0 E	-29.3E	29E	0.000	0.000	0.000	723.698

Beam End Forces Cont...

Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
	20	1:BEBAN MAT	-3.16E 3	7.87E 3	0.000	0.000	0.000	-66.287
		2:BEBAN HIDL	-2.3E 3	6.39E 3	0.000	0.000	0.000	-56.067
		3:BEBAN GEM	-32.2E 3	19.5E 3	0.000	0.000	0.000	-776.764
		4:1.2 D + 1.6 L	-7.47E 3	19.7E 3	0.000	0.000	0.000	-169.252
		5:1.2 D + 1.0 L	-38.3E 3	35.3E 3	0.000	0.000	0.000	-912.375
		6:1.2 D + 1.0 L	26.1E 3	-3.61E 3	0.000	0.000	0.000	641.153
		7:0.9 D + 1.0 E	-35E 3	26.5E 3	0.000	0.000	0.000	-836.422
		8:0.9 D -1.0 E	29.3E 3	-12.4E 3	0.000	0.000	0.000	717.106
32	13	1:BEBAN MAT	0.000	11.1E 3	0.000	0.000	0.000	194.765
		2:BEBAN HIDL	-0.000	1.98E 3	0.000	0.000	0.000	32.307
		3:BEBAN GEM	0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	-0.000	16.4E 3	0.000	0.000	0.000	285.410
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	15.2E 3	0.000	0.000	0.000	266.025
		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	15.2E 3	0.000	0.000	0.000	266.025
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	9.95E 3	0.000	0.000	0.000	175.288
		8:0.9 D -1.0 E	-0.000	9.95E 3	0.000	0.000	0.000	175.288
	21	1:BEBAN MAT	0.000	-8.81E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		2:BEBAN HIDL	0.000	-1.31E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEBAN GEM	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-12.7E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-11.9E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	-11.9E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	-7.93E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	-7.93E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
33	17	1:BEBAN MAT	0.000	7.07E 3	0.000	0.000	0.000	118.798
		2:BEBAN HIDL	0.000	3.33E 3	0.000	0.000	0.000	54.276
		3:BEBAN GEM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	13.8E 3	0.000	0.000	0.000	229.400
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	11.8E 3	0.000	0.000	0.000	196.834
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	11.8E 3	0.000	0.000	0.000	196.834
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	6.36E 3	0.000	0.000	0.000	106.918
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	6.36E 3	0.000	0.000	0.000	106.918
	22	1:BEBAN MAT	0.000	-5.05E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		2:BEBAN HIDL	0.000	-2.21E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEBAN GEM	0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-9.59E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	-8.27E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	-8.27E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	-4.54E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	-4.54E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
34	5	1:BEBAN MAT	-0.000	6.17E 3	0.000	0.000	0.000	93.534
		2:BEBAN HIDL	0.000	925.001	0.000	0.000	0.000	14.873
		3:BEBAN GEM	0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	-0.000	8.88E 3	0.000	0.000	0.000	136.038
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	8.33E 3	0.000	0.000	0.000	127.114
		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	8.33E 3	0.000	0.000	0.000	127.114
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	5.55E 3	0.000	0.000	0.000	84.180
		8:0.9 D -1.0 E	-0.000	5.55E 3	0.000	0.000	0.000	84.180
	23	1:BEBAN MAT	0.000	-3.37E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000

Mun. Airfire Cleaner

Piezo Ring Forces Cont...

Beam	Node	LC	Axial Fx (kip)	Shear Fy (kip)	Shear Fz (kip)	Torsion Mx (kip-in)	Bending My (kip-in)	Bending Mz (kip-in)
	20	2:BEAN MAT	-3.45E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-24.1
		4:BEAN HIDL	-2.1E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-14.64
		5:BEAN GEN	-32.2E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-224.7
		6:1.2 D + 1.0 L	-7.47E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-52.1
		8:1.2 D + 1.0 L	-29.2E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-204
		9:1.2 D + 1.0 L	22.1E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	154
		10:0.9 D + 1.0 E	-35E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	-244
		11:0.9 D - 1.0 E	29.3E-3	0.000	0.000	0.000	0.000	204
32	10	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2:BEAN HIDL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		8:0.9 D - 1.0 E	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
	21	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2:BEAN HIDL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		8:0.9 D - 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
33	17	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	116.756
		2:BEAN HIDL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84.276
		3:BEAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	229.409
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	195.834
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	195.834
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	106.976
		8:0.9 D - 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	106.976
	22	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		2:BEAN HIDL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		8:0.9 D - 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
24	5	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	93.494
		2:BEAN HIDL	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	74.873
		3:BEAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		4:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	183.090
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	157.114
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	157.114
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84.180
		8:0.9 D - 1.0 E	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	84.180
	23	1:BEAN MAT	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000

Beam End Forces Cont...

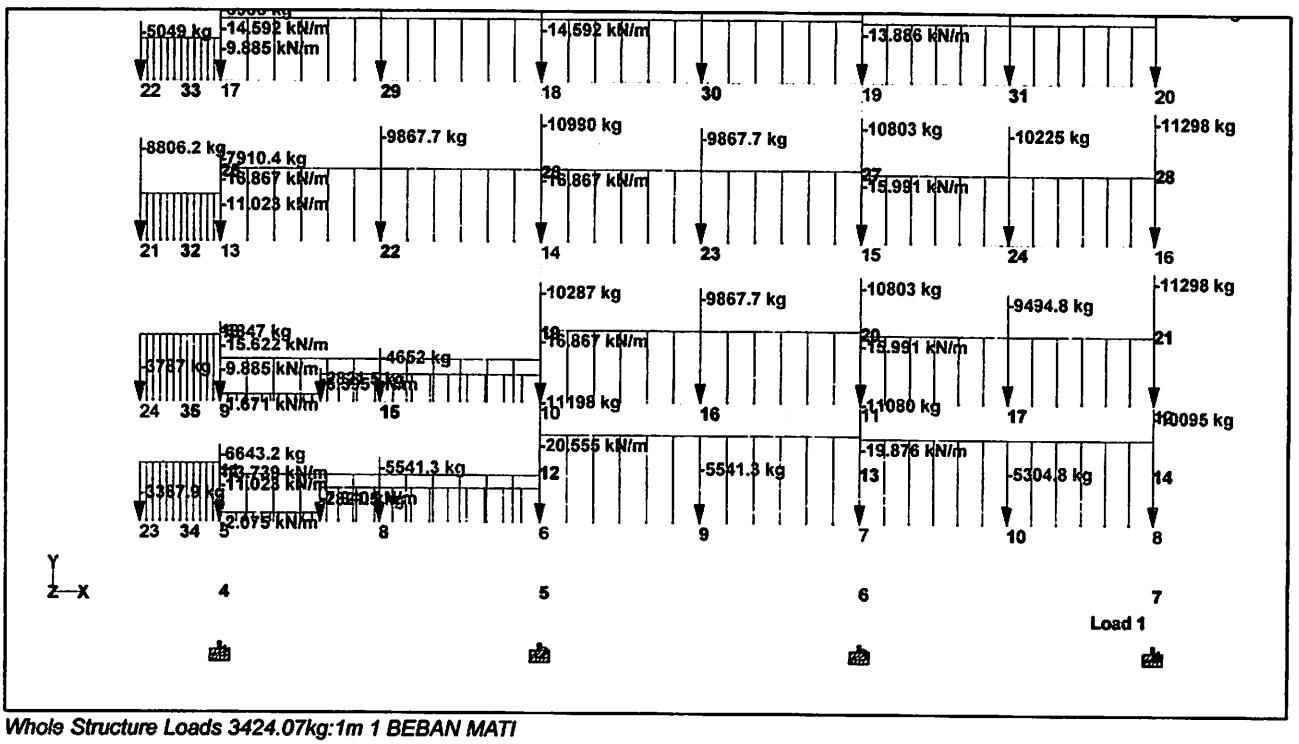
Beam	Node	L/C	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
		2:BEBAN HIDL	0.000	-591.667	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEBAN GEM	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-4.99E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-4.63E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	-4.63E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	-3.03E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	-3.03E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
35	9	1:BEBAN MAT	0.000	6.97E 3	0.000	0.000	0.000	105.520
		2:BEBAN HIDL	0.000	1.48E 3	0.000	0.000	0.000	23.797
		3:BEBAN GEM	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	10.7E 3	0.000	0.000	0.000	164.699
		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	9.85E 3	0.000	0.000	0.000	150.421
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	9.85E 3	0.000	0.000	0.000	150.421
		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	6.28E 3	0.000	0.000	0.000	94.968
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	6.28E 3	0.000	0.000	0.000	94.968
	24	1:BEBAN MAT	0.000	-3.79E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		2:BEBAN HIDL	0.000	-946.667	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEBAN GEM	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-6.06E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	-5.49E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-5.49E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	-3.41E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		8:0.9 D -1.0 E	-0.000	-3.41E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000

