

**SKRIPSI**  
**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PEMBANGUNAN**  
**GEDUNG APARTEMENT RIVERSIDE MALANG**



Disusun Oleh :

**ADRIANUS**

**08.21.028**

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

**2014**

**LEMBAR PERSETUJUAN**

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PEMBANGUNAN  
GEDUNG APARTMENT RIVERSIDE MALANG**

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

**Disusun Oleh :**

**ADRIANUS**

**08.21.028**

**Menyetujui :**

**Dosen Pembimbing I**



**(Ir. Eding Iskak Imananto, MT)**


**Dosen Pembimbing II**



**(Ir. Munasih, MT)**

**Mengetahui,**

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



**(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)**

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

**2014**

**LEMBAR PENGESAHAN**

**SKRIPSI**

**STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PEMBANGUNAN  
GEDUNG APARTMENT RIVERSIDE MALANG**

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

*Pada Hari : Rabu*

*Tanggal : 13 Agustus 2014*

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

**Disusun Oleh :**

**ADRIANUS**

**08.21.028**

**Disahkan oleh :**

**Ketua**



(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)

**Sekretaris**



(Lila Ayu Ratna Winanda, ST, MT)

**Anggota Penguji :**

**Penguji I**



(Ir. Adrianus Agus Santosa, MT)

**Penguji II**



(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 di bawah ini :

**Nama** : ADRIANUS

**NIM** : 08.21.028

**Program Studi** : Teknik Sipil S-1

**Fakultas** : Teknik Sipil dan Perencanaan

Menyatakan dengan sesungguhnya bahwa skripsi saya yang berjudul :

**“STUDI PERENCANAAN PONDASI SUMURAN PADA PEMBANGUNAN  
GEDUNG APARTMENT RIVERSIDE MALANG”**

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

**Malang, Agustus 2014**

**Yang Membuat Pernyataan**



**Adrianus**

## ABSTRAKSI

Adrianus, **Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Proyek Pembangunan Apartemen Riverside Malang**. Pembimbing I : Ir. Eding Iskak Imananto, MT. ; Pembimbing II : Ir. Munasih, MT..

---

Kata Kunci : Sumuran, Daya Dukung Tanah, Penurunan, Penulangan

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

Tujuan dari penulisan skripsi ini adalah memberikan suatu gambaran berupa alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan pondasi sumuran, dengan perencanaan gedung dari 3 lantai menjadi 6 lantai pada kedalaman tanah keras 3,40 m. Dari perencanaan ini diharapkan dapat dilakukan suatu perencanaan struktur pondasi yang sesuai dengan data-data tanah yang diperoleh.

Melalui perhitungan struktur dengan bantuan Staad Pro diperoleh beban untuk tipe kolom berat = 235000 kg, untuk tipe kolom sedang = 118000 kg, dan untuk tipe kolom ringan = 12800 kg. Dari perhitungan analisa struktur diperoleh daya dukung tipe I = 245071 kg, tipe II = 124496 kg dan tipe III = 19295 kg, daya dukung pondasi sumuran mampu menahan beban struktur dari masing-masing titik. Dari perhitungan penurunan tipe I = 0,1768 cm, tipe II dan tipe III = 0,1889 cm. Syarat penurunan maksimal adalah 2,5 – 5 cm, maka dari masing-masing penurunan aman. Sedangkan untuk penulangan pile cap untuk tulangan tarik menggunakan tulangan D19 – 200 dan untuk tulangan tekan menggunakan tulangan D10 – 250, sedangkan untuk tiang pancang menggunakan tulangan pokok 28 D 25 dan tulangan spiral Ø 10 – 50.

## KATA PENGANTAR

Puji syukur kepada Tuhan Yesus Kristus yang telah memberikan rahmat-Nya kepada kami, sehingga kami dapat menyelesaikan skripsi berjudul “**Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Pembangunan Gedung Apartment Riverside Malang**” yang merupakan salah satu syarat memperoleh gelar Sarjana Teknik.

Sehubungan dengan hal tersebut dalam kesempatan ini kami menyampaikan rasa hormat dan terima kasih yang sebesar-besarnya kepada :

1. Bapak Dr. Ir. Kustamar, MT. selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan.
2. Bapak Ir. Adrianus Agus S., MT. sebagai Selaku Ketua Prodi Teknik Sipil S-1.
3. Ibu Lila Ayu Winanda, ST. sebagai Sekretaris Prodi Teknik Sipil S-1.
4. Bapak Ir. Eding Iskak Imananto, MT. selaku dosen Pembimbing.
5. Ibu Ir. Munasih, MT. selaku dosen Pembimbing.
6. Rekan-rekan Angkatan Teknik Sipil S-1 2008.
7. Orang tuaku dan kakakku yang selalu memberi dukungan dan doa sampai dengan saat ini.
8. My lovely Veronika Diana yang selalu memberi motivasi dan doa.

Dalam menulis skripsi ini kami menyadari bahwa terdapat banyak kekurangan, hal ini dikarenakan terbatasnya kemampuan kami. Maka kami mengharapkan kritik dan saran yang bersifat membangun dari para pembaca demi kesempurnaan skripsi ini.

Malang, 8 Agustus 2014

Penulis

## DAFTAR ISI

<b>LEMBAR PERSETUJUAN.....</b>	<b>i</b>
<b>LEMBAR PENGESAHAN .....</b>	<b>ii</b>
<b>LEMBAR KEASLIAN SKRIPSI .....</b>	<b>iii</b>
<b>ABSTRAKSI .....</b>	<b>iv</b>
<b>KATA PENGANTAR .....</b>	<b>v</b>
<b>DAFTAR ISI .....</b>	<b>vi</b>
<b>BAB I PENDAHULUAN.....</b>	<b>1</b>
1.1 Latar Belakang .....	1
1.2 Identifikasi masalah .....	2
1.3 Tujuan dan Manfaat .....	2
1.4 Lingkup Pembahasan .....	3
<b>BAB II DASAR TEORI.....</b>	<b>4</b>
2.1 Tinjauan Umum Pondasi.....	4
2.2 Syarat Umum Pondasi.....	5
2.3 Klasifikasi Pondasi.....	5
2.4 Pondasi Sumuran .....	15
2.4.1. Pengertian Pondasi Sumuran .....	15
2.4.2. Dasar Perencanaan Pondasi Sumuran.....	20
2.4.3. Daya Dukung Pondasi Sumuran .....	23
2.5 Penurunan Pondasi Sumuran .....	26

<b>BAB III ANALISA PEMBEBANAN DAN STATIKA.....</b>	<b>31</b>
3.1 Data Perencanaan Pondasi Tiang Pancang .....	31
3.1.1. Spesifikasi Umum.....	31
3.2 Perhitungan Plat Lantai.....	33
3.2.1. Perhitungan Beban Atap .....	33
3.2.2. Pembebanan plat lantai 2,3,4,5,6 .....	33
3.2.3. Perataan Beban Plat Lantai .....	34
3.2.4. Pembebanan Balok Lantai Memanjang .....	75
3.2.5. Pembebanan Balok Atap Memanjang.....	86
3.2.6. Pembebanan Balok Lantai Melintang.....	95
3.2.7. Pembebanan Balok Atap Melintang .....	110
3.2.8. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Memanjang.....	122
3.2.9. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang .....	130
3.2.10. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Melintang.....	137
3.2.11. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Melintang.....	147
3.2.12. Beban mati terpusat (Pd).....	155
3.3. Perhitungan Pembebanan Gempa .....	156
3.4. Perhitungan Waktu Getar Bangunan ( T ) .....	163
3.4.1. Perhitungan Gaya Geser Horisontal.....	164
<b>BAB IV PERENCANAAN PONDASI.....</b>	<b>168</b>
4.1 Data Perencanaan.....	168
4.2. Parameter Tanah .....	168
4.3. Perencanaan Pondasi Sumuran .....	169
4.3.1. Bentuk Penampang Pondasi Tipe 1 .....	170



4.3.1.1 Daya Dukung Pondasi Tipe 1 .....	171
4.3.1.2 Daya Dukung Pondasi Dalam Kelompok Tipe 1.....	176
4.3.1.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tipe 1 .....	176
4.3.2. Bentuk Penampang Pondasi Tipe 2 .....	181
4.3.2.1 Daya Dukung Pondasi Tipe 2 .....	182
4.3.2.2 Daya Dukung Pondasi Dalam Kelompok Tipe 2.....	187
4.3.1.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tipe 2 .....	188
4.3.3. Bentuk Penampang Pondasi Tipe 3 .....	192
4.3.3.1 Daya Dukung Pondasi Tipe 3 .....	193
4.3.3.2 Daya Dukung Pondasi Dalam Kelompok Tipe 3.....	198
4.3.3.3 Perhitungan Penurunan Pondasi Tipe 3 .....	199
4.4.1. Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat .....	203
4.4.2. Penulangan Poer Pondasi Sumuran .....	207
4.4.2.1 Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom.....	212
4.4.3. Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran.....	215
4.4.3.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Sumuran .....	221
4.4.3.2 Perencanaan Tulangan Spiral .....	222
<b>BAB V KESIMPULAN DAN SARAN.....</b>	<b>224</b>

## **DAFTAR PUSTAKA**

## **LAMPIRAN**

# **BAB I**

## **PENDAHULUAN**

### **1.1 Latar Belakang**

Dengan perkembangan serta pertumbuhan penduduk yang begitu pesat, mengakibatkan meningkatnya kebutuhan pembangunan, baik dalam pembangunan sarana transportasi maupun sarana pelayanan umum lainnya. Adapun sarana-sarana tersebut antara lain seperti kantor, pusat perbelanjaan, rumah sakit, rumah tempat tinggal, jalan dan lain sebagainya.

Begitu juga dengan perkembangan ilmu pengetahuan dan teknologi, banyak alternatif desain struktur yang digunakan sesuai dengan fungsinya. Hal ini mendorong para perencana, pelaksana, dan pengawas pembangunan untuk menindak lanjuti seberapa jauh konsep-konsep teknologi itu dapat di terapkan. Dalam pembangunan khususnya pembangunan struktur pondasi.

Pondasi merupakan konstruksi yang menghubungkan suatu struktur dengan tanah, dimana tanah sebagai penopangnya. Untuk membangun suatu struktur bangunan perlu di rencanakan pondasi yang mampu menghubungkan suatu struktur bangunan dengan tanah secara baik. Dan untuk memilih pondasi pondasi yang memadai harus sesuai dengan kondisi tanahnya, sehingga pondasi tersebut cocok untuk berbagai keadaan di lapangan.

Pada umumnya pondasi terbagi menjadi dua, yaitu pondasi dangkal yang mana termasuk di dalamnya adalah pondasi telapak dan pondasi rakit. Dan pondasi dalam yang mana termasuk di dalamnya termasuk pondasi tiang pancang, tiang bor, pondasi sumuran dan pondasi strauss. Melalui skripsi ini penulis ingin merencanakan

penggunaan pondasi sumuran pada proyek pembangunan gedung Apartement Riverside Malang.

## **1.2 Identifikasi Masalah**

Identifikasi Masalah bertujuan untuk mengetahui batasan-batasan pembahasan proyek yang pada akhirnya akan dianalisa. Berikut ini akan dipaparkan beberapa informasi mengenai gedung Apartement Riverside Malang :

- a. Data Tanah yang dipakai adalah data CPT (Sondir)
- b. Kondisi fisik Gedung Apartement Riverside
  1. Jumlah Lantai pada gedung Apartement adalah 3 (tiga) lantai, dijadikan 6 (enam) lantai, agar struktur bangunan menjadi bangunan tinggi yang menerima beban gempa.
  2. Jenis kontruksi yang digunakan adalah kontruksi beton bertulang
  3. Kontruksi atap menggunakan dak beton.
  4. Jenis pondasi yang digunakan adalah pondasi strauss  $\varnothing$  30.
- c. Direncanakan pondasi Sumuran sebagai alternatif lain dalam perencanaan pondasi pada gedung Apartement Riverside Malang.

## **1.3 Tujuan dan Manfaat**

Penulisan skripsi ini bertujuan untuk memberikan suatu gambaran atau alternatif perencanaan struktur pondasi dengan menggunakan struktur pondasi sumuran. Adapun manfaat dari penulisan skripsi ini diharapkan dapat merencanakan struktur pondasi yang sesuai dengan data tanah yang diperoleh, sehingga mendapatkan hasil yang sesuai berdasarkan hasil analisa.

#### **1.4 Lingkup Pembahasan**

Skripsi ini adalah berjudul Studi Perencanaan Pondasi Sumuran Pada Pembangunan Gedung Apartement Riverside Malang. Sesuai dengan judul skripsi ini, maka ruang lingkup bahasan skripsi ini mengenai perhitungan pondasi sumuran, meliputi :

- a) Perhitungan daya dukung pondasi sumuran.
- b) Perhitungan penurunan pondasi sumuran.
- c) Perhitungan penulangan pondasi sumuran dan pengikat tiang (poer atau pile cap).

Sebagai pedoman perhitungan analisa pembebanan dan statika pada struktur bangunan tersebut di dasarkan pada :

- a) Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG) 1983 ;
- b) SNI 03-2847-2002; Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung.
- c) Analisa statika struktur bangunan atas 6 lantai menggunakan program bantu computer STAAD-Pro.

## **BAB II**

### **LANDASAN TEORI**

#### **2.1. Tinjauan Umum Pondasi**

Didalam ilmu teknik sipil pondasi dapat didefinisikan sebagai suatu struktur atau lapisan tanah padat (keras) yang mempunyai daya dukung cukup dan berfungsi sebagai penerus beban ke lapisan tanah dibawahnya, maka jelas pondasi sangat penting untuk suatu system rekayasa yang harus mampu menjamin kestabilan bangunan terhadap 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 factor 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 direncanakan berdasarkan data tanah yang aman, serta dapat mendukung beban bangunan tanpa timbul penurunan yang berlebihan. Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan lapisan tanah padat dengan daya dukung yang cukup besar, maka perlu dilakukan penyelidikan tanah.

## **2.2. Syarat Umum Pondasi**

Untuk mengetahui letak atau kedalaman lapisan tanah padat dengan daya dukung 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 dilampaui.
2. Penurunan (*settlement*) yang terjadi harus sekecil mungkin.

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

1. Kedalaman pondasi harus memadai untuk menghindari pergerakan tanah lateral dari bawah pondasi.
2. Kedalaman harus berada dibawah daerah perubahan volume musiman yang disebabkan oleh pembekuan pencairan dan pertumbuhan tanaman.
3. Pondasi harus ekonomis didalam metode pemasangan.
4. Sistem harus aman terhadap korosi atau kerusakan yang disebabkan oleh bahaya-bahaya yang terdapat didalam tanah, terutama pada bangunan laut.
5. Sistem harus mampu beradaptasi 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

## **2.3. Klasifikasi Pondasi**

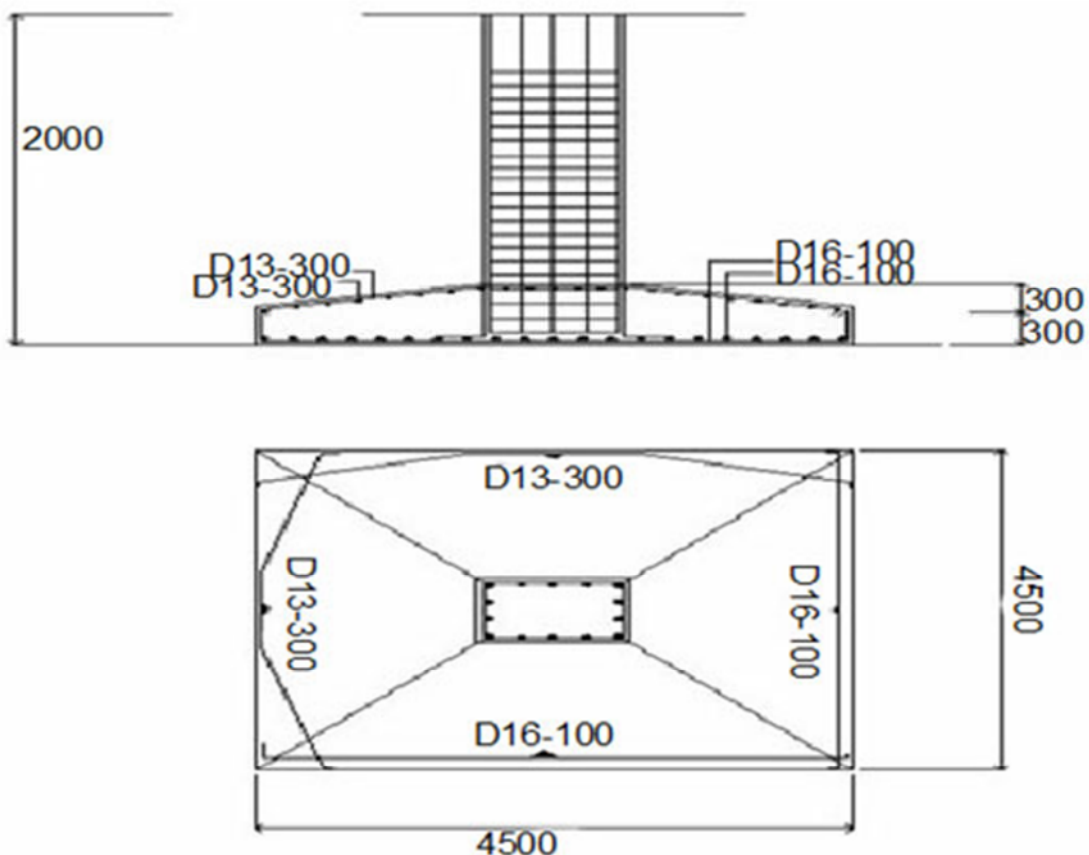
Berdasarkan kedalaman dari permukaan tanah, pondasi terdiri dari pondasi dangkal dan pondasi dalam. Untuk lebih jelasnya klasifikasi pondasi secara umum yaitu sebagai berikut:

## 1. Pondasi Dangkal

Menurut Terzaghi, istilah pondasi dangkal digunakan untuk pondasi yang mana perbandingan kedalaman dasar pondasi dari permukaan tanah ( $D$ ) dan lebar pondasi ( $B$ ) lebih kecil atau sama, ( $D \leq B$ ). Pondasi lain yang mempunyai lebar kurang dari jarak  $D$ , dimasukkan dalam kategori pondasi dalam. Pada umumnya pondasi dangkal mempunyai kedalaman  $\leq 3$  meter, yang mana termasuk didalamnya : pondasi telapak, pondasi konstruksi sarang laba-laba, pondasi memanjang batu kali, pondasi batu bata dan pondasi rakit.

### a. Pondasi Telapak

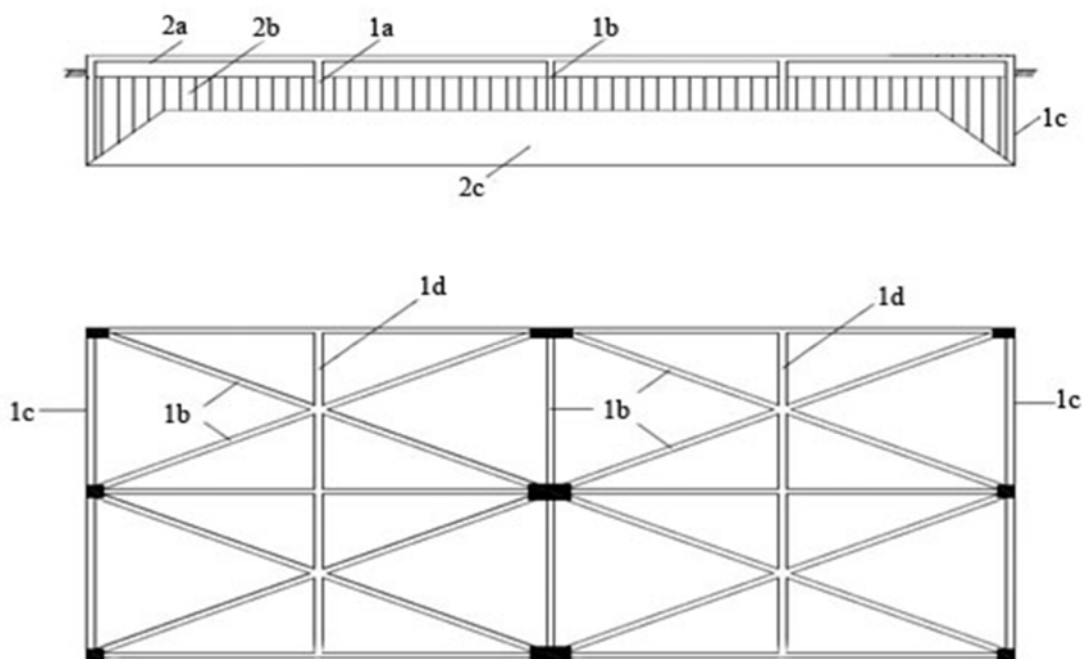
Dimana beban yang disalurkan disebarakan melalui lebar telapak pondasi. Dimana intensitas beban yang diteruskan ketanah haruslah lebih kecil dari daya dukung tanah yang diijinkan.



Gambar 2.1 : Pondasi Telapak

b. Pondasi Kontruksi Sarang Laba-laba

Pondasi KSSL merupakan kombinasi konstruksi bangunan bawah konvensional yang merupakan perpaduan pondasi plat beton pipih menerus yang di bawahnya dikakukan oleh rib-rib tegak yang pipih tinggi dan sistem perbaikan tanah di antara rib-rib. Kombinasi ini menghasilkan kerja sama timbal balik yang saling menguntungkan sehingga membentuk sebuah pondasi yang memiliki kekakuan (*rigidity*) jauh lebih tinggi dibandingkan sistem pondasi dangkal lainnya. Dinamakan sarang laba-laba karena pembesian plat pondasi di daerah kolom selalu berbentuk sarang laba-laba. Juga bentuk jaringannya yang tarik-menarik bersifat monolit yaitu berada dalam satu kesatuan. Ini disebabkan plat konstruksi didesain untuk multi fungsi, untuk septic tank, bak reservoir, lantai, pondasi tangga, kolom praktis dan dinding. Rib(tulang iga) KSSL berfungsi sebagai penyebar tegangan atau gaya-gaya yang bekerjapada kolom. Pasir pengisi dan tanah dipadatkan berfungsi untuk menjepit rib-rib konstruksi terhadap lipatan puntir.



Gambar 2.2 : Pondasi KSSL



Keterangan :

1a - pelat beton pipih menerus

1b - rib konstruksi

1c - rib settlement

1d - rib pembagi

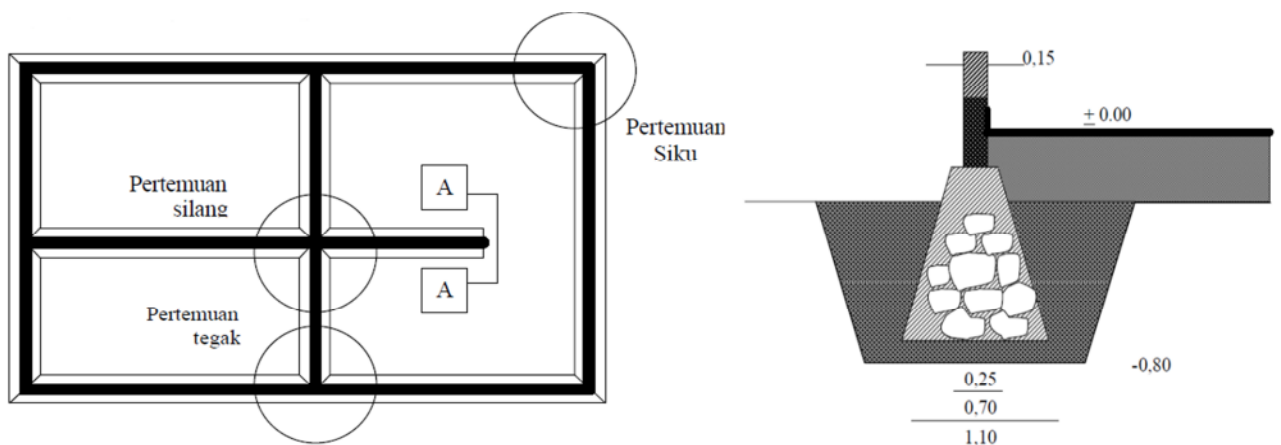
2a - urugan pasir dipadatkan

2b - urugan tanah dipadatkan

2c - lapisan tanah asli yang ikut terpadatkan

#### c. Pondasi Memanjang Batu Kali

Rancangan pembuatan propil dari gambar pondasi, khusus pondasi Memanjang batu kali ini termasuk pondasi dangkal memanjang dapat dilihat dari bentuk denah bangunan, dengan berbagai jenis pertemuan yaitu pertemuan siku, pertemuan tegak dan pertemuan silang.

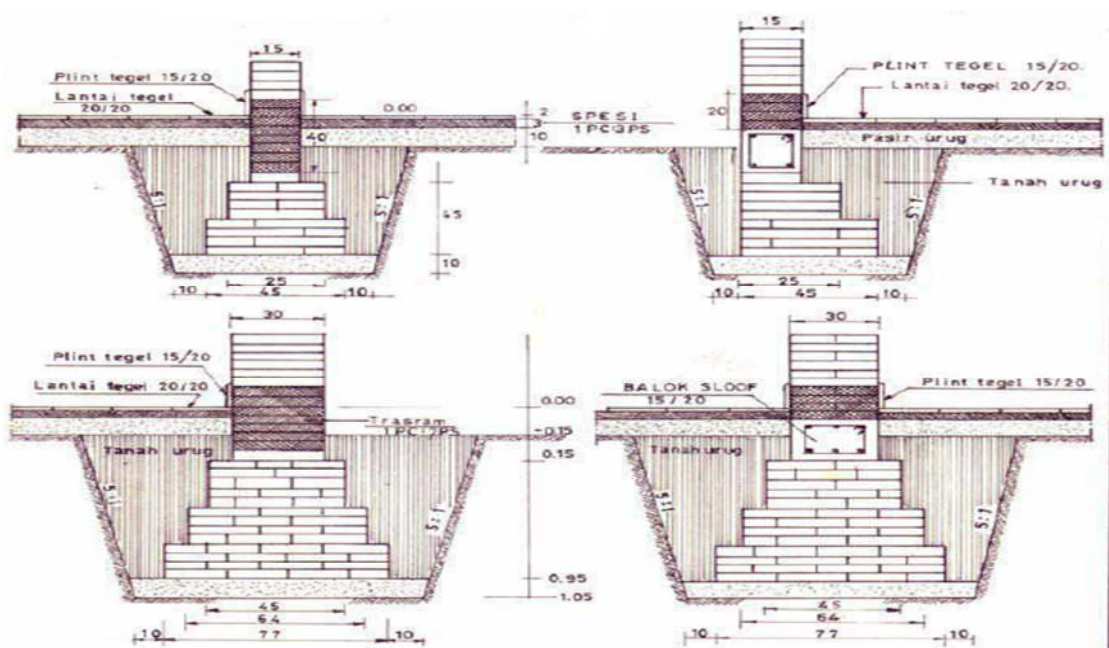


**Gambar 2.3 : Pondasi memanjang Batu Kali**

#### d. Pondasi Batu Bata

Pondasi ini dibuat dari bata merah yang disusun secara teratur dan bertangga yang bentuknya merupakan empat persegi panjang dan tiap-tiap tangga terdiri dari 3-4 lapis. Apabila tiap-tiap ujung tangga dihubungkan akan merupakan trapesium

yang tetap memenuhi syarat pondasi. Pemasangan bata diatur dan disusun yang tetap memenuhi persyaratan ikatan bata, tiap-tiap lapisan dihubungkan dengan perekat/spesi. Pondasi ini dapat dibuat dilahan yang mempunyai kondisi tanah dengan tanah keras yang tidak dalam/dangkal. Biasanya bangunan yang menggunakan pondasi batu bata, bangunannya hanya berlantai satu, dikarenakan pondasi batu bata tidak kuat menahan beban apabila bangunannya berlantai banyak.