INSTITUT TEKNOLOGI NASIONAL MILIK PERPUSTAKAAN ITN MALANG

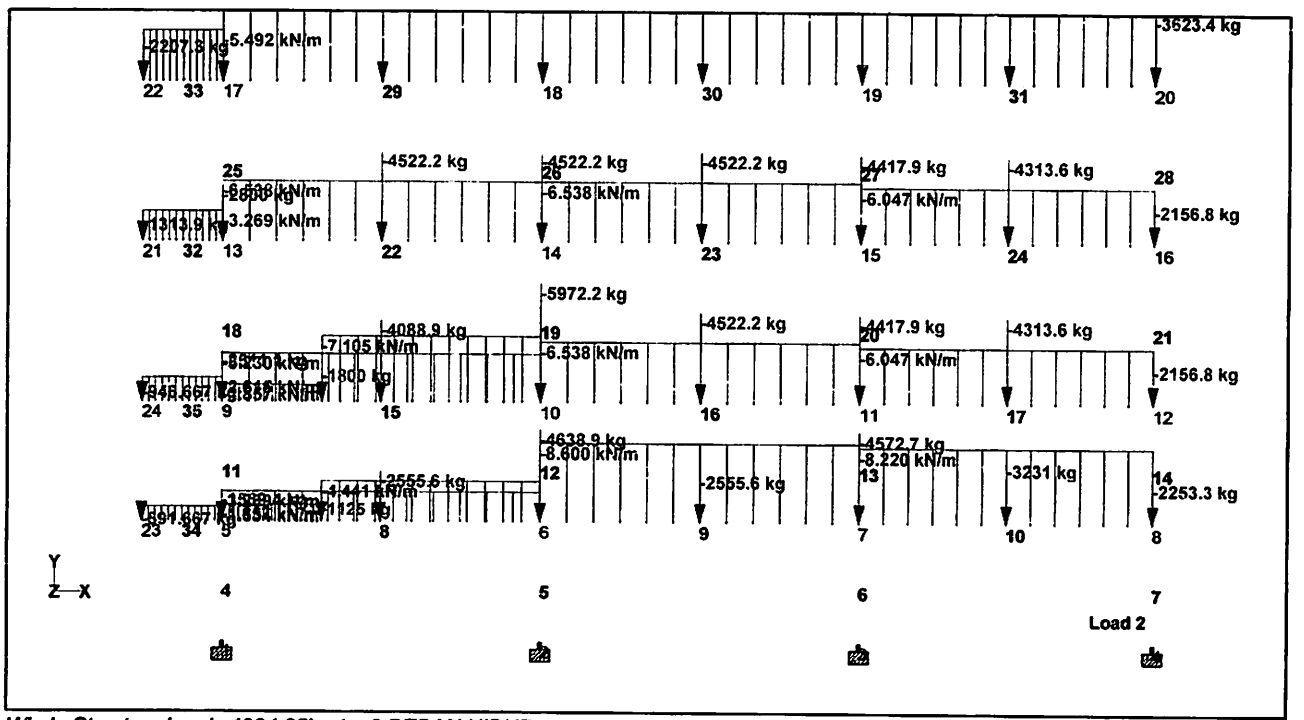
Beam End Forces Cont...

Beam	Node	LC	Axial	Shear		Torsion	Bending	
			Fx (kg)	Fy (kg)	Fz (kg)	Mx (kNm)	My (kNm)	Mz (kNm)
2		2:BEBAN HIDL	0.000	591.887	0.000	0.000	0.000	0.000
3		3:BEBAN GEN	-0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
4		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-4.98E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
5		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-4.85E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
6		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-4.69E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
7		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	-3.03E 3	0.000	0.000	0.000	0.000
8		8:0.9 D -1.0 E	0.000	-3.03E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
25	9	1:BEBAN MAT	0.000	6.97E 3	0.000	0.000	0.000	105.320
		2:BEBAN HIDL	0.000	1.48E 3	0.000	0.000	0.000	28.707
		3:BEBAN GEN	-0.000	-0.000	0.000	0.000	0.000	-0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	10.7E 3	0.000	0.000	0.000	164.699
		5:1.2 D + 1.0 L	-0.000	6.85E 3	0.000	0.000	0.000	150.421
		6:1.2 D + 1.0 L	0.000	6.85E 3	0.000	0.000	0.000	150.421
		7:0.9 D + 1.0 E	-0.000	6.26E 3	0.000	0.000	0.000	94.958
		8:0.9 D -1.0 E	0.000	6.26E 3	0.000	0.000	0.000	94.958
24		1:BEBAN MAT	0.000	-3.79E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		2:BEBAN HIDL	0.000	-958.807	0.000	0.000	0.000	0.000
		3:BEBAN GEN	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
		4:1.2 D + 1.6 L	0.000	-6.08E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		5:1.2 D + 1.0 L	0.000	-5.95E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		6:1.2 D + 1.0 L	-0.000	-5.49E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		7:0.9 D + 1.0 E	0.000	-3.47E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000
		8:0.9 D -1.0 E	-0.000	-3.47E 3	0.000	0.000	0.000	-0.000

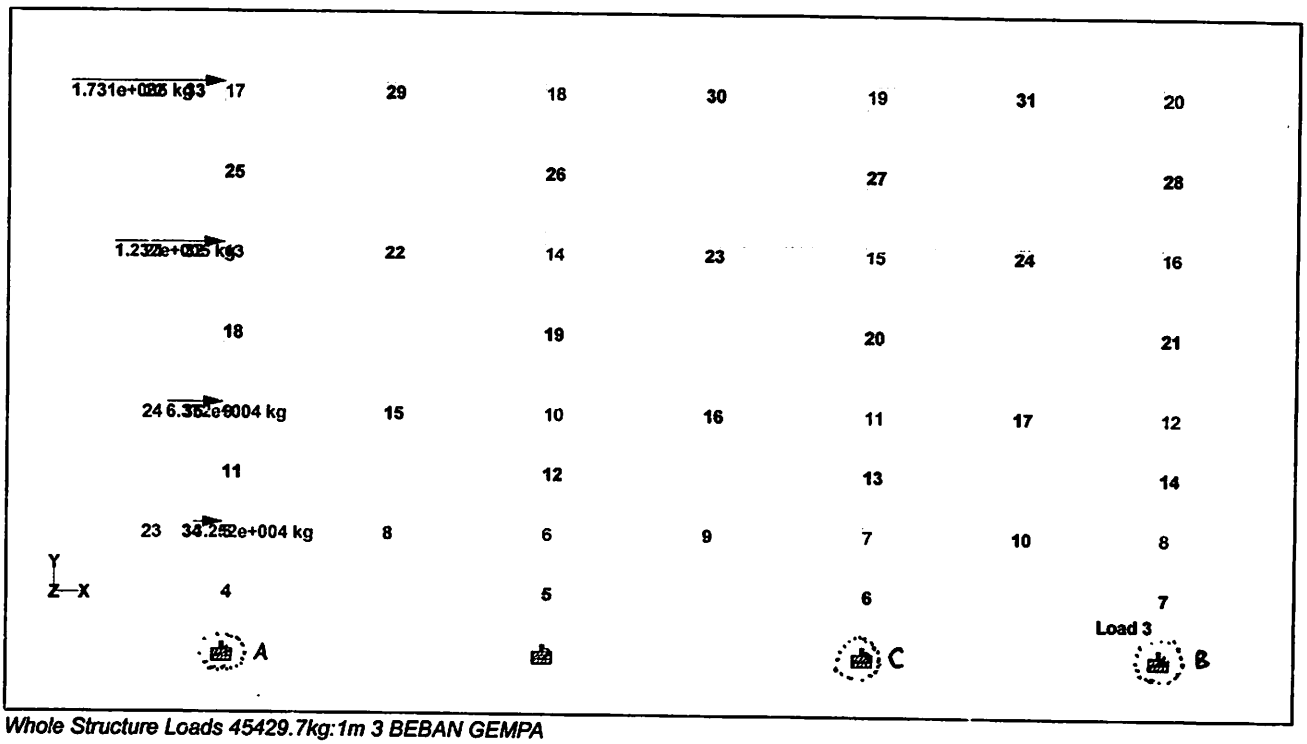
Software licensed to Snow Panther [LZ0]	Job No	Sheet No 1	Rev
	Part		
Job Title MALL DINOYO MALANG	Ref		
	By	Date 01-01-2014	Chd
Client Muh. Ardho Qaulam	File PORTAL MELINTANG LII	Date/Time 06-Jan-2014 19:41	



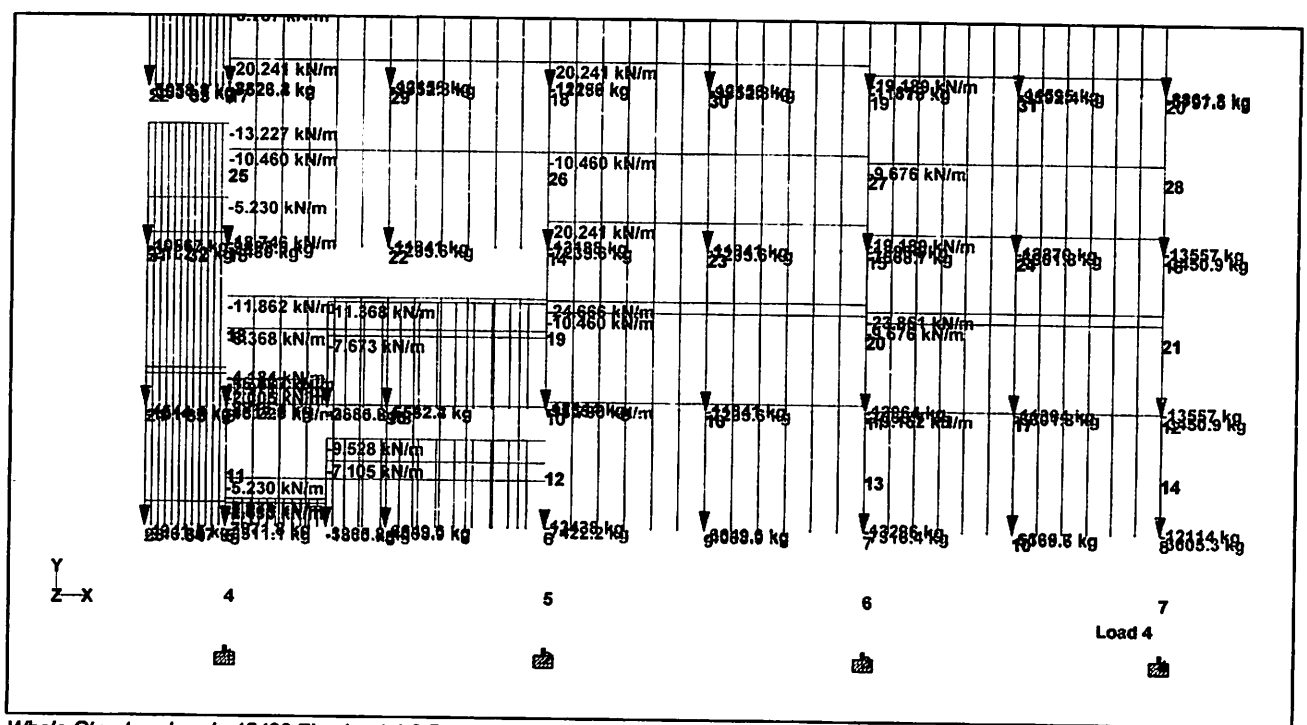
Whole Structure Loads 3424.07kg:1m 1 BEBAN MATI