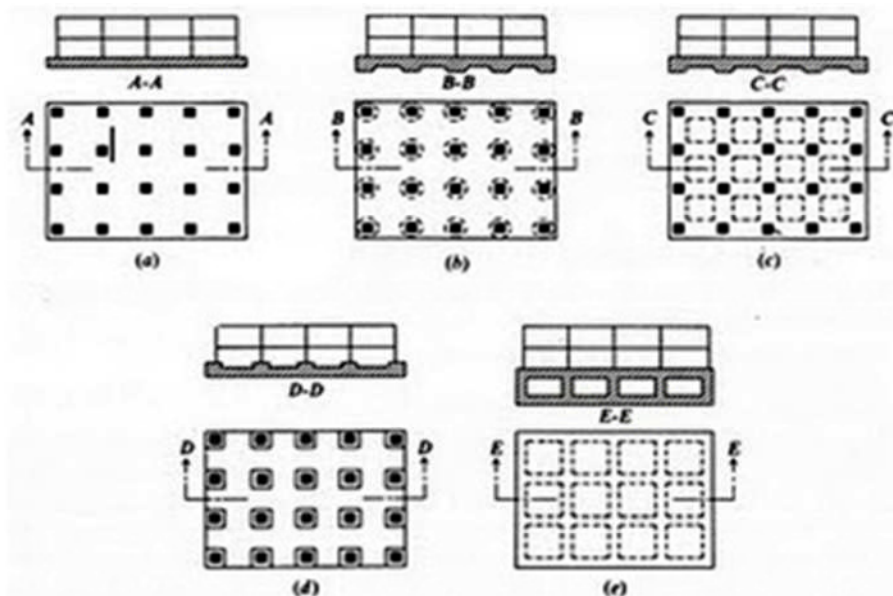
**Gambar 2.4 : Pondasi Batu Bata**

e. Pondasi Rakit

Pondasi rakit (raft foundation) adalah pelat beton yang berbentuk rakit melebar keseluruhan bagian dasar bangunan, yang digunakan untuk meneruskan beban bangunan ke lapisan tanah dasar atau batu-batuan di bawahnya. Sebuah pondasi rakit bisa digunakan untuk menopang tangki-tangki penyimpanan atau digunakan untuk menopang beberapa bagian peralatan industri. Pondasi rakit biasanya digunakan di bawah kelompok silo, cerobong, dan berbagai konstruksi bangunan.

Pondasi rakit terbagi lagi dalam beberapa jenis yang lazim atau sering digunakan, yaitu:

- a) Plat rata
- b) Pelat yang ditebalkan di bawah kolom
- c) Balok dan plat
- d) Plat dengan kaki tiang
- e) Dinding ruang bawah tanah sebagai bagian pondasi telapak



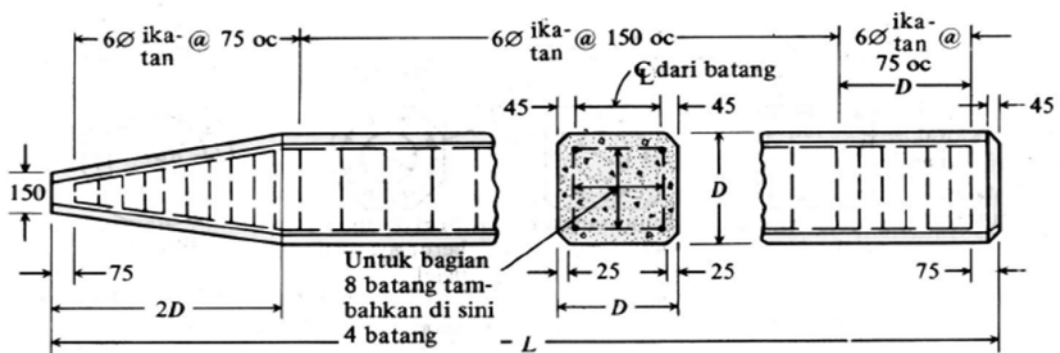
**Gambar 2.5 : Pondasi Rakit**

## 2. Pondasi Dalam

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

a. Pondasi Tiang Pancang

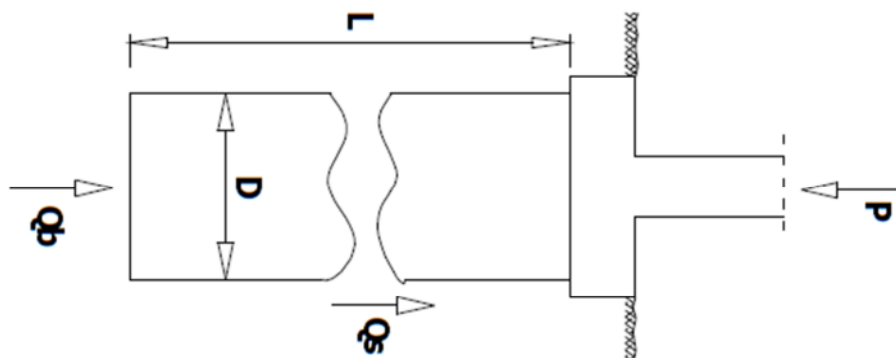
Tiang pancang beton bertulang yang dicetak dan dicor dalam acuan beton (bekisting) yang setelah cukup keras kemudian diangkat dan dipancangkan. Karena tegangan tarik beton kecil dan praktis dianggap sama dengan nol, sedangkan berat sendiri beton besar, maka tiang pancang ini harus diberikan penulangan yang cukup kuat untuk menahan momen lentur yang akan timbul pada waktu pengangkatan dan pemancangan.



Gambar 2.6 : Pondasi Tiang Pancang

b. Pondasi Sumuran

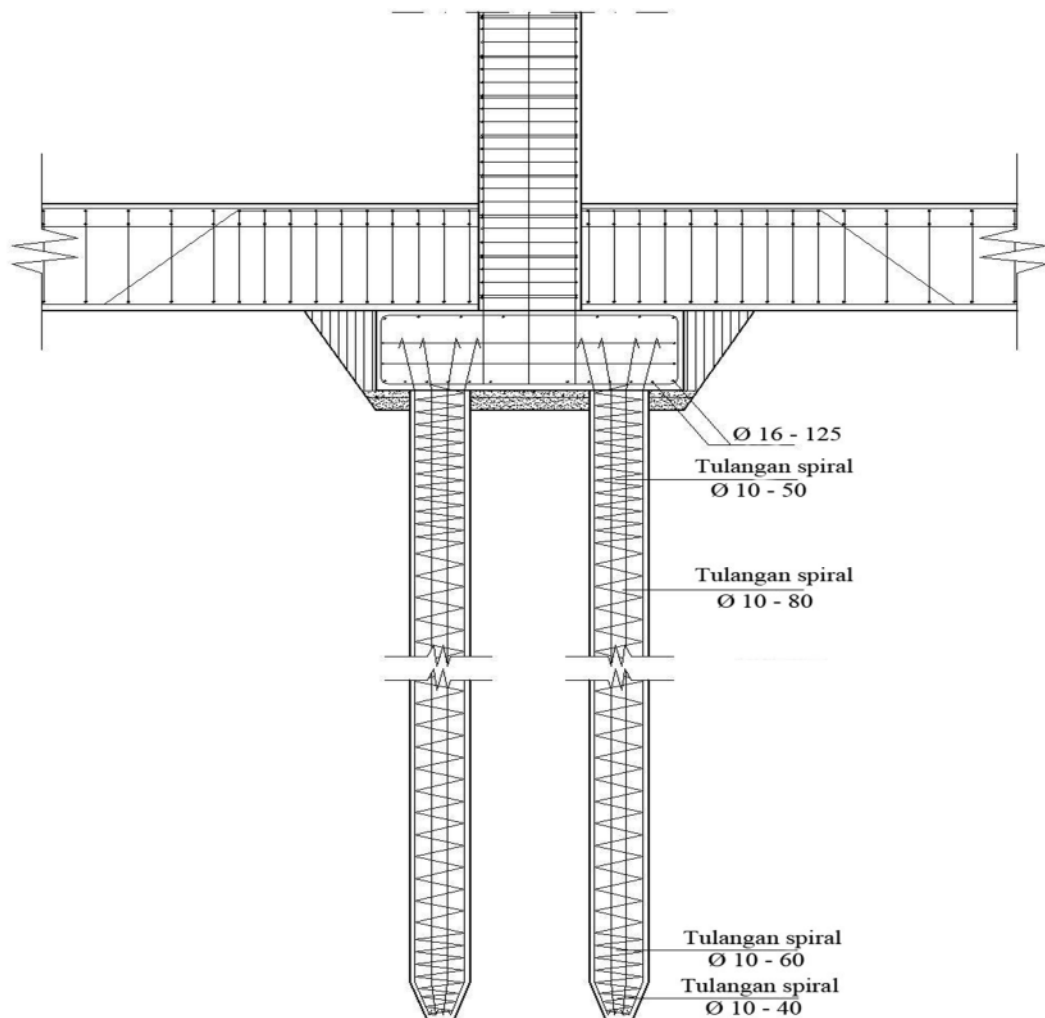
Pondasi sumuran adalah suatu bentuk peralihan antara pondasi dangkal dan pondasi tiang digunakan apabila tanah dasar terletak pada kedalaman yang relatif dalam.



Gambar 2.7 : Pondasi Sumuran

c. Pondasi Strauss

Kedalaman pondasi ini dapat mencapai lebih dari 5 meter dengan menggunakan besi tulangan sepanjang dalamnya pondasi. Biasanya ukuran pondasi yang sering dipakai adalah diameter 20 cm, 30 cm, dan 40 cm, sesuai dengan tersedianya mata bor. Seperti layaknya pondasi tiang, maka pondasi strauss ini ditumpu pada dudukan beton (pile cap). Fungsi dudukan beton adalah mengikatkan tulangan pondasi pada kolom dan sloof. Selain itu fungsinya adalah untuk transfer tekanan beban di atasnya.

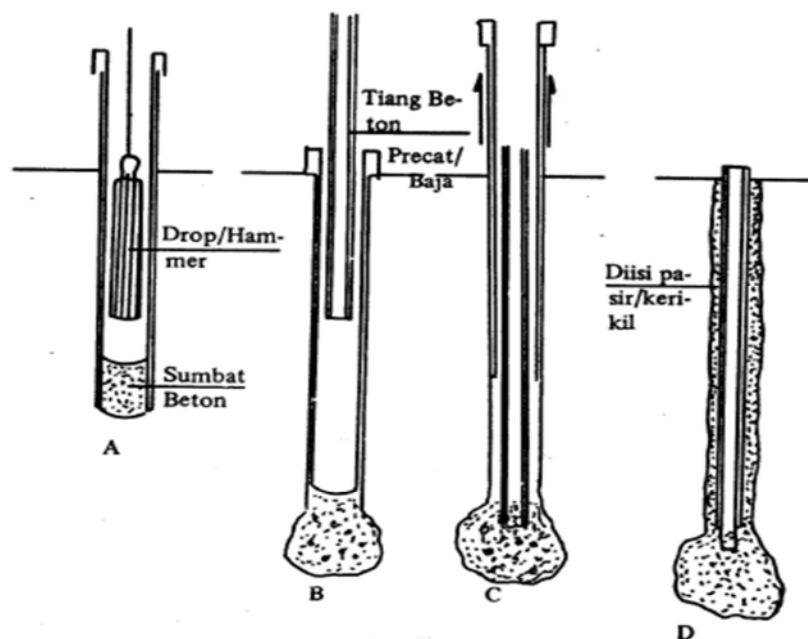


**Gambar 2.8 : Pondasi Strauss**

d. Franki Composite Pile (Sardjono HS, hal. 39)

Adapun pelaksanaan tiang composite ini adalah sebagai berikut :

- a. Pipa dengan sumbat beton yang dicor lebih dahulu pada ujung bawah pipa baja dipancang dalam tanah dengan drop hammer sampai pada tanah keras.
- b. Setelah pemancangan mencapai kedalaman yang telah direncanakan, pipa diisi lagi dengan beton dan terus ditumbuk dengan drop hammer sampai pipa ditarik lagi ke atas sedikit sehingga terjadi bentuk beton seperti bola.
- c. Setelah tiang beton precast atau tiang baja H masuk dalam pipa sampai bertumpu pada bola beton pipa ditarik keluar dari tanah.
- d. Rongga disekitar tiang beton precast atau baja H diisi dengan kerikil atau pasir.

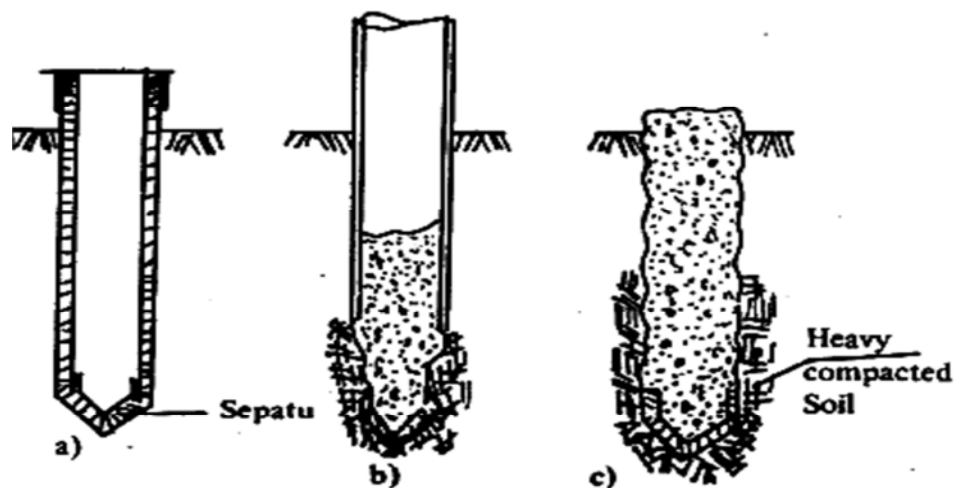


Gambar 2.9 : Pondasi Franki Composite Pile

e. Simplex Concrete Pile (Sardjono HS, hal. 18 )

Adapun prinsip pelaksanaan tiang simplex ini adalah sebagai berikut :

- a. Pipa dipancang dengan ujung bawah diberi sepatu baja sampai mencapai kedalaman yang direncanakan.
- b. Setelah cukup kemudian kedalaman pipa dicor beton sampai pipa ditarik ke atas. Kalau tanah di sekeliling tiang kurang kuat, maka dalam pipa dimasukan shell pipa tipis sebelum beton kita cork e dalam pipa. Baru setelah shell tipis dimasukan beton kita cork e dalam shell pipa tersebut.
- c. Pipa telah ditarik ke atas dan tiang simplex telah selesai. Tiang simplex ini dapat diperhitungkan sebagai end-bearing pile maupun sebagai friction-pile.



**Gambar 2.10 : Pondasi Simplex Concrete Pile**

Pondasi dalam digunakan apabila :

- Daya dukung tanah yang memenuhi berada atau terletak sangat dalam.
- Tanah dasar dibawah bangunan tersebut tidak mempunyai daya dukung yang cukup untuk memikul berat bangunan dan bebannya.

- Lapisan tanah dibawah permukaan sampai ke lapisan keras terdiri atas tanah lunak yang sangat tobal sehingga seandainya dipakai pondasi dangkal, biaya penggalian tanah lunak itu lebih mahal daripada biaya pondasi dalam itu sendiri.
- Lapisan tanah permukaan merupakan jenis tanah yang mudah kembang susut.

## **2.4.Pondasi Sumuran**

### **2.4.1. Pengertian Pondasi Sumuran**

Di dalam teknik pondasi istilah sumuran mempunyai dua pengertian yang berbeda maksudnya. Menurut penggunaan yang pertama, sumuran adalah sebuah bagian struktur bawah tanah yang melayani penggunaan yang sama seperti telapak, yaitu untuk meneruskan beban ke lapisan yang mampu mendukungnya tanpa bahaya keruntuhan atau penurunan yang berlebih. Tetapi masih ada perbedaannya dengan telapak, yaitu, perbandingan kedalaman pondasi terhadap lebar alas sumuran biasanya lebih besar dari 4, sedangkan untuk telapak, perbandingan ini umumnya kurang dari satu.

Menurut penggunaan kedua, sumuran ialah pendukung, biasanya dari beton atau pasangan batu, bagi struktur atas jembatan. Sumuran bisasanya muncul di atas permukaan tanah, dan umumnya muncul hingga di atas air hingga suatu ketinggian di atas ketinggian air maksimum. Maka suatu sumuran dapat dianggap sebagai suatu struktur di dalam dirinya sendiri. Untuk menghindari kerancuan, maka pengertian tiang sumuran akan digunakan untuk mengartikan bagian di atas pondasi.

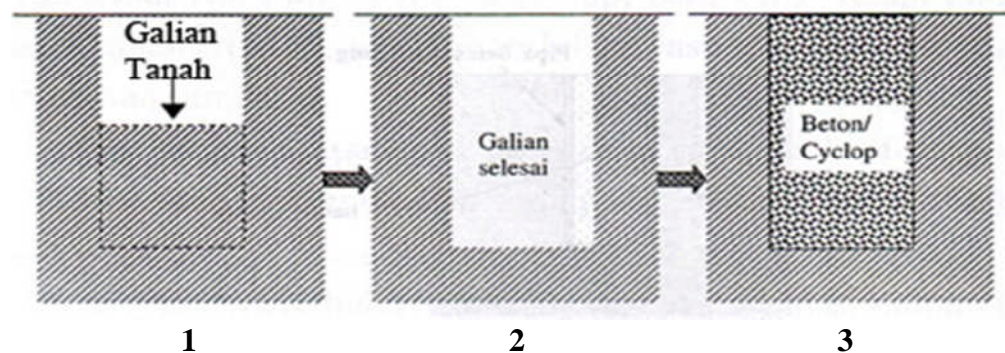


Untuk cara tersebut diatas dapat di laksanakan dengan dua cara yaitu :

1. Dengan cara menggali hingga kedalaman alas pondasi dan sumuran dibuat di dalam lubang tersebut. Bila tanah dapat dipotong tegak tanpa terganggu stabilitasnya maka kondisi sumuran ini dapat dilaksanakan tanpa casing, sedangkan kondisi sebaliknya berarti perlu casing.

a. Tanpa casing

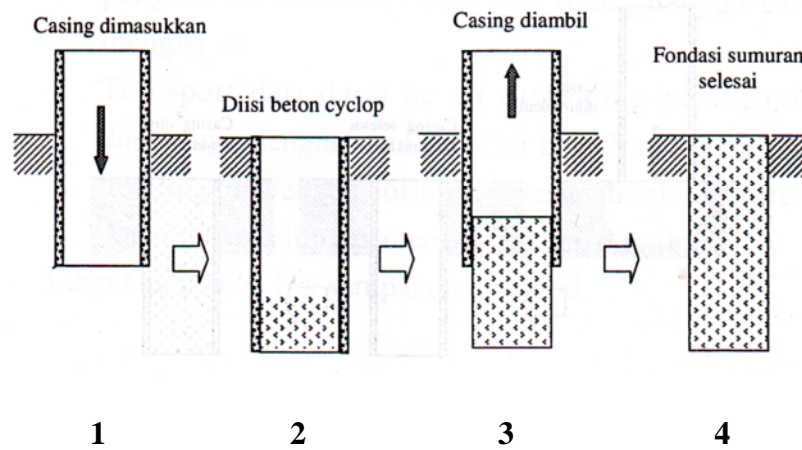
Pelaksanaan dilaksanakan dengan menggali lubang seperti sumuran sampai lapisan yang ditetapkan dengan tenaga manusia. Kemudian lubang tersebut diisi dengan material yang ditetapkan, beton cyclop.



**Gambar 2.11: Proses Pondasi Sumuran tanpa casing**

b. Dengan casing yang diambil

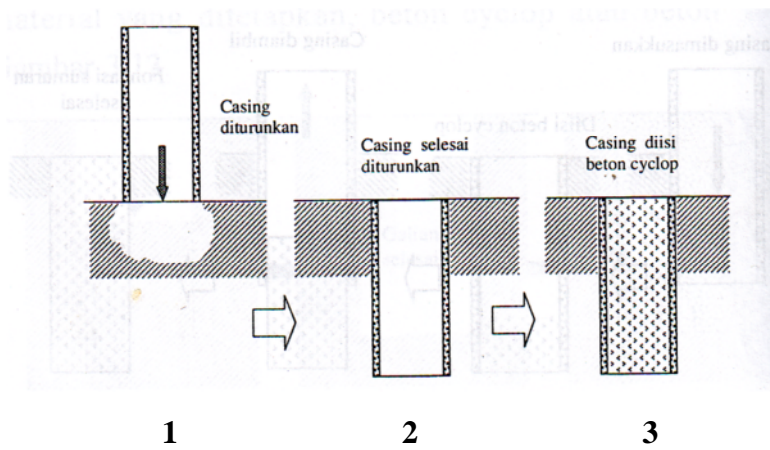
Penggalian dilakukan secara bertahap, yaitu casing diturunkan seperlunya kemudian tanah di dalam casing digali, kemudian casing diturunkan seperlunya kemudian tanah di dalam casing diturunkan lagi dan tanah digali lagi, begitu seterusnya sampai mencapai kedalaman yang diinginkan. Sesudah itu dilakukan pengisian lubang dengan beton atau cyclop sambil menarik ke atas casingnya. Demikian seterusnya hingga casing ke luar lagi dari lubang.



**Gambar 2.12 : Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Diambil**

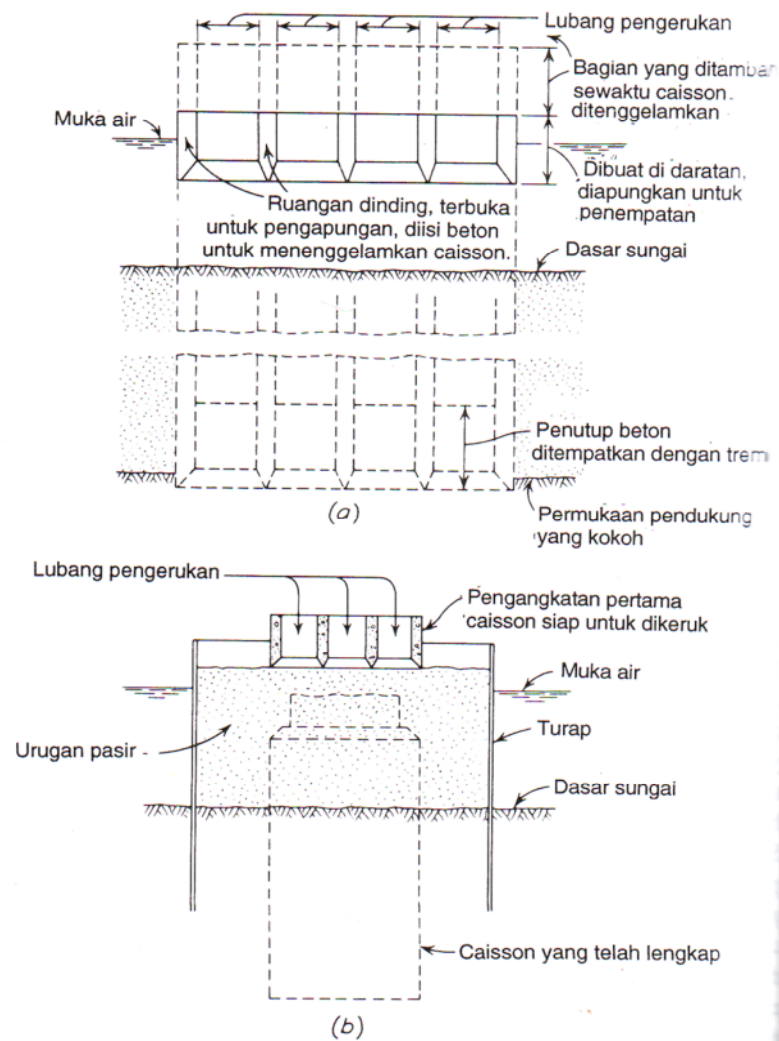
c. Dengan casing yang ditinggal

Umumnya casingnya terbuat dari beton buis (beton sumuran), sehingga casing ini berfungsi juga sebagai bagian struktur. Beton buis ini diturunkan dengan cara menggali tanah di bagian dalam buis, dan beton buisnya diturunkan sampai mencapai elevasi yang ditetapkan, secara bertahap. Kemudian lubang diisi dengan material yang ditetapkan, misalnya beton cyclop. Proses pelaksanaan jenis pondasi ini terkadang sudah harus menghadapi air tanah.



**Gambar 2.13 : Proses Pondasi Sumuran dengan Casing Ditinggal**

2. Dengan penggunaan caisson, yakni sebuah corong atau kotak yang dibenamkan hingga posisi yang diinginkan, yang kemudian akan merupakan bagian luar sumuran. Biasanya untuk pondasi sumuran dalam air. Prosedur ini dikenal sebagai metode udara tertekan yang memungkinkan pembersihan gangguan – gangguan di bawah pinggiran caisson dan memudahkan pembersihan bagian bawah
3. galian. Penggunaan metode ini membawa resiko dan bahaya bagi kesehatan pekerja, karena itu sedapat mungkin ditinggalkan.



**Gambar 2.14 : Potongan melintang caisson terbuka**

**(a). Jenis mengapung (b). Proyek**

Keuntungan yang di peroleh dari pemakaian tiang sumuran ini adalah :

1. Tidak adanya getaran sehingga cocok untuk pekerjaan pada daerah yang padat penduduk.
2. Karena tanpa sambungan, dapat dibuat tiang yang lurus dengan diameter yang besar dan juga untuk tiang yang panjang dapat dilakukan dengan mudah.
3. Diameter biasanya lebih besar dari pada tiang pracetak dan daya dukung tiap tiang juga lebih besar sehingga tumpuan dapat di buat lebih kecil.
4. Pengaruh yang di timbulkan terhadap bangunan di dekatnya cukup kecil.
5. Kedalaman tiang dapat divariasikan.
6. Tanah dapat diperiksa dan dicocokkan dengan data laboratorium.
7. Tiang dapat dipasang sampai kedalaman yang direncanakan, dengan diameter besar dan dapat dilakukan pembesaran pada ujung bawahnya jika tanah dasar berupa lempung atau batu lunak.