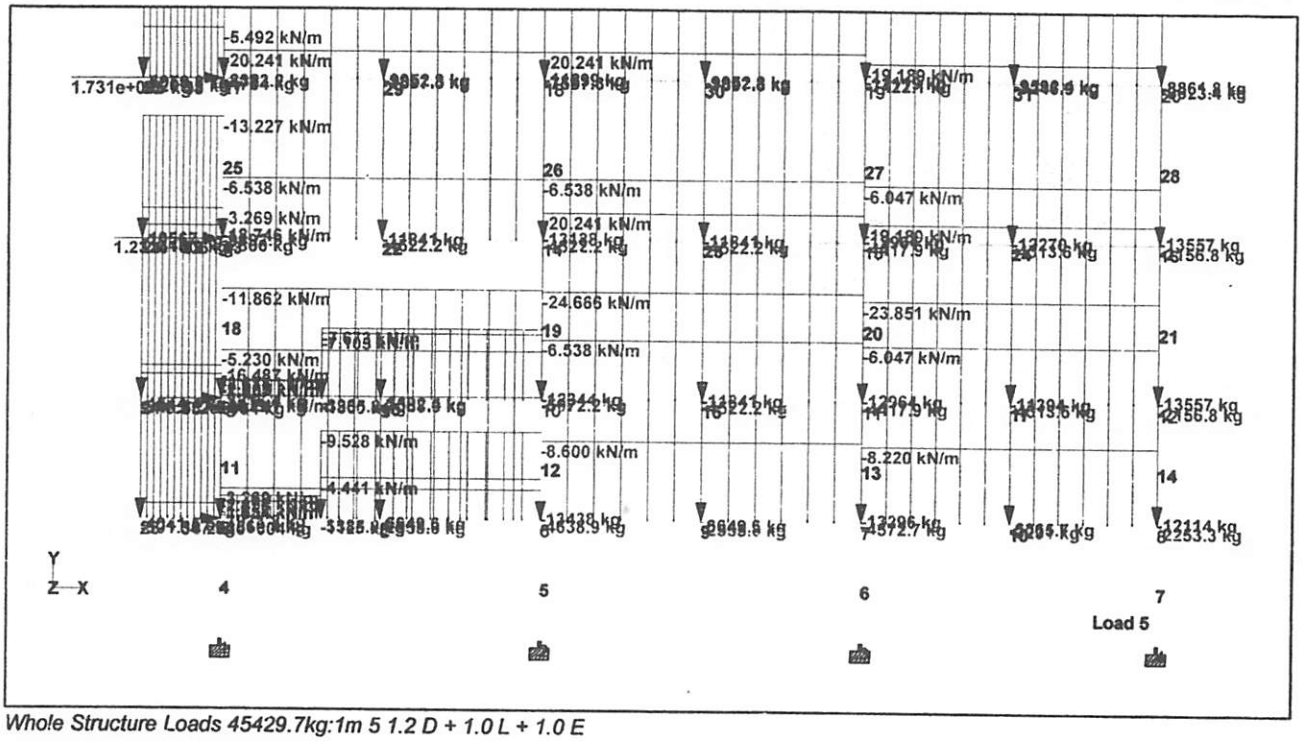
Whole Structure Loads 1994.05kg:1m 2 BEBAN HIDUP



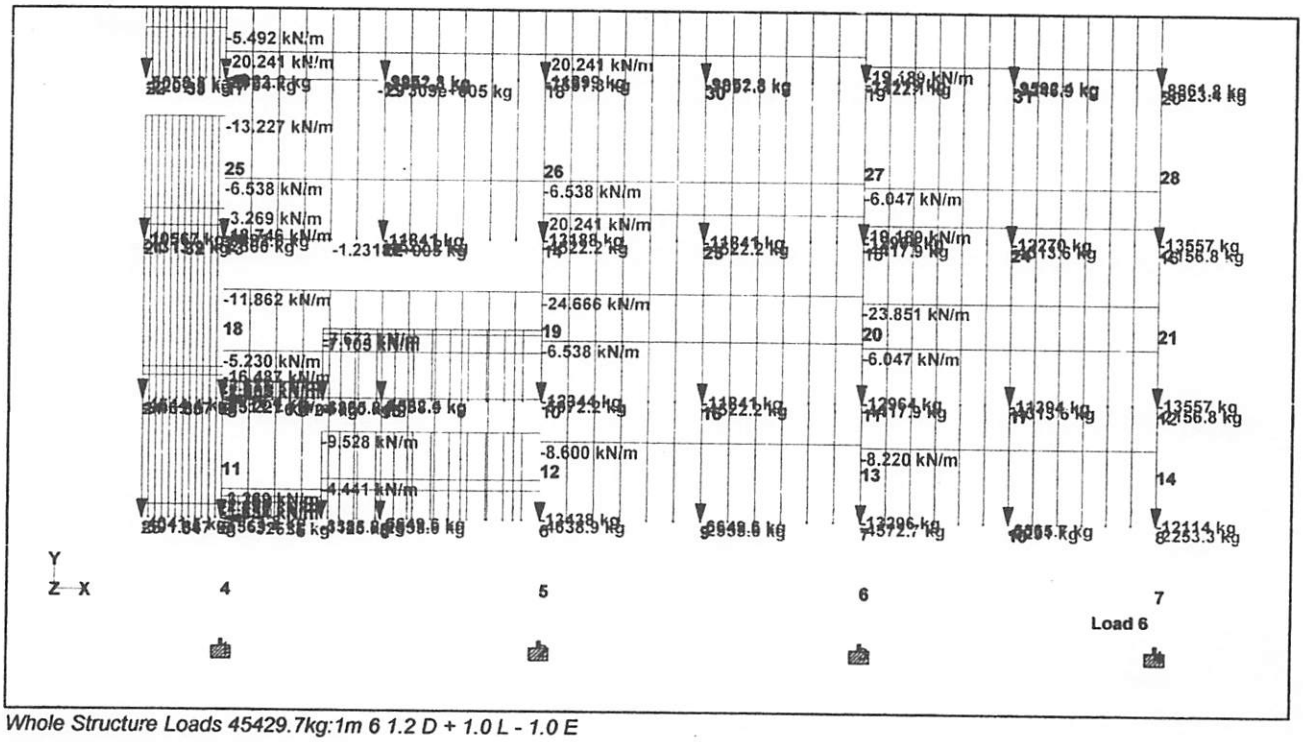
Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 3 BEBAN GEMPA



Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 4 1.2 D + 1.6 L



Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 5 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E



Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 6 1.2 D + 1.0 L - 1.0 E

Job No | Sheet No 3 | Rev

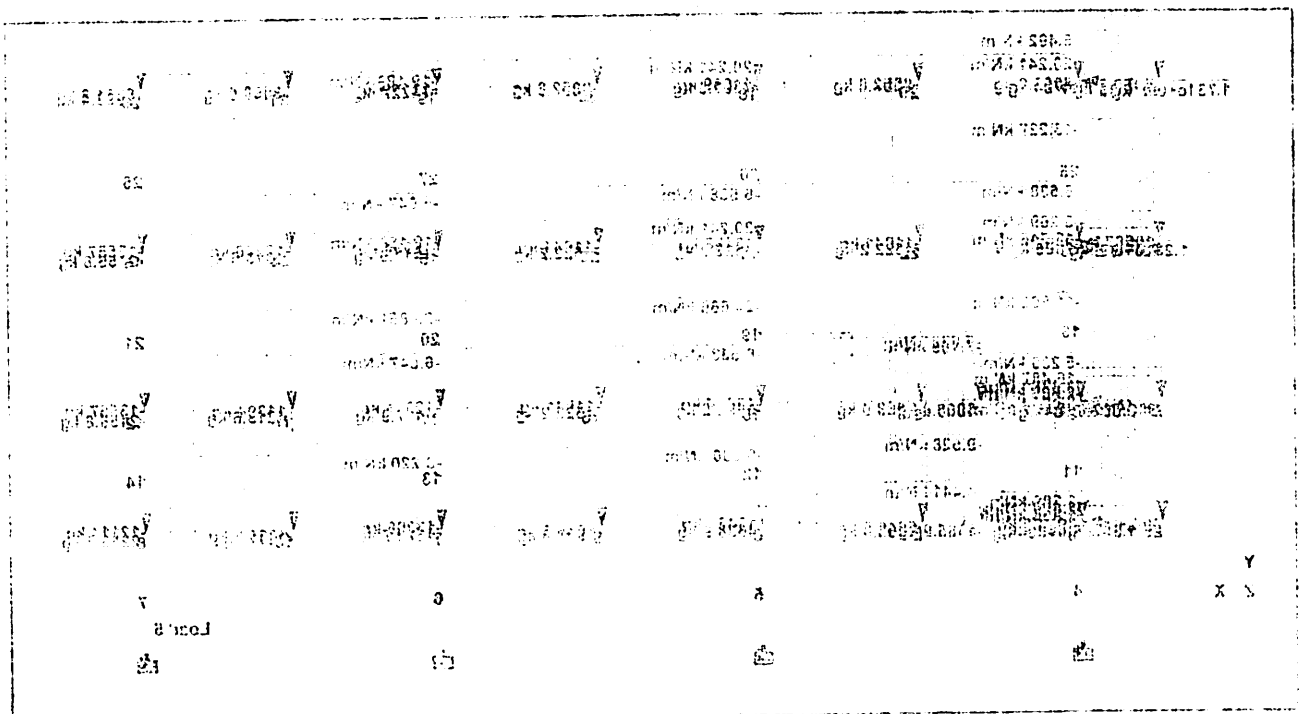
Part

Job Title MALL DINOYO MALANG

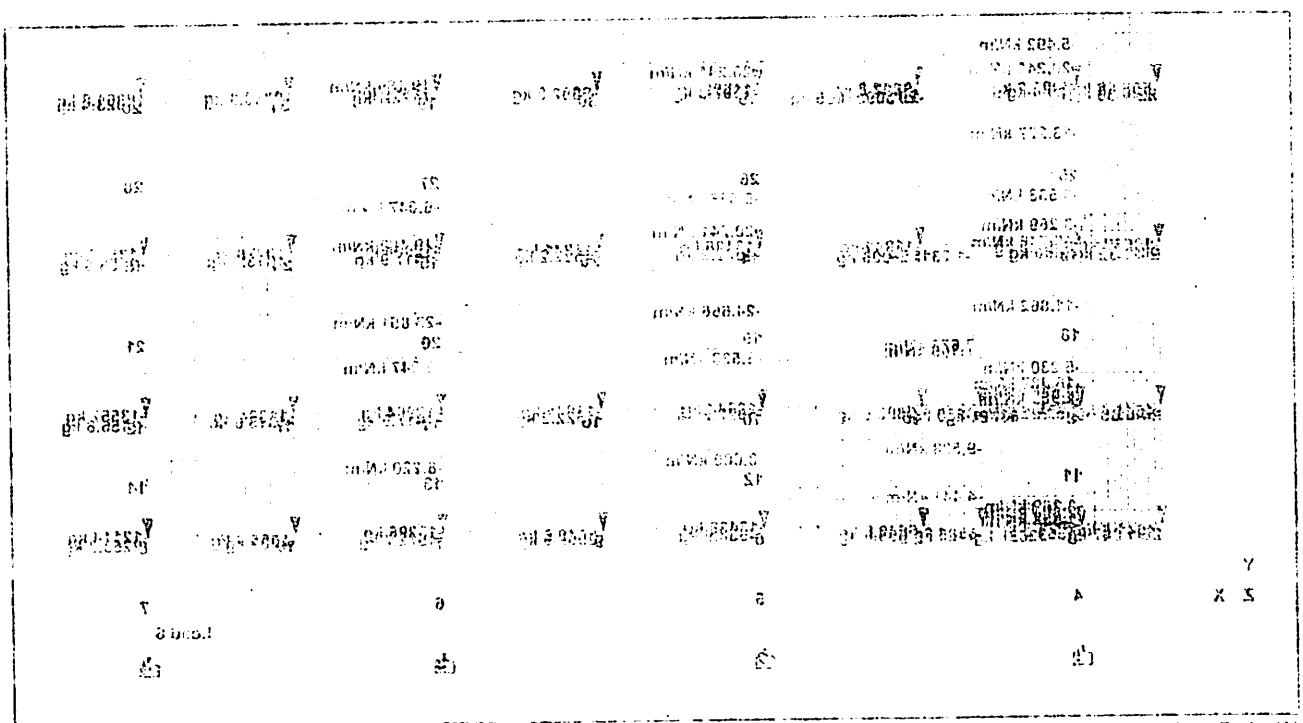
Ref

By | Date 01-01-2014 | Chd

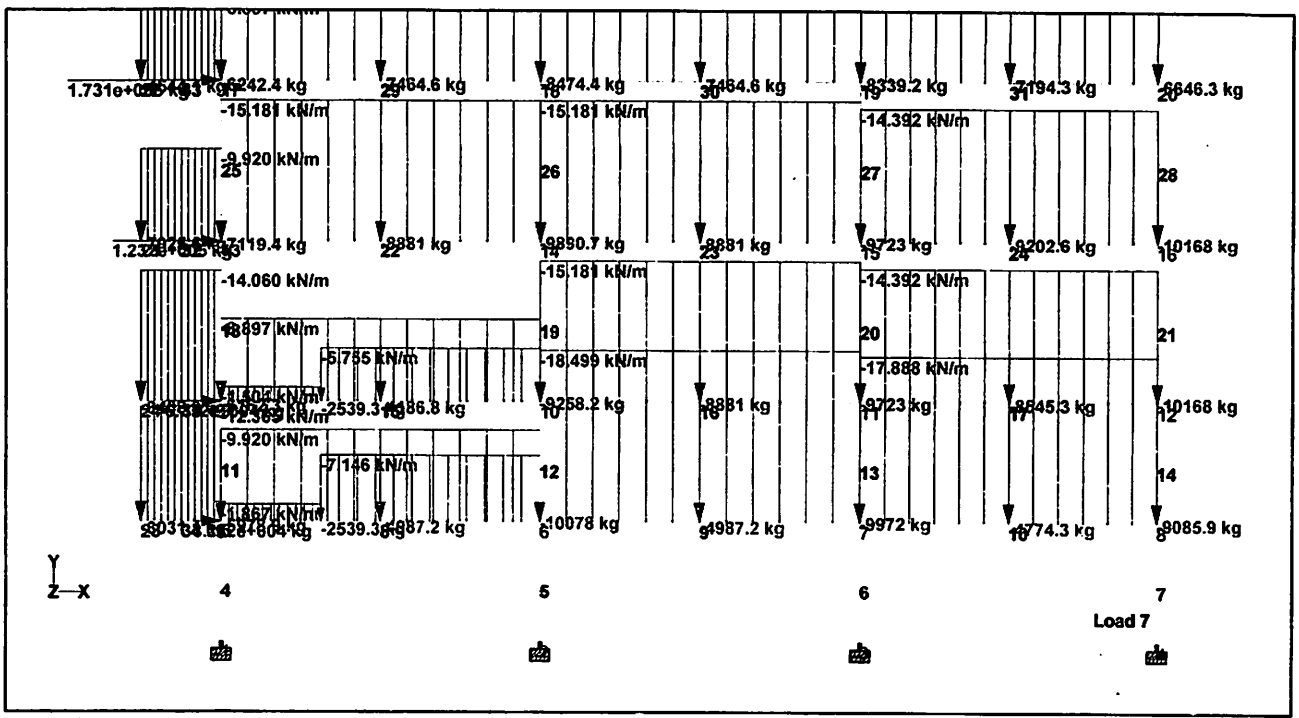
Client Muh Archo Gaulam | File PORTAL MELINTANG LIL | Date/Time 26-Jan-2014 19:41



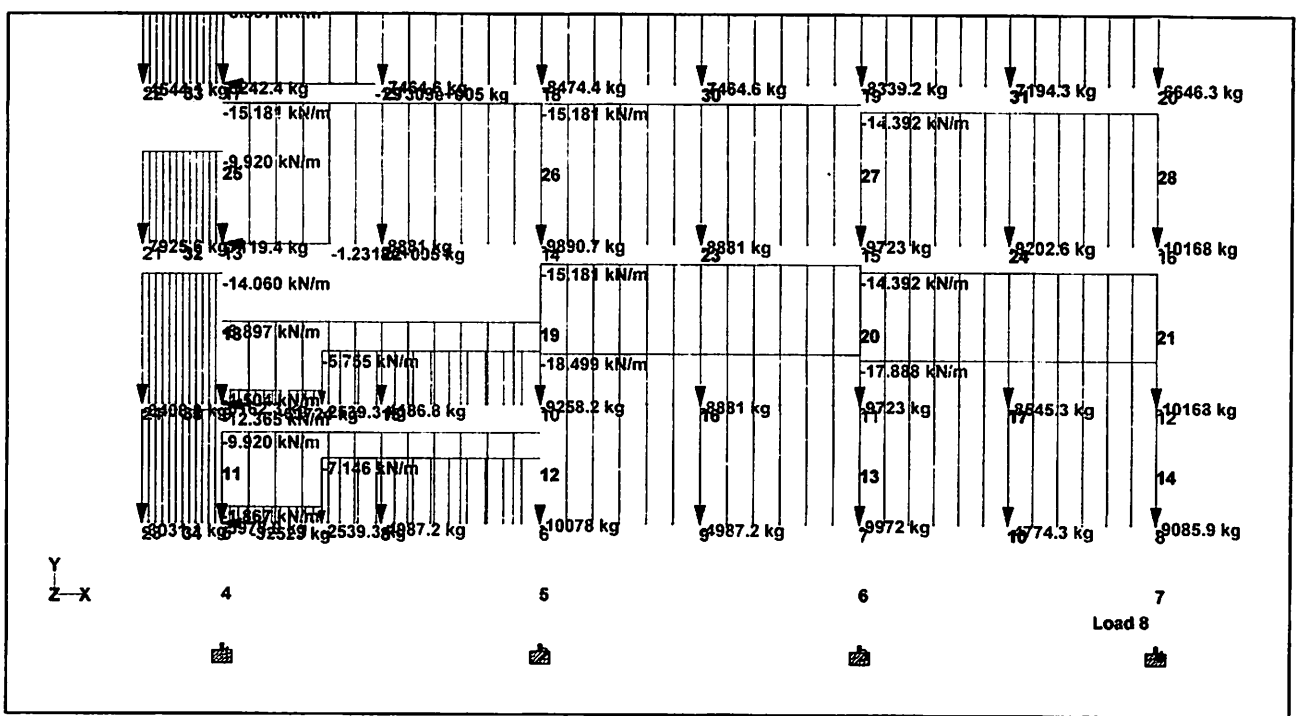
Whole Structure Loads 45420.7kg:1m 5 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E