Adapun dampak dan kerugian yang dapat di peroleh apabila menggunakan pemakaian tiang sumuran adalah :

1. Dalam banyak hal, beton dari tubuh tiang yang berada dibawah air kualitasnya setelah selesai lebih rendah dari tiang pracetak. Disamping itu, pemeriksaan kualitas hanya dapat dilakukan secara tidak langsung.
2. Ketika beton dituangkan, di khawatirkan adukan beton akan bercampur dengan runtunan tanah. Oleh karena itu beton harus di tuangkan dengan seksama setelah penggalian di lakukan.
3. Walaupun penetrasi sampai tanah pendukung pondasi dianggap telah terpenuhi kadang-kadang terjadi bahwa tiang pendukung kurang sempurna karena adanya lumpur yang tertimbun di dasar.

4. Karena diameter tiang cukup besar dan memerlukan banyak beton sehingga biaya yang di butuhkan juga cukup besar.
5. Pengecoran beton sulit bila dipengaruhi air tanah karena dapat mengurangi mutu beton tersebut.
6. Pembesaran ujung bawah tiang tidak dapat dilakukan bila tanah berupa pasir.

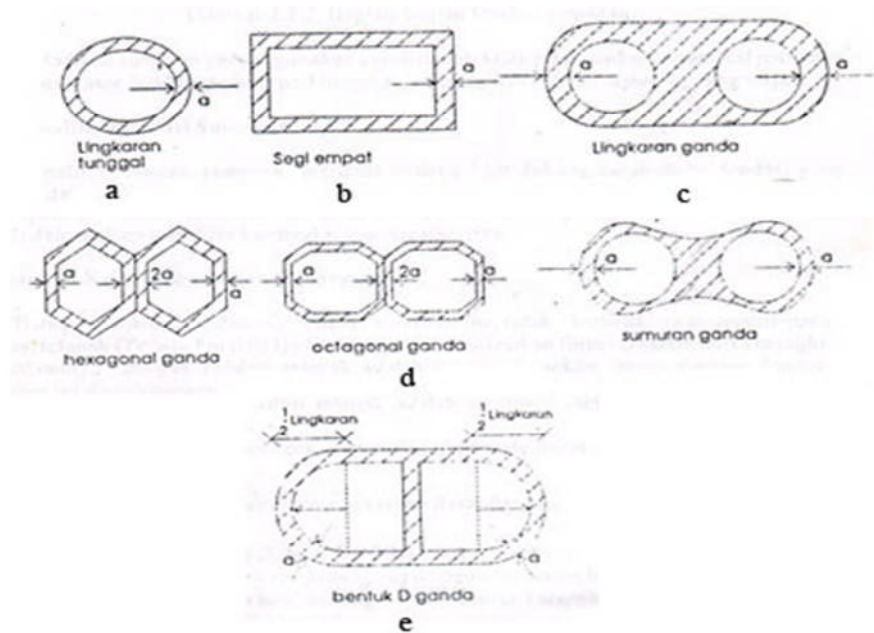
#### **2.4.2. Dasar Perencanaan Pondasi Sumuran**

Pondasi tiang digunakan bilamana lapisan-lapisan bagian atas dari tanah tidak cukup kuat, sehingga tidak cukup kuat untuk memikul bangunan dengan memakai pondasi langsung.

Bentuk tampang pondasi sumuran dapat bermacam – macam sesuai dengan beban yang akan bekerja dan kuat dukungan tanah dasar pondasi, tetapi pada umumnya mempunyai bagian – bagian yang sama.

Bentuk tampang pondasi dapat berupa :

- a. lingkaran tunggal,
- b. segi empat,
- c. lingkaran/hexagonal/octagonal ganda,
- d. sumuran ganda,
- e. bentuk D ganda.

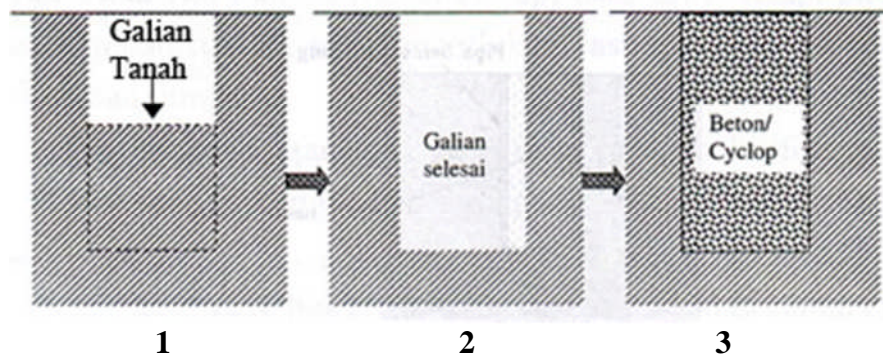


**Gambar 2.15 : Bentuk – bentuk Tampak Sumuran**

Ada beberapa cara yang dipergunakan untuk memasang tiang, salah satunya dengan membuat lubang terlebih dahulu kemudian dimasukkan besi tulangan yang sudah dirangkaikan lalu dicor beton atau cyclop tanpa casing. Tiang semacam ini biasanya disebut tiang pondasi.

Cara pengerjaan pondasi tiang sumuran adalah sebagai berikut:

1. Pada tempat tiang sumuran yang akan didirikan dibuat lubang vertikal dengan cara galian tangan dengan menggunakan kayu atau alat cangkul sampai dengan kedalaman yang direncanakan. Dalam pengerjaan ini dapat dilaksanakan tanpa casing karena tanah dapat dipotong tegak tanpa terganggu stabilitasnya.
2. Kemudian lubang tersebut diisi dengan rangkaian tulangan bulat dimasukkan dan kemudian dilakukan pengecoran dengan beton cair yang sudah diaduk dalam truck beton. Bersamaan dengan pengecoran beton cair tersebut dipadatkan dengan vibrator.



**Gambar 2.16 : Proses Pondasi Sumuran Tanpa Casing**

Untuk perencanaan (*design*), tiang dapat dibagi menjadi dua golongan :

1. Tiang yang tertahan pada ujung

Tiang semacam ini dimasukkan sampai lapisan yang keras sehingga beban bangunan dipikul pada lapisan ini. Bila lapisan ini merupakan batu keras maka penentuan data dukung tiang tidak menjadi soal. Daya dukung dalam hal ini tergantung pada kekuatan tiang sendiri dan dapat dihitung dari tegangan yang diperbolehkan bahan tiang. Apabila lapisan keras terdiri dari pasir maka daya dukung tiang tergantung pada sifat-sifat pasir tersebut dan kita harus dapat mengetahui besarnya gaya melawan lapisan tersebut terhadap ujung tiang.

2. Tiang yang tertahan oleh perletakan antara tiang dan tanah.

Bila ujung tiang tidak mencapai tanah keras, maka yang tertahan adalah perletakan antara tiang dengan tanah. Tiang semacam ini juga disebut tiang terapung atau *floating pile*. Bila tiang semacam ini tidak dimasukkan dalam pasir maka sebagian besar daya dukungnya masih tergantung pada ujungnya dan dapat dihitung dari hasil sondir dan bilamana tiang ini dimasukkan dalam lapisan lempung maka perlawanan ujung akan lebih kecil dari perlawanan akibat pelekatan antara tiang dengan tanah, karena

itu untuk menghitung daya dukung tiang ini dalam lempung kita harus dapat menentukan besarnya gaya pelekatan antara tiang dengan tanah.

### 2.4.3. Daya Dukung Pondasi Sumuran

Untuk menentukan daya dukung pondasi, terlebih dahulu kita mengetahui data-data tanah, momen yang bekerja dan beban yang di terima. Karena data yang digunakan adalah data sondir maka perhitungan daya dukung atau kapasitas tiangnya juga didasarkan pada uji kerucut statis (sondir).

Dalam perencanaan pondasi sumuran ini, daya dukung tiang menggunakan rumus pondasi sebagai berikut :

Persamaan daya dukung tiang sumuran secara umum sebagai berikut :

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

Dimana :

- $Q_u$  = daya dukung ultimit tiang
- $Q_p$  = daya dukung ujung tiang (ton)
- $Q_s$  = daya dukung selimut = 0 (ton)
- $W_p$  = berat tiang

Rumus daya dukung ujung dengan data sondir (Manual Pondasi Tiang Edisi 3, Universitas Katolik Parahyangan), yaitu:

$$Q_u = A \times q_c$$

daya dukung ijin ( $Q_a$ )

$$Q_a = \frac{Q_u \cdot}{n}$$



Dimana:

$Q_u$  = daya dukung tiang (ton)

$Q_a$  = daya dukung ijin tanah (ton)

$Q_c$  = penetrasi konus ( $\text{kg}/\text{m}^2$ )

$A$  = luas penampang dasar tiang ( $\text{m}^2$ )

$n$  = faktor keamanan

Daya dukung pada ujung tiang pada pondasi umumnya diperoleh dari jumlah tahanan ujung dengan luas penampang. Untuk perhitungan daya dukung ujung tiang, yaitu:

$$Q_p = q_p \times A_p \longrightarrow q_p = q_{ca} \times k$$

Dimana:

$Q_p$  = Daya Dukung ujung tiang (ton)

$A_p$  = Luas penampang ujung tiang ( $\text{cm}^2$ )

$q_p$  = Tahanan ujung tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$q_{ca}$  = tahanan ujung konus pada ujung tiang ( $\text{kg}/\text{cm}^2$ )

$k_c$  = factor ujung konus

Perhitungan daya dukung selimut (ultimit) yaitu dengan mengkaitkan antara tahanan gesek tiang terhadap tahanan ujung konus ( $q_c$ ) pada uji sondir. Pengukuran dilapangan terhadap  $q_c$  umumnya sangat tepat untuk mendapatkan tahanan gesek tiang ( $f_s$ ). Persamaan umum yang digunakan untuk menghitung daya dukung selimut tiang adalah sebagai berikut :

$$Q_s = \sum f_{sx} A_s$$

Dimana :

$$f_s = \text{Tahanan gesek selimut tiang (kg/m}^2\text{)}$$

$$A_s = \text{Luas penampang tiang (m)}$$

Maksud penggunaan faktor-faktor aman adalah untuk menyakinkan keamanan tiang terhadap keruntuhan tiang dengan mempertimbangkan penurunan tiang pada beban kerja yang diterapkan. Untuk menentukan faktor keamanan dapat digunakan struktur bangunan menurut Pugsley (1966) sebagai berikut :

Tabel 2.1 : Faktor Keamanan Untuk Pondasi Tiang

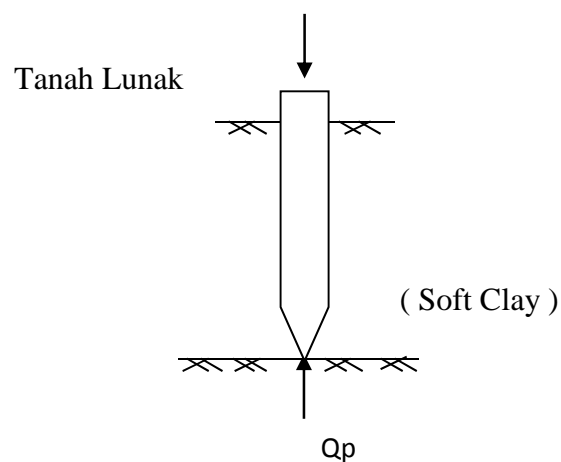
Klasifikasi Struktur	Faktor Aman			
	Kontrol Baik	Kontrol Normal	Kontrol Jelek	Kontrol Sangat Jelek
Monumental	2.3	3	3.5	4
Permanen	2	2.5	2.8	3.4
Sementara	1.4	2.0	2.3	2.8

(Sumber : **Hardiyatmo, H.C., Analisis dan Perancangan Fondasi II; 163**)

1. Bangunan monumental, umumnya memiliki umur rencana melebihi 100 tahun, seperti Tugu Monas, Monumen Garuda Wisnu Kencana, jembatan-jembatan besar, dan lain-lain.
2. Bangunan permanen, umumnya adalah bangunan gedung, jembatan, jalan raya dan jalan kereta api, dan memiliki umur rencana 50 tahun.
3. Bangunan sementara, umur rencana bangunan kurang dari 25 tahun, bahkan mungkin hanya beberapa saat saja selama masa konstruksi.

Faktor-faktor lain kemudian ditentukan berdasarkan tingkat pengendaliannya pada saat konstruksi.

1. Pengendalian Baik : kondisi tanah cukup homogen dan konstruksi di dasarkan pada program penyelidikan geoteknik yang tepat dan profesional, terdapat informasi uji pembebanan di atau dekat proyek dan pengawasan konstruksi di laksanakan secara ketat.
2. Pengendalian Normal : Situasi yang paling umum, hampir serupa dengan kondisi diatas, tetapi kondisi tanah bervariasi dan tidak tersedia data pengujian tiang.
3. Pengendalian Kurang : Tidak ada uji pembebanan, kondisi tanah sulit dan bervariasi, pengawasan pekerjaan kurang, tetapi pengujian geoteknik dilakukan dengan baik. Pengendalian Buruk : Kondisi tanah amat buruk dan sukar ditentukan, penyelidikan geoteknik tidak memadai.



**Gambar 2.17 : Skema End Bearing Pile**

## 2.5 Penurunan Pondasi Tiang Sumuran

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

**Tabel 2.2 Penurunan Ijin (Showers,1962)**

<b>Tipe gerakan</b>	<b>Factor pembatas</b>	<b>Penurunan Maksimal</b>
<b>Penurunan total</b>	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 ( <i>mat</i> )	8 - 30 cm
<b>Kemiringan</b>	Stabilitas terhadap penggulingan	Bergantung pada tinggi & lebar
	Miringnya cerobong asap, menara	0,004 L
	<i>Rolling of trucks,dll.</i>	0,01 L
	<i>Stacking of goods</i>	0,01 L
	Operasi mesin - perkakas benang tenun	0,003 L
	Operasi mesin - generator turbo	0,0002 L
	Rel derek ( <i>craner rail</i> )	0,0003 L
Drainase lantai	0,01 - 0,02 L	
<b>Gerakan Tidak Seragam</b>	Dinding bata kontinyu tinggi	0,0005 - 0,001 L
	Bangunan penggilingan satu lantai (dari batu bata) dinding retak	0,001 - 0,002 L
	Plesteran 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

Penyelesaian untuk perhitungan penurunan karena menerima beban dari arah vertical 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 element penurunan tiang pondasi adalah sebagai berikut :

▪ Penurunan akibat deformasi aksial tiang tunggal ( $S_1$ )

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

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

Dimana :  $Q_{wp}$  = beban vertical yang diterima pondasi

$Q_{ws}$  = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi

$A_p$  = luas penampang tiang

$L$  = panjang tiang

$E_p$  = modulus elatisitas tanah, (beton ( $4700/\sqrt{f' c}$ ))

$\alpha$  = koef. Yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi. Seragam atau parabola murni, nilai  $\alpha$  adalah setara dengan 0,5.

**Tabel 4.2 Perkiraan modulus elastis (E),**

Macam Tanah	E (kN/m <sup>2</sup> )
<b>Lempung</b>	
Sangat lunak	300 – 3000
Lunak	2000 – 4000
Sedang	4500 – 9000
Keras	7000 – 20000
Berpasir	30000 – 42500
<b>Pasir</b>	
Berlanau	5000 – 20000
Tidak padat	10000 – 25000
Padat	50000 – 100000
<b>Pasir dan Kerikil</b>	
Padat	80000 – 200000
Tidak Padat	50000 – 140000
<b>Lanau</b>	2000 – 20000
<b>Loess</b>	15000 – 60000
<b>Serpil</b>	140000 - 1400000

(sumber Hary C.,H hal 281)

- Penurunan dari ujung tiang (S<sub>2</sub>)

Bahan ajar rekayasa pondasi II, Pintor Tua Simatupang menjelaskan metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan dari ujung tiang (S<sub>2</sub>)

$$S_2 = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

Dimana :  $\mu_s$  = nisbah poisson

$E_p$  = modulus elatisitas tanah, (beton ( $4700/\sqrt{f' c}$ ))

$q_{wp}$  = tahanan ujung tiang, ( $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ )

D = diameter pondasi sumuran

$I_{wp}$  = factor pengaruh = 0,85 untuk bentuk pondasi lingkaran

(Hardiyatmo,H.C : 278)

Untuk nilai  $\mu_s$  diambil = 0,2 diambil dari tabel 4.3 :

**Tabel 4.3 parameter elastic tanah**

Jenis Tanah	Nisbah Poisson $\mu_s$
Pasir Lepas	0,20 – 0,40
Pasir Padat Medium	0,25 – 0,40
Pasir Padat	0,30 – 0,40
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,40
Pasir dan kerikil	0,15 – 0,40
Lempung Lunak	
Lempung Medium	0,2 – 0,50
Lempung Kaku	

- Penurunan akibat pengalihan beban (S3)

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

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{Ep} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

Dimana :  $I_{ws} = \text{faktor pengaruh} = 2 + 0,35 \sqrt{L/D}$

L = panjang tiang yang tertanam

P = keliling tiang

## BAB III

### ANALISIS PEMBEBANAN DAN STATIKA

#### 3.1. Data Perencanaan Pondasi Tiang Pancang

##### 3.1.1. Spesifikasi Umum

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

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

Kode pembebanan adalah sebagai berikut :

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



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

- Beton =  $2400 \text{ kg/m}^3$
- Keramik Per cm tebal =  $24 \text{ kg/ m}^2$
- Spesi Per cm tebal =  $21 \text{ kg/ m}^2$
- Langit –langit =  $11 \text{ kg/ m}^2$
- Dinding  $\frac{1}{2}$  batu per cm tebal =  $250 \text{ kg/m}^2$
- Penggantung =  $7 \text{ kg/m}^2$
- Pasir =  $1600 \text{ kg/m}^3$

Dimensi balok dan kolom

a. Balok

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

b. Kolom

- Lantai 1-4

- K1 = 30 cm x 60 cm
- K2 = 40 cm x 50 cm

- Lantai 5-Atap

- K1 = 30 cm x 50 cm
- K2 = 40 cm x 40 cm

## 3.2. Perhitungan Plat Lantai

### 3.2.1. Perhitungan Beban Atap (Dak Beton)

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

Baban Mati (qd)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri plat lantai} &= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &&= 288 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{ Berat plafond + penggantung} &= 11+7 &&= \underline{18 \text{ Kg/m}^2} + \\ &&& \text{qd} = 306 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Baban Hidup (ql)
- Beban orang = 100 Kg/m<sup>2</sup>

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

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

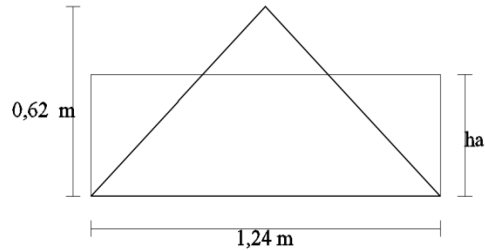
- Beban Mati (qd)

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri plat lantai} &= 0.12 \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^2 &&= 288 \text{ kg/m}^2 \\ - \text{ Berat plafond + penggantung} &= 11+7 &&= 18 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{ Berat spesi} &= 3 \times 21 &&= 63 \text{ Kg/m}^2 \\ - \text{ Berat tegel} &&&= \underline{24 \text{ Kg/m}^2} + \\ &&& \text{qd} = 393 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

- Baban Hidup (ql)
- Beban orang (ql) = 250 Kg/m<sup>2</sup>

### 3.2.3. Perataan Beban Plat Lantai

#### a) Perataan Tipe A



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

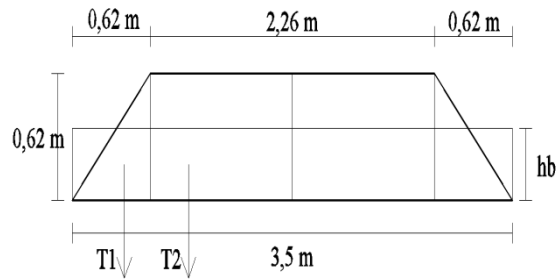
$$\begin{aligned}T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 0,62 \times 0,62 \\ &= 0,192\end{aligned}$$

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

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

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

b) Perataan Tipe B



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

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

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

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

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

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

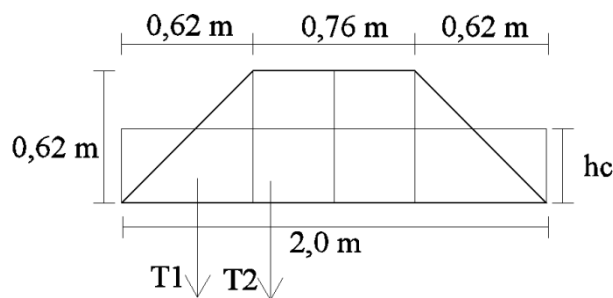
$$= 0,51 \text{ m}$$

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

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

$$hb = \mathbf{0,34 \text{ m}}$$

c) Perataan Tipe C



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

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

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

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

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

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

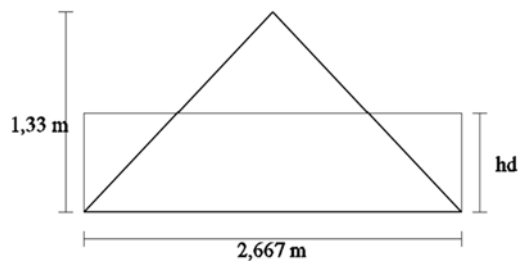
$$= 0,23 \text{ m}$$

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

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

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

d) Perataan Tipe D



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

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

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

$$= 0,887$$

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

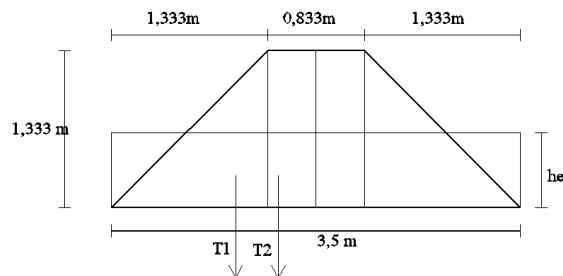
$$= \frac{1}{2} \times 1,33 \times 1,33$$

$$= 0,884$$

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

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

e) Perataan Tipe E



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

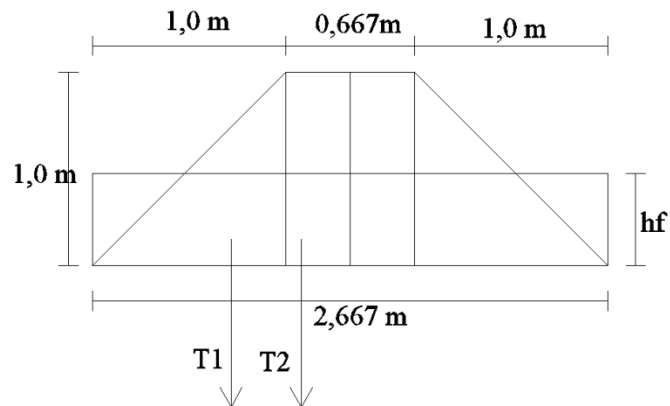
$$T_1 = 0,5 \times 1,33 \times 1,33 = 0,89 \text{ m}$$

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

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

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

f) Perataan Tipe F



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

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

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

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

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

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

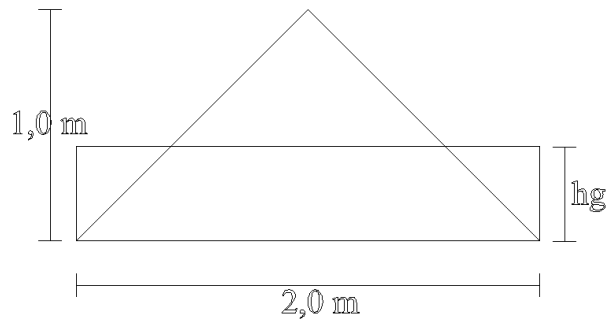
$$= 0,67 \text{ m}$$

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

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

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

g) Perataan Beban Tipe G



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

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

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

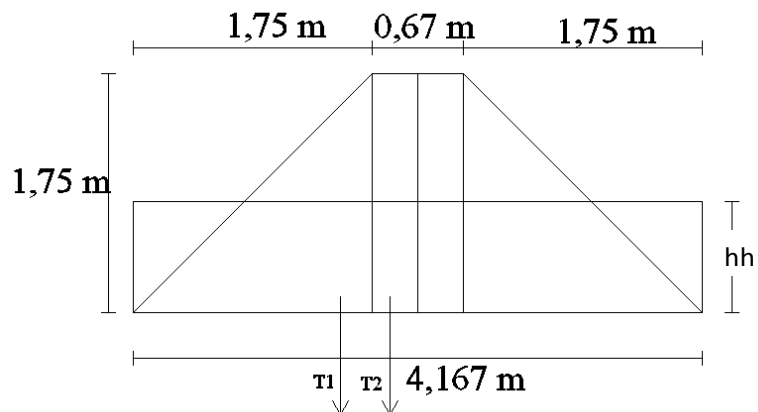
$$M_{\text{max}} = \frac{1}{8} \times h_g \times L^2$$

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

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



h) Perataan Tipe H



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

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

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

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

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

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

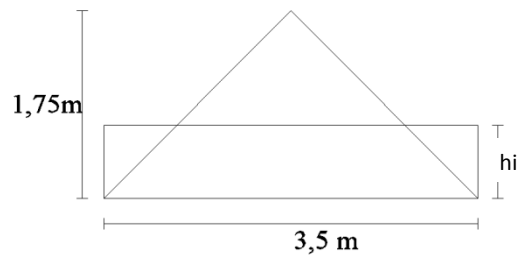
$$= 2,81 \text{ m}$$

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

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

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

i) Perataan Beban Tipe I



$$\begin{aligned}RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 3,5 \times 1,75\right) \times \frac{1}{2} \\ &= 1,53\end{aligned}$$

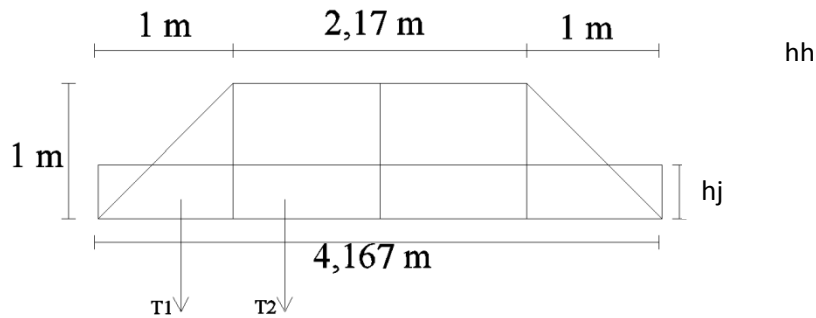
$$\begin{aligned}T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\ &= \frac{1}{2} \times 1,75 \times 1,75 \\ &= 1,53\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\ &= 1,53 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,5\right) - 1,53 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\ &= 1,785\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h_i \times L^2 \\ 1,785 &= \frac{1}{8} \times h_i \times 3,5^2\end{aligned}$$

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

j) Perataan Beban Tipe J



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

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

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

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

$$M_{\max} = R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot \left( \frac{1}{3} \times 1 + 1,09 \right) - T_2 \times 1,09$$

$$= 1,59 \times 0,5 \times 4,167 - 0,5 \times \left( \frac{1}{3} \times 1 + 1,09 \right) - 1,09 \times 1,09$$