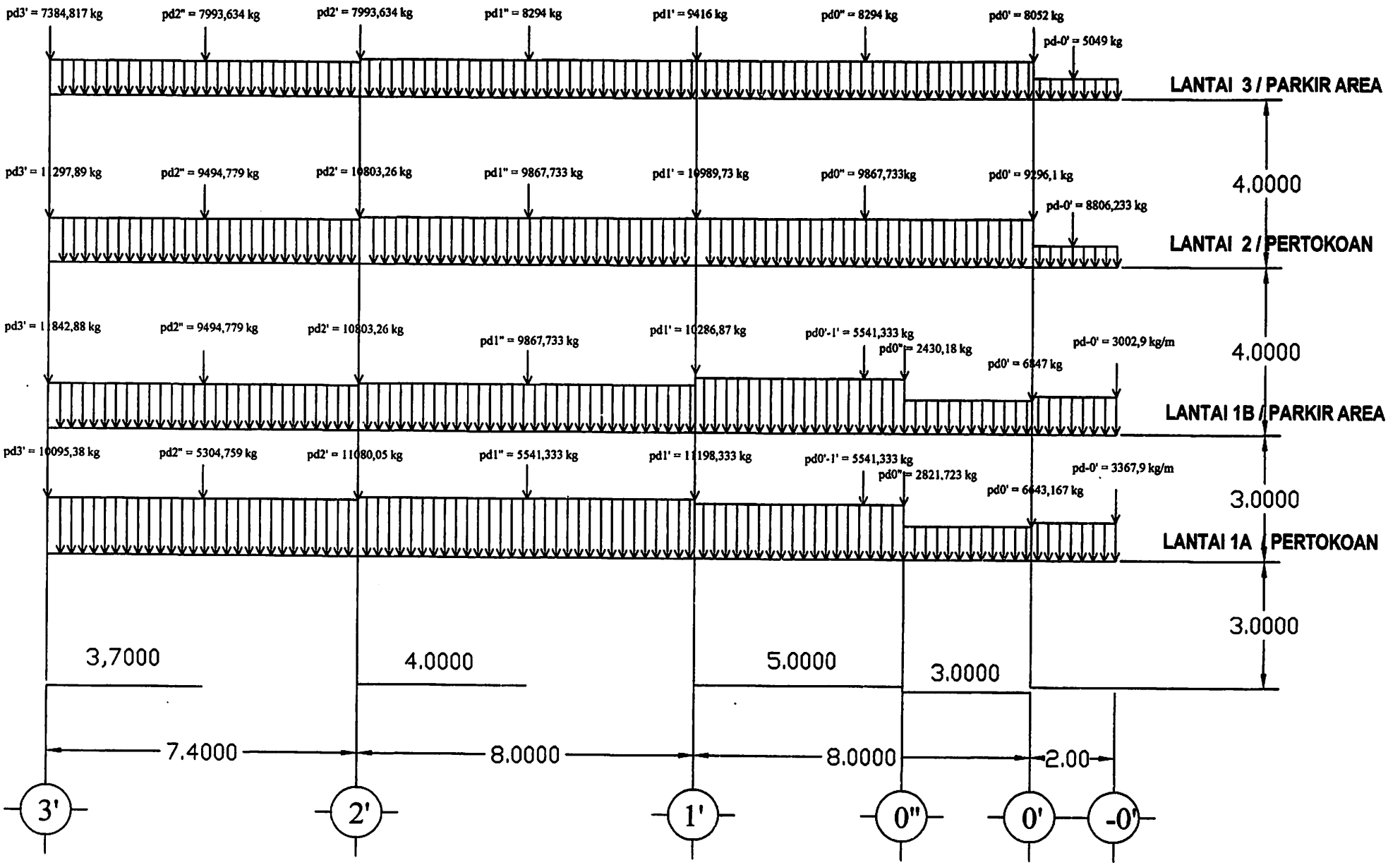
Whole Structure Loads 45420.7kg:1m 5 1.2 D + 1.0 L + 1.0 E



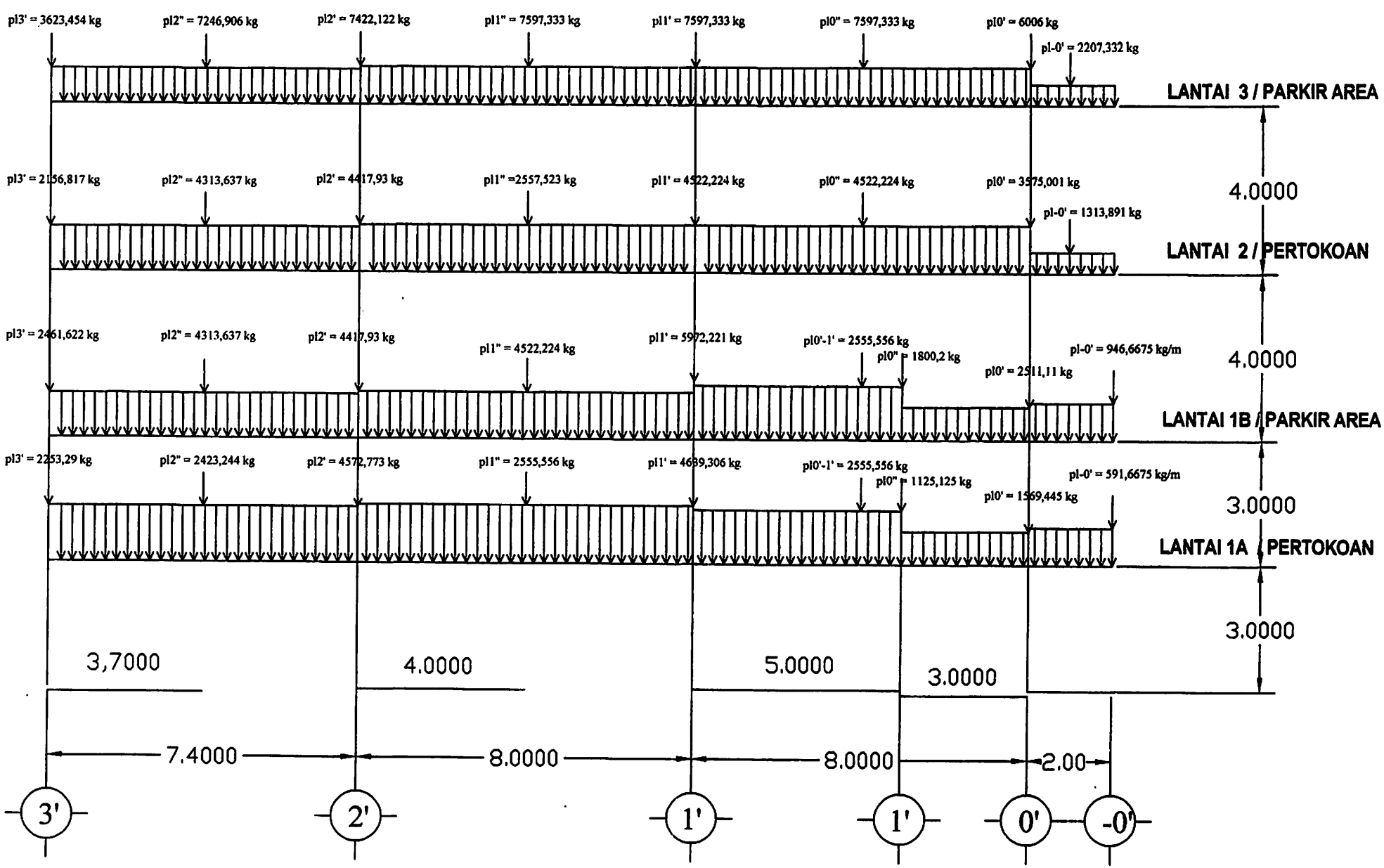
Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 7 0.9 D + 1.0 E



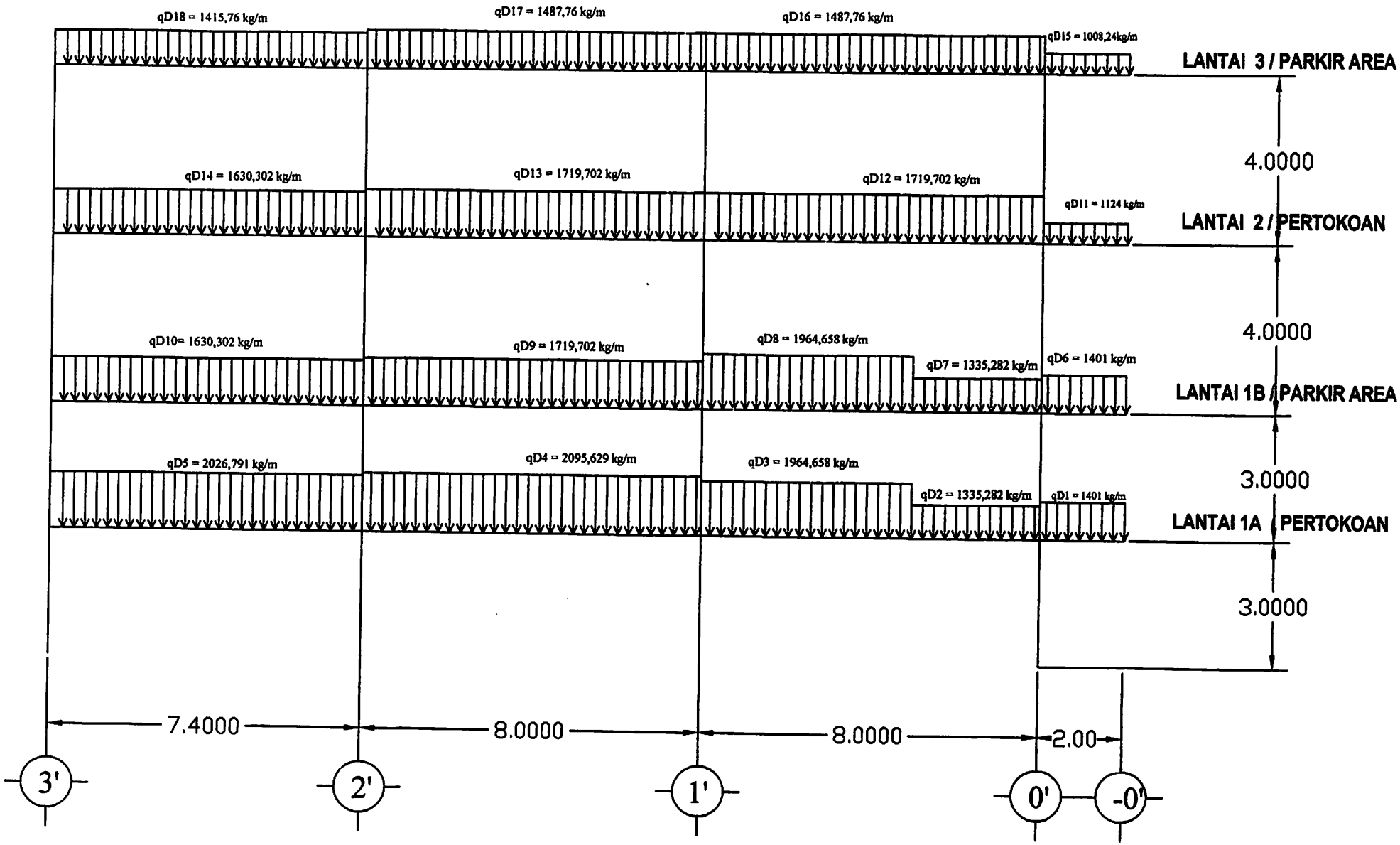
Whole Structure Loads 45429.7kg:1m 8 0.9 D -1.0 E