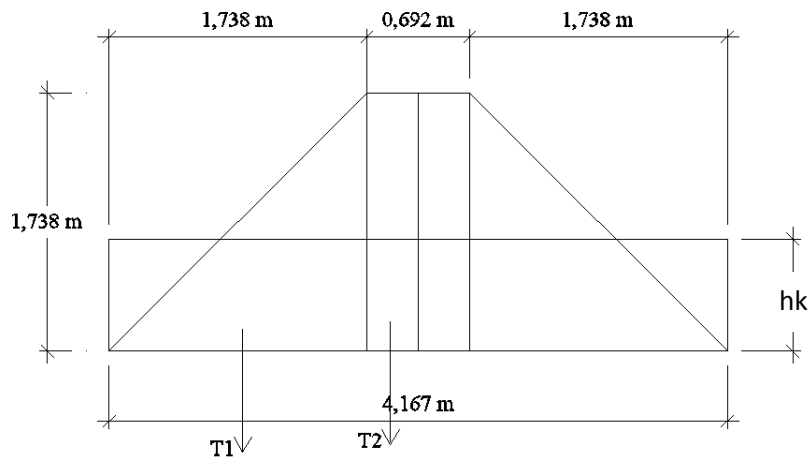
$$= 1,42 \text{ m}$$

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

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

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

k) Perataan Beban Tipe K



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

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

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

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

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

$$= 2,11 \times 0,5 \times 4,167 - 1,51 \times (1/3 \times 1,74 + 0,35) -$$

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

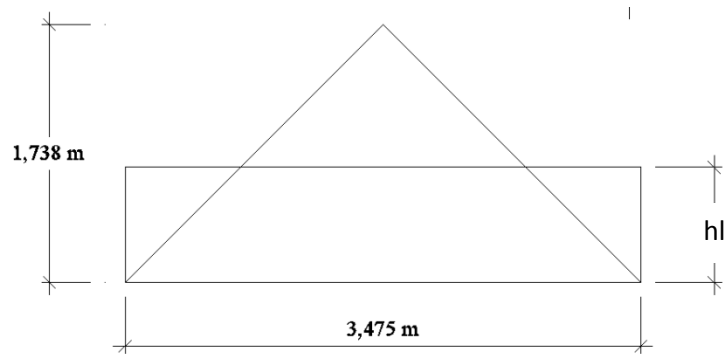
$$= 2,8 \text{ m}$$

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

$$2,8 = 1/8 \times h_r \times 4,167^2$$

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

1) Perataan Beban Tipe L



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 3,475 \times 1,738\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 1,51
 \end{aligned}$$

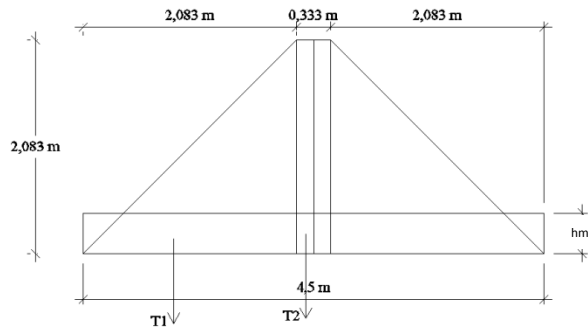
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,738 \times 1,738 \\
 &= 1,51
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,75 \\
 &= 1,51 \times \left(\frac{1}{2} \times 3,475\right) - 1,51 \times \frac{1}{3} \times 1,738 \\
 &= 1,749
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times hl \times L^2 \\
 1,749 &= \frac{1}{8} \times hl \times 3,475^2
 \end{aligned}$$

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

m) Perataan Beban Tipe M



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

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

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

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

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

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

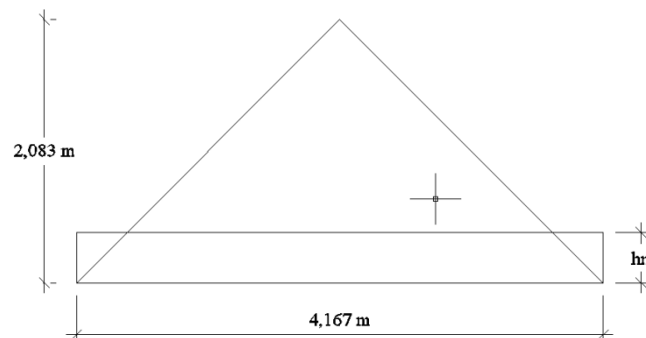
$$= 3,74 \text{ m}$$

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

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

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

n) Perataan Beban Tipe N



$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 4,167 \times 2,083 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

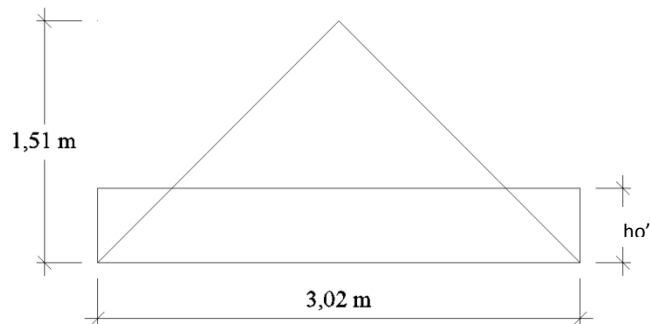
$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 2,083 \times 2,083 \\
 &= 2,17
 \end{aligned}$$

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

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

$$H_n = 1,39 \text{ m}$$

o) Perataan Beban Tipe O



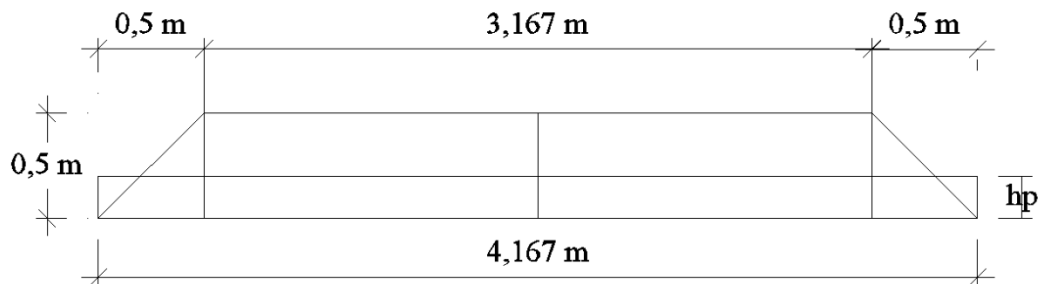
$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times L \times h \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left( \frac{1}{2} \times 3,02 \times 1,51 \right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 1,14
 \end{aligned}$$

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

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

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

p) Perataan Beban Tipe P



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

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

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

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

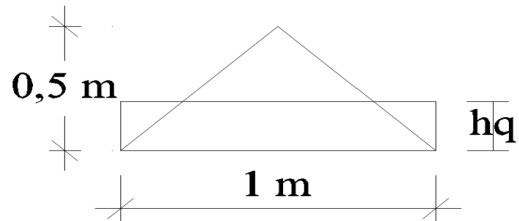


$$M_{\max} = 1/8 \times h_p \times L^2$$

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

$$h_p = 0,2\text{m}$$

q) Perataan Beban Tipe Q



$$RA = (L_{\text{segitiga}}) \times 1/2$$

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

$$= (1/2 \times 1 \times 0,5) \times 1/2$$

$$= 0,125$$

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

$$= 1/2 \times 0,5 \times 0,5$$

$$= 0,125$$

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

$$= 0,125 \times (1/2 \times 1) - 0,125 \times 1/3 \times 0,5$$

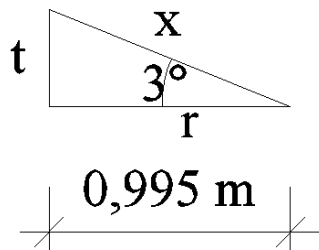
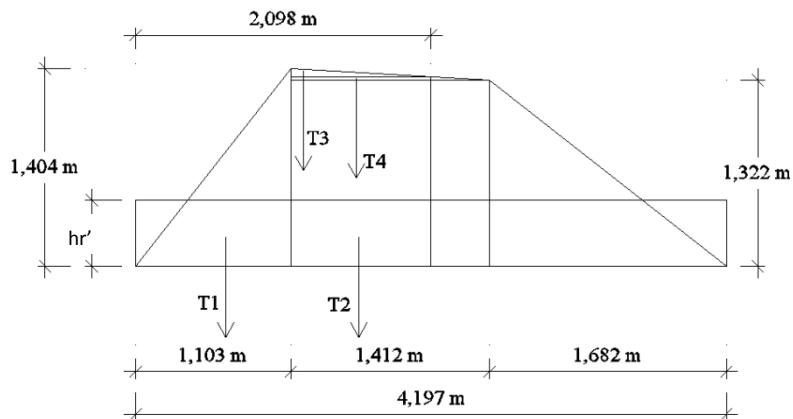
$$= 0,04$$

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

$$0,04 = 1/8 \times h_q \times 1^2$$

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

r) Perataan Beban Tipe R



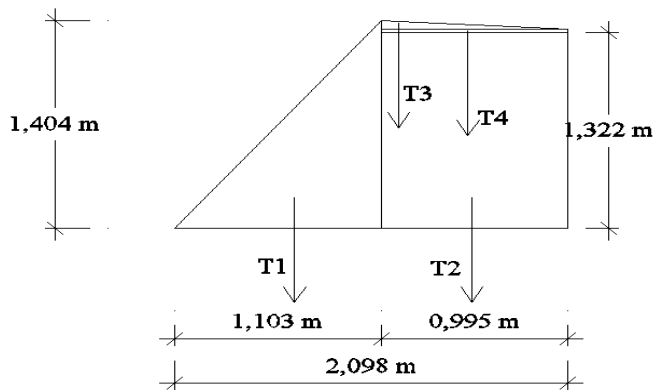
$$\cos 10^{\circ} = r/x$$

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

$$X = 0,5798$$

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

$$= 0,1007$$



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

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

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

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

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

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

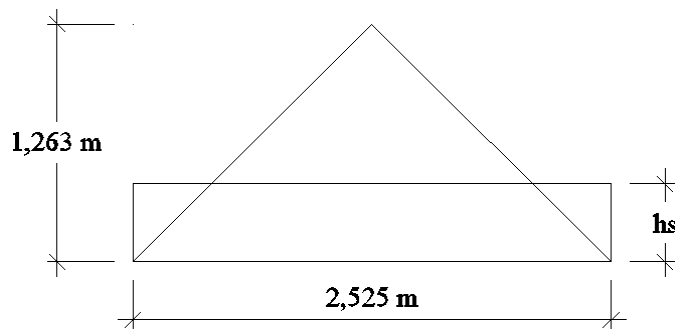
$$\begin{aligned}
 M_{\max II} &= (R_a \times 2,099) - (T_1 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (T_2 \times (1/2 \times 0,995)) - (T_3 \times (2/3 \times 0,995)) - (T_4 \times 1/2 \times 0,995) \\
 &= (2,1453 \times 2,099) - (0,7743 \times (0,995 + 1/3 \times 1,103)) - (1,3154 \times (1/2 \times 0,995))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

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

$$2,2019 \text{ hr} = 2,396$$

$$\text{hr} = 1,088 \text{ m}$$

s) Perataan Beban Tipe S



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

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

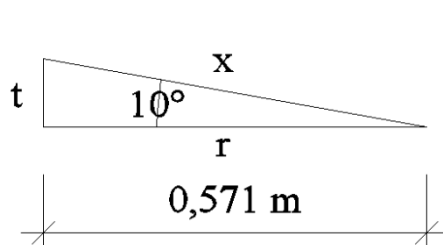
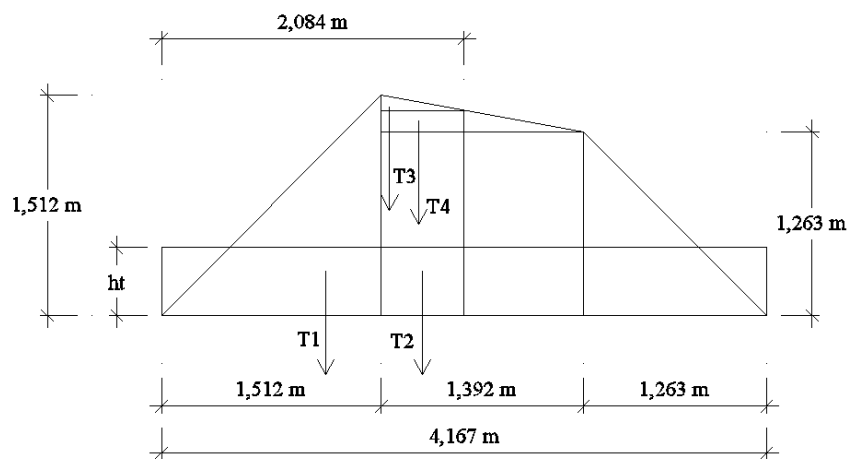
$$\begin{aligned}
 M_{max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,797 \times (\frac{1}{2} \times 2,525) - 0,798 \times \frac{1}{3} \times 1,263 \\
 &= 0,67
 \end{aligned}$$