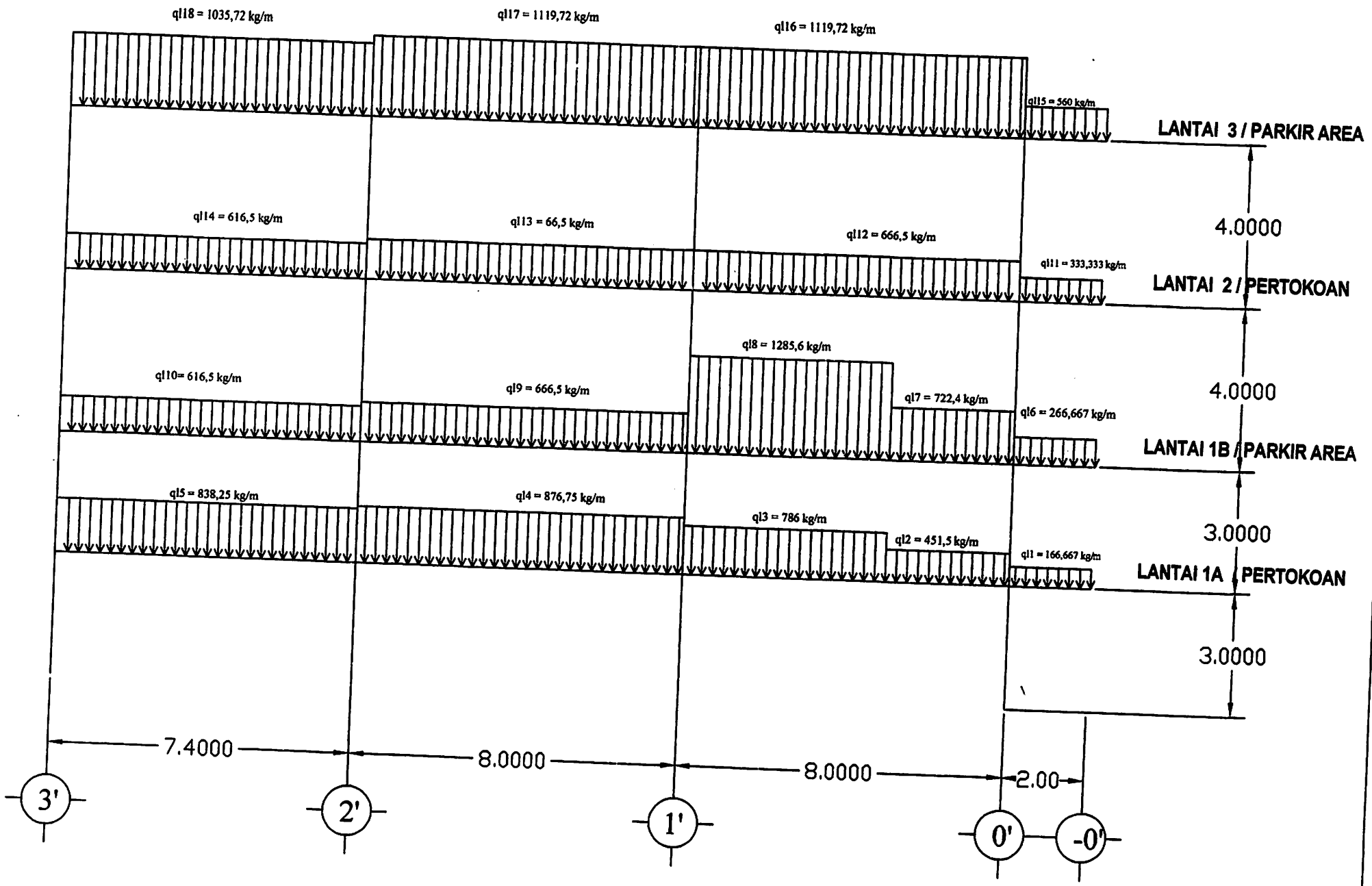
Beban mati terpusat pelat portal melintang Grid R



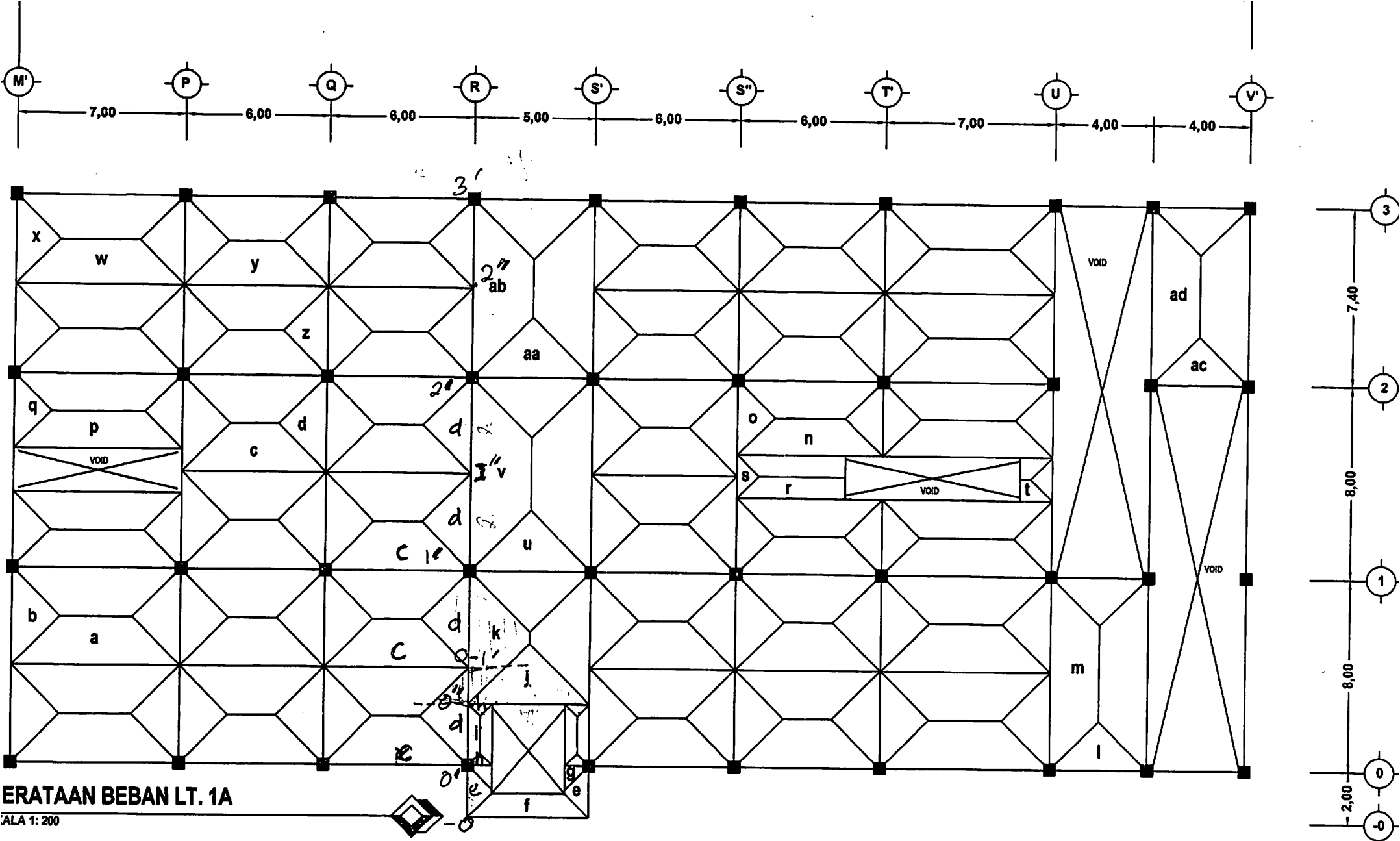
Beban hidup terpusat pelat portal melintang Grid R



Pembebanan mati pelat portal melintang Grid R

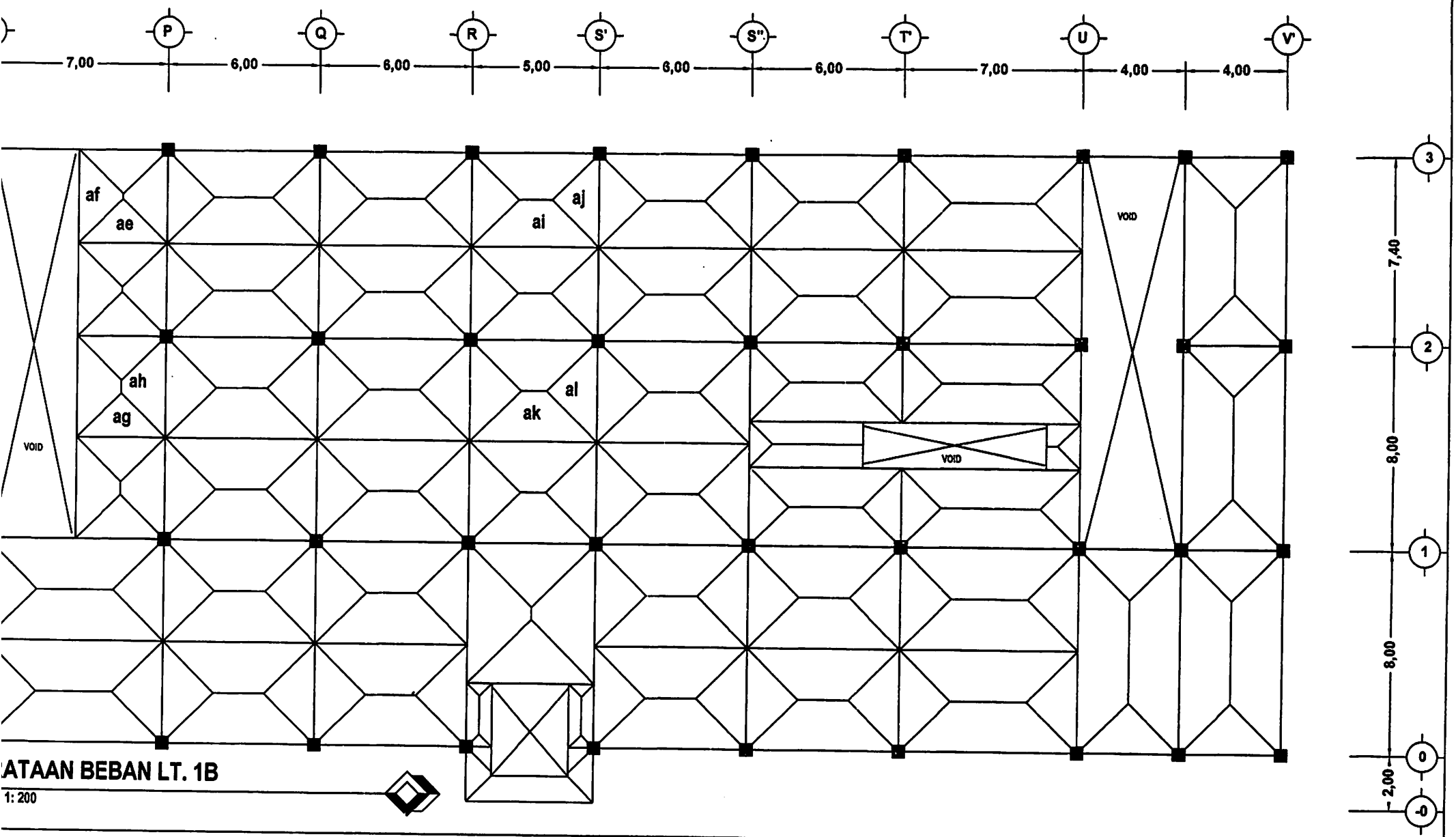


Pembebanan hidup pelat portal melintang Grid R



ERATAAN BEBAN LT. 1A

ALA 1: 200

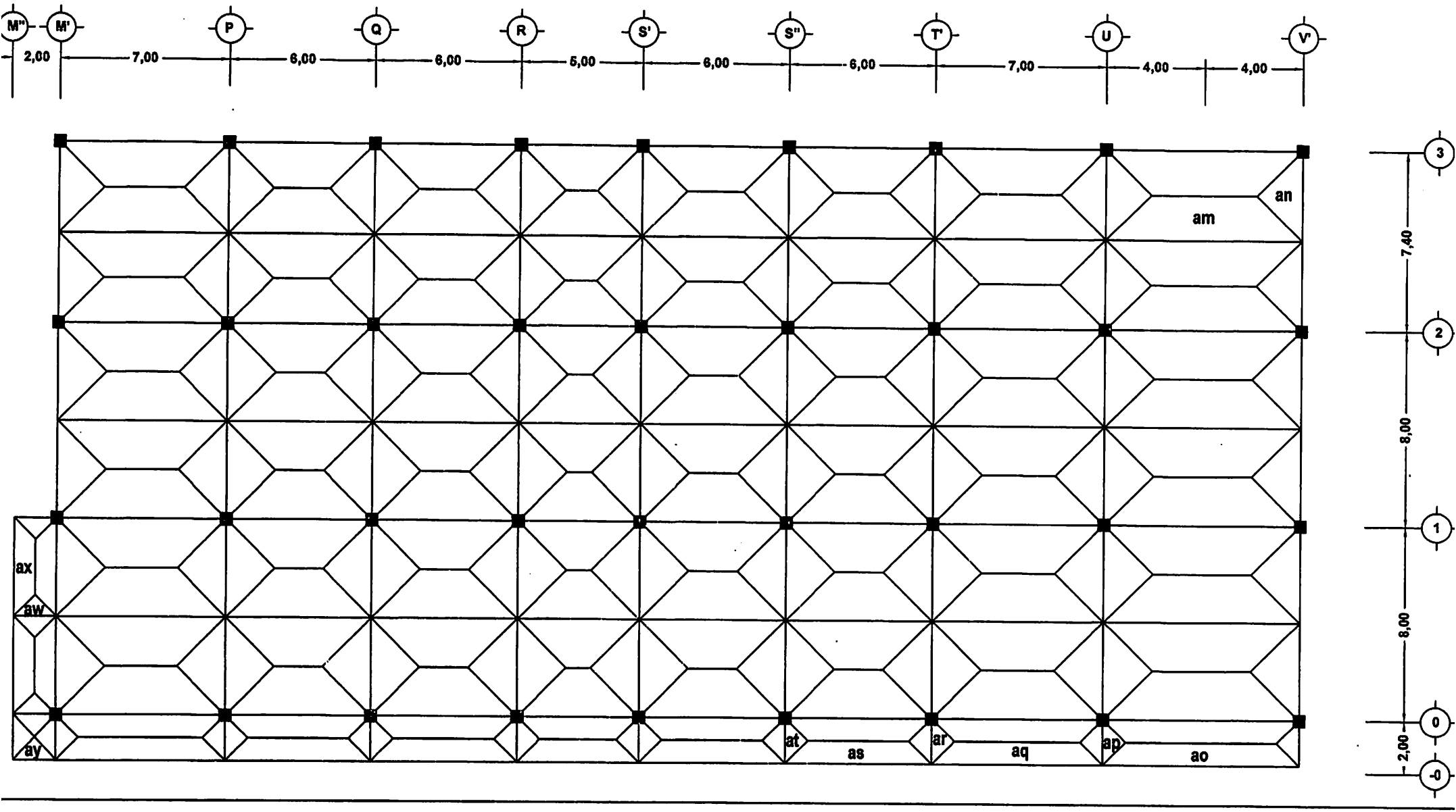


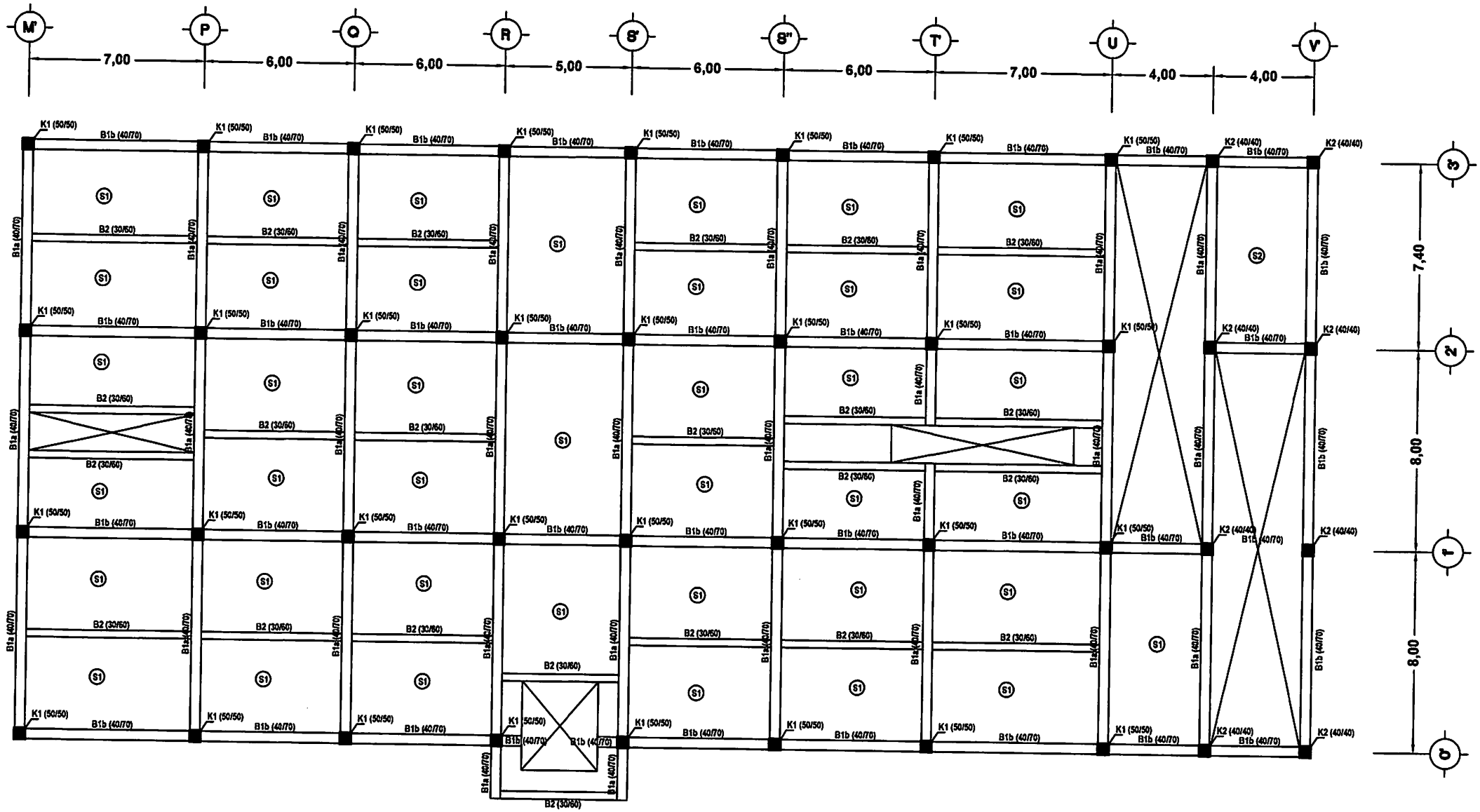
ATAAN BEBAN LT. 1B

1: 200

PERATAAN BEBAN LT. 2 & LT. 3

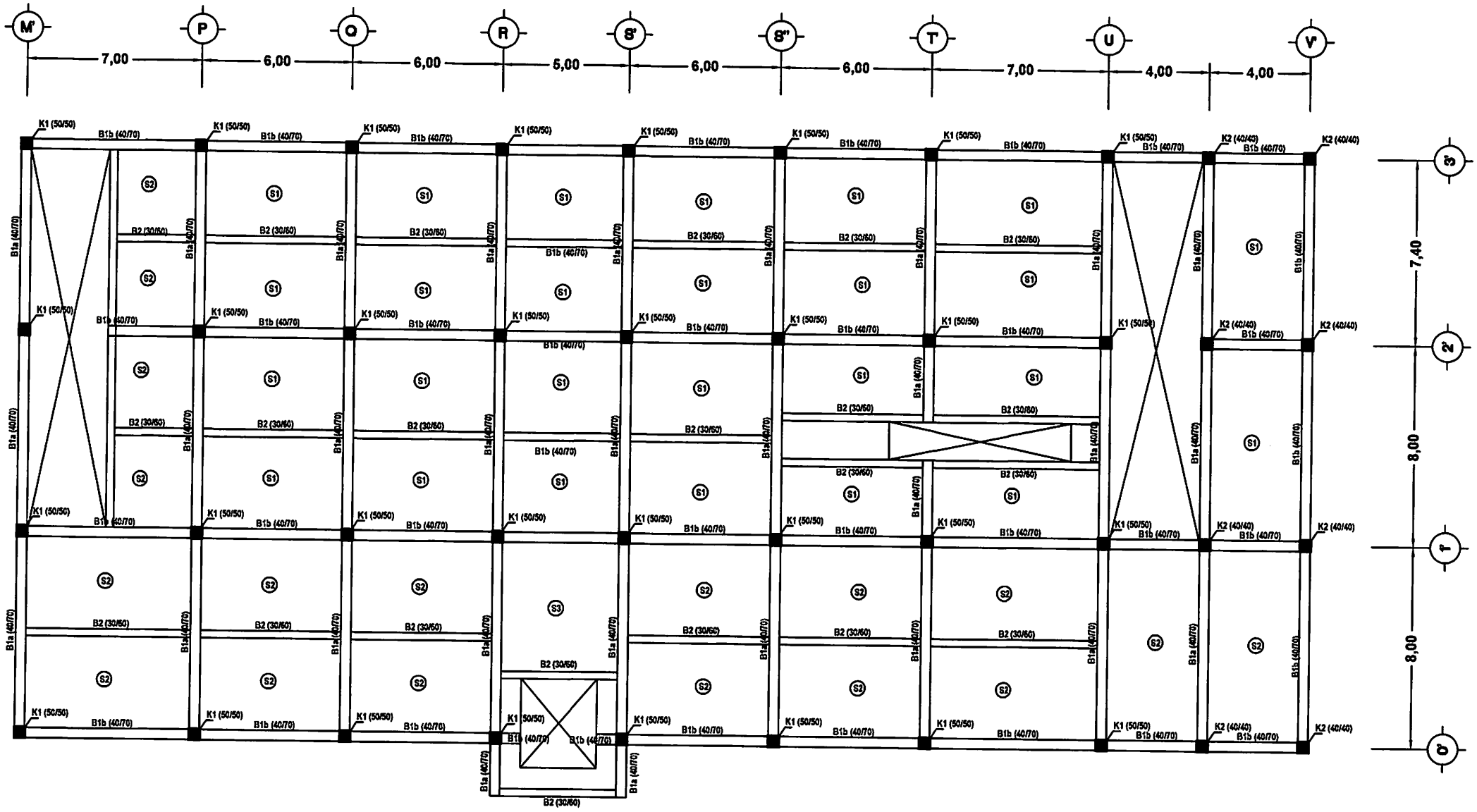
SKALA 1: 200





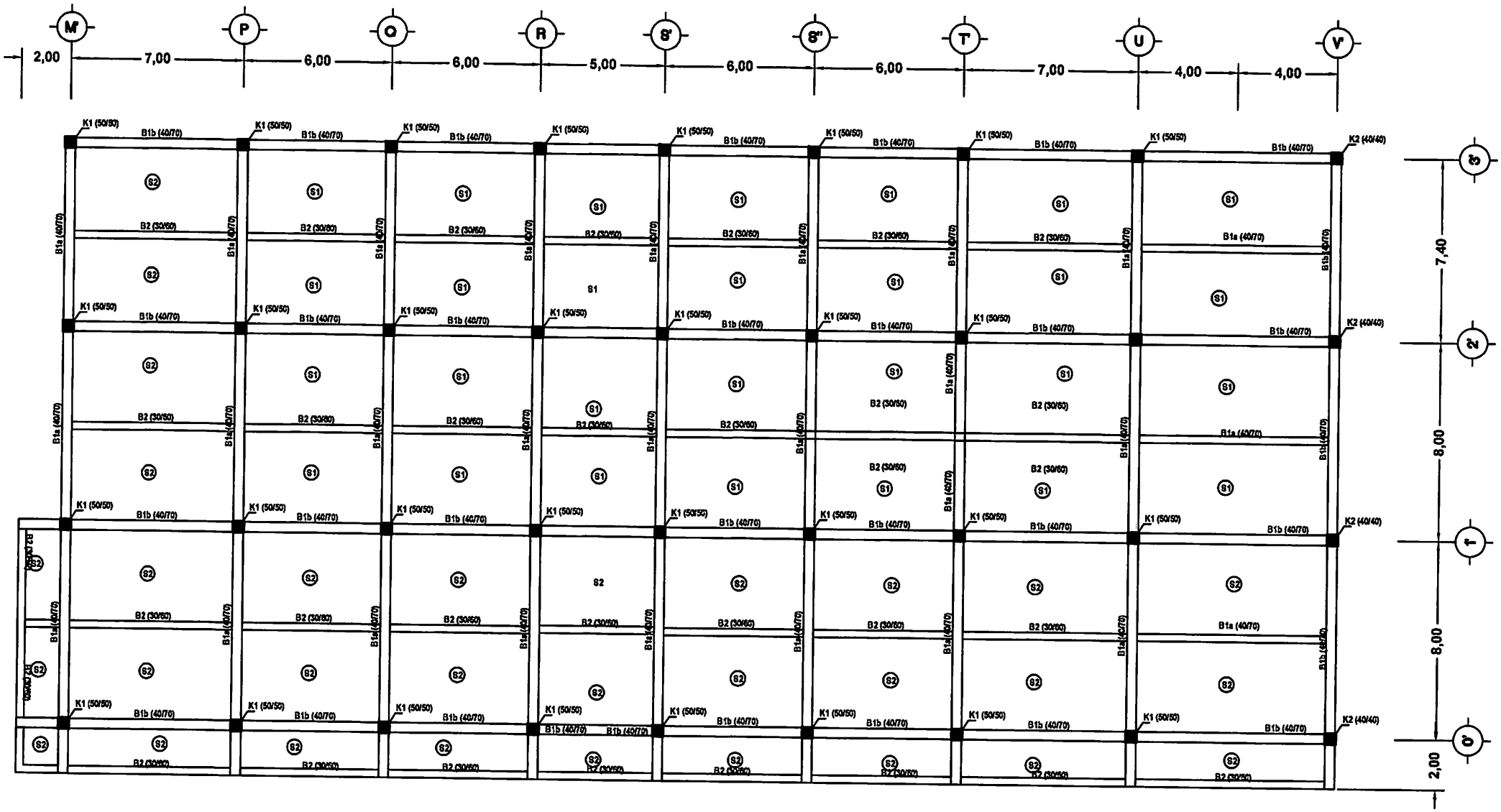
KEYPLAN BALOK, KOLOM & PELAT LT. 1

SKALA 1: 200



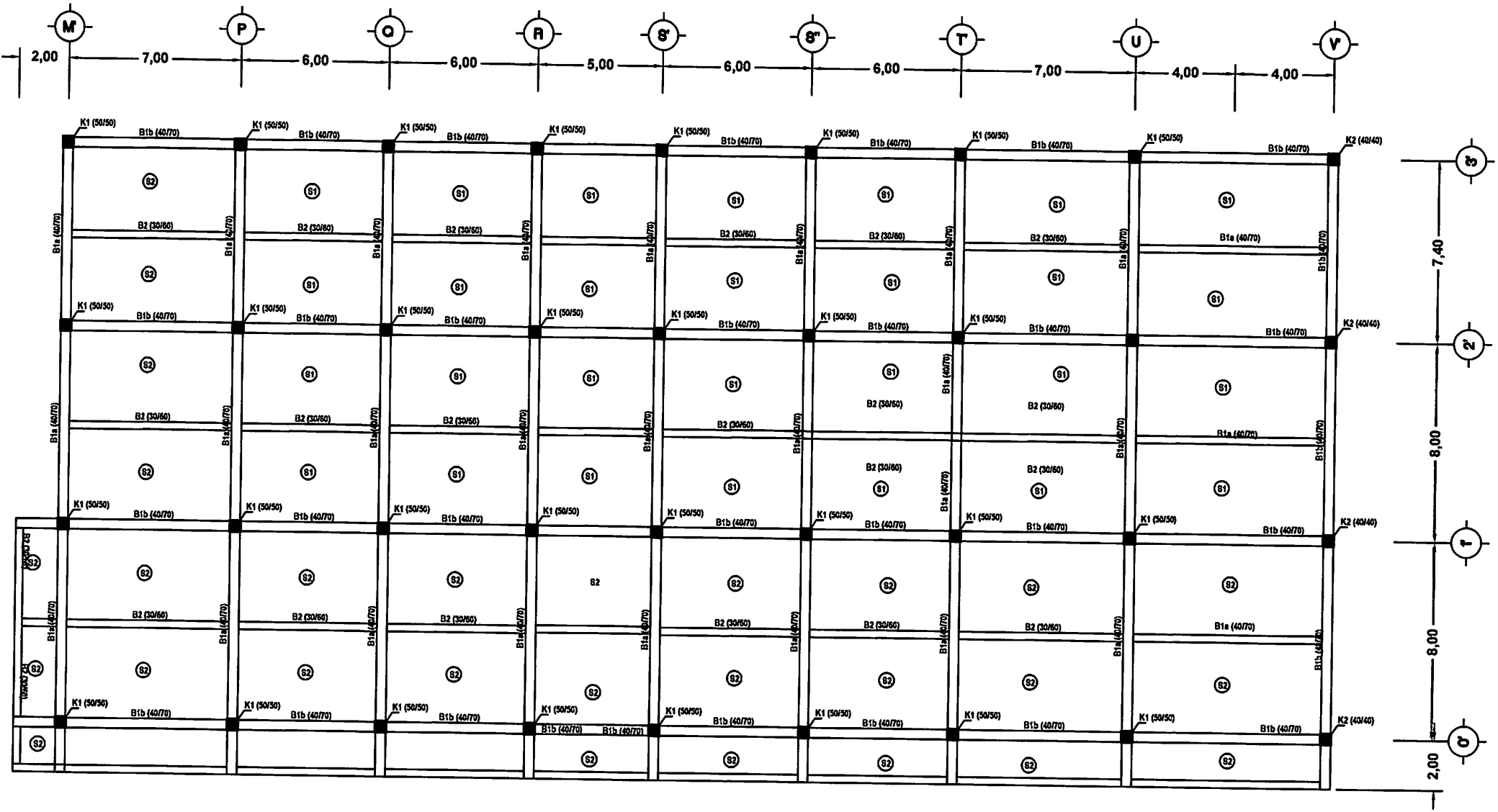
KEYPLAN BALOK, KOLOM & PELAT LT. 1B

SKALA 1: 200



KEYPLAN BALOK, KOLOM & PELAT LT. 2

SKALA 1: 200



KEYPLAN BALOK, KOLOM & PELAT LT. 3

SKALA 1: 200