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

$$0,67 = \frac{1}{8} \times h_s \times 2,525^2$$

$$H_s = 0,841 \text{ m}$$

t) Perataan Beban Tipe t



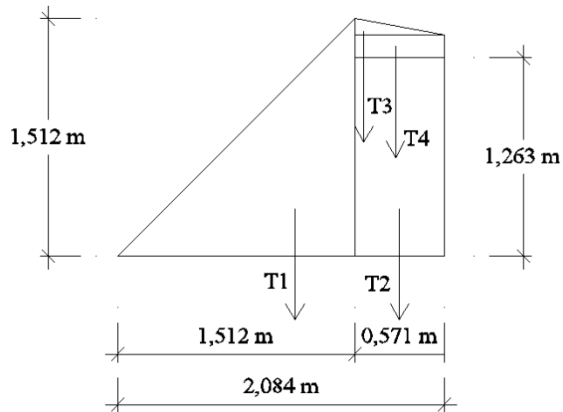
$$\cos 10^\circ = r/x$$

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

$$x = 0,5798$$

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

$$= 0,1007$$



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

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

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

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

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

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

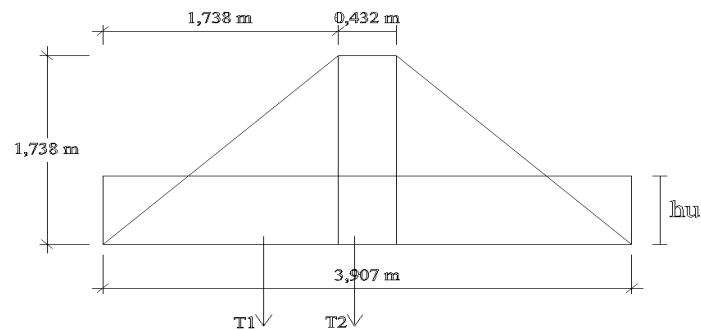
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,084) - (T1 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 0,571)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,571)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,571) \\ &= (1,9777 \times 2084) - (1,1431 \times (0,571 + \frac{1}{3} \times 1,512))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

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

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

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

u) Perataan Beban Tipe U



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

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

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

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

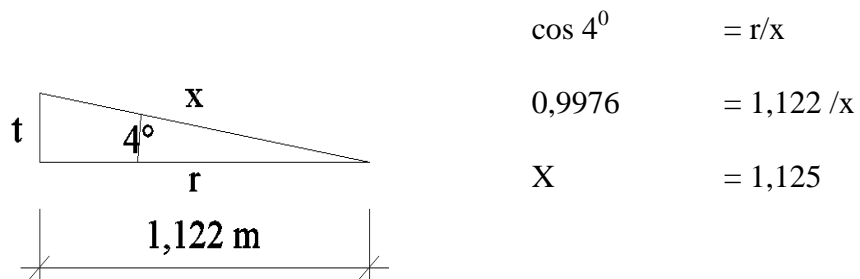
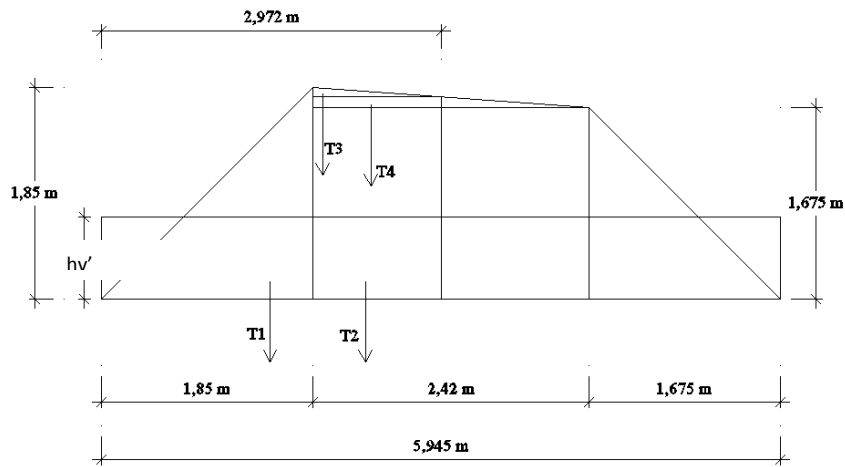
$$\begin{aligned} M_{\max} &= RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 1,74 + 0,22) - T2 \times 0,22 \\ &= 1,81 \times 0,5 \times 3,91 - 1,51 \times (1/3 \times 1,74 + 0,22) - \\ &\quad 0,87 \times 0,22 \\ &= 2,4 \text{ m} \end{aligned}$$

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

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

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

v) Perataan Beban Tipe V



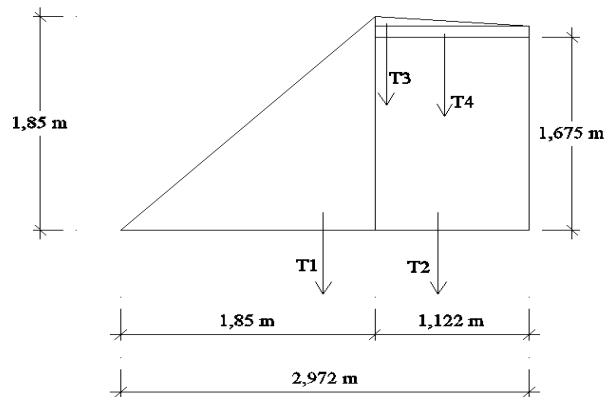
$$\cos 4^{\circ} = r/x$$

$$0,9976 = 1,122 / x$$

$$x = 1,125$$

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

$$= 0,078$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,85 \times 1,85 = 1,7113$$

$$T2 = 1,122 \times 1,675 = 1,894$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 = 0,044$$

$$T4 = 1,122 \times 0,097 = 0,108$$

$$Ra = 1,7133 + 1,894 + 0,044 + 0,108 = 3,74$$

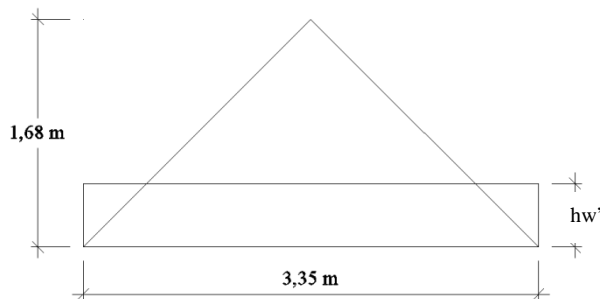
$$\begin{aligned} M_{\max I} &= 1/8 \times hd' \times L^2 \\ &= 1/8 \times hd' \times 5,945^2 \\ &= 4,42 \text{ hd}' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,973) - (T1 \times (1,122 + 1/3 \times 1,85)) - (T2 \times (1/2 \times 1,122)) - (T3 \times (2/3 \times 1,122)) - (T4 \times 1/2 \times 1,122) \\ &= (3,74 \times 2,973) - (1,7113 \times (1,122 + 1/3 \times 1,85)) - (1,894 \times (1/2 \times 1,122)) - (0,044 \times (2/3 \times 1,122)) - (0,108 \times 1/2 \times 1,122) \\ &= 6,945 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{\max I} &= M_{\max II} \\ 4,42 \text{ hd}' &= 6,945 \end{aligned}$$

$$hv' = 1,572 \text{ m}$$

w) Perataan Beban Tipe W



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

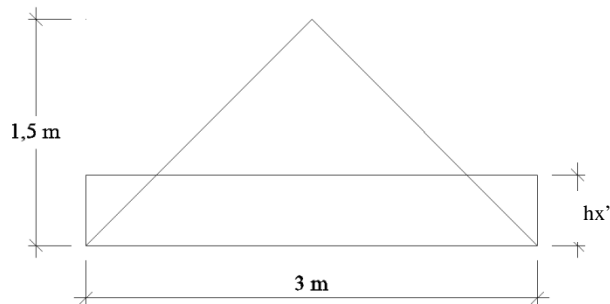


$$\begin{aligned}
 T1 &= \frac{1}{2} \times L \times h \\
 &= \frac{1}{2} \times 1,68 \times 1,68 \\
 &= 1,407
 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}
 M_{max} &= \frac{1}{8} \times h_s \times L^2 \\
 1,57 &= \frac{1}{8} \times h_s \times 3,35^2 \\
 H_s &= 1,12 \text{ m}
 \end{aligned}$$

x) Perataan Beban Tipe X



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

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

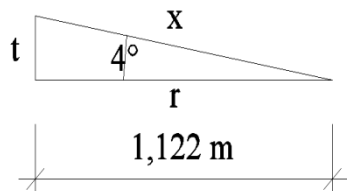
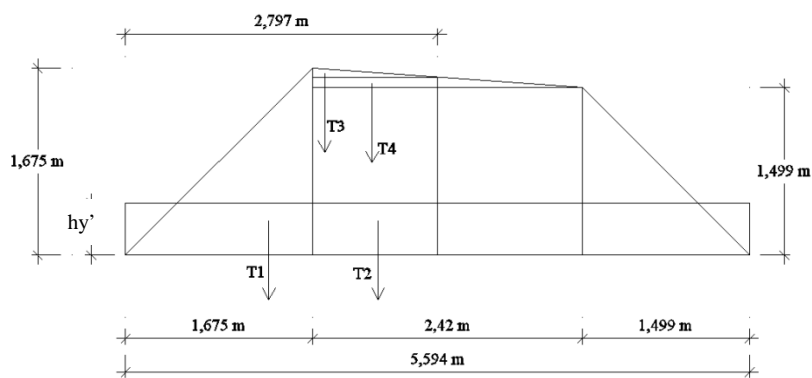
$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\
 &= 1,125 \times (\frac{1}{2} \times 3) - 1,125 \times \frac{1}{3} \times 1,5 \\
 &= 1,125
 \end{aligned}$$

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

$$1,125 = \frac{1}{8} \times h_x \times 3^2$$

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

y) Perataan Beban Tipe Y



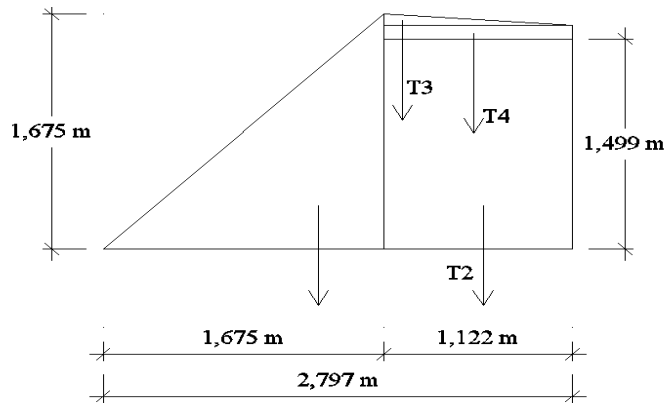
$$\cos 4^\circ = r/x$$

$$0,9976 = 1,122 / x$$

$$X = 1,125$$

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

$$= 0,078$$



$$T1 = \frac{1}{2} \times 1,675 \times 1,675 = 1,403$$

$$T2 = 1,122 \times 1,499 = 1,682$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 1,122 \times 0,078 = 0,044$$

$$T4 = 1,122 \times 0,098 = 0,109$$

$$Ra = 1,403 + 1,682 + 0,044 + 0,109 = 3,2381$$

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

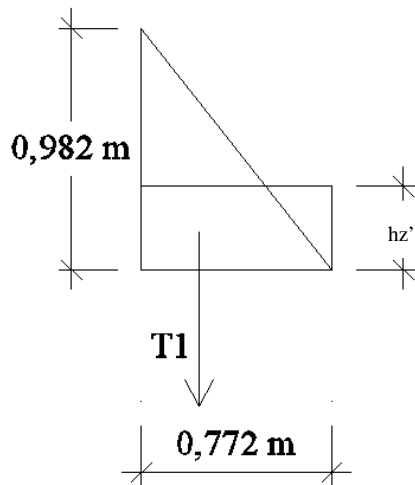
$$\begin{aligned} M_{\max II} &= (Ra \times 2,797) - (T1 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,675)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= (3,238 \times 2,797) - (1,403 \times (1,122 + \frac{1}{3} \times 1,675)) - (1,682 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (0,044 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (0,109 \times \frac{1}{2} \times 1,122) \\ &= 5,514 \end{aligned}$$

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

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

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

z) Perataan Beban Tipe Z



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

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

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

$$= 1,125$$

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

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

$$= 1,125$$

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

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

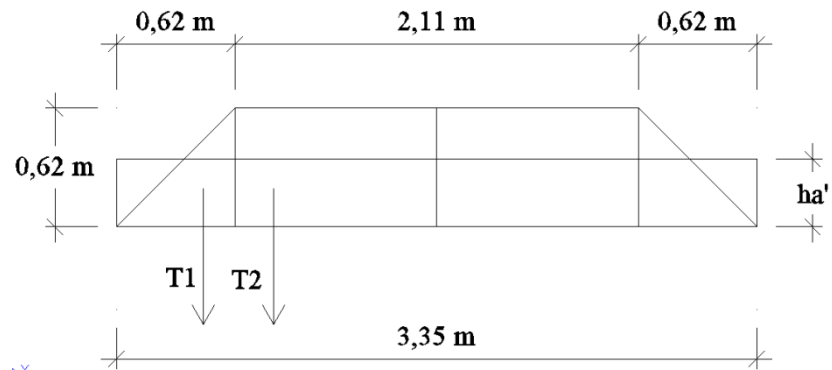
$$= 1,125$$

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

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

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

aa) Perataan Beban Tipe a'



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

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

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

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

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

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

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

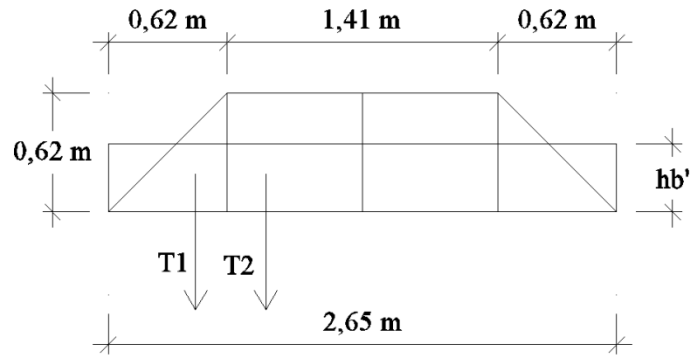
$$= 0,48 \text{ m}$$

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

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

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

bb) Perataan Beban Tipe b'



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

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

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

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

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

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

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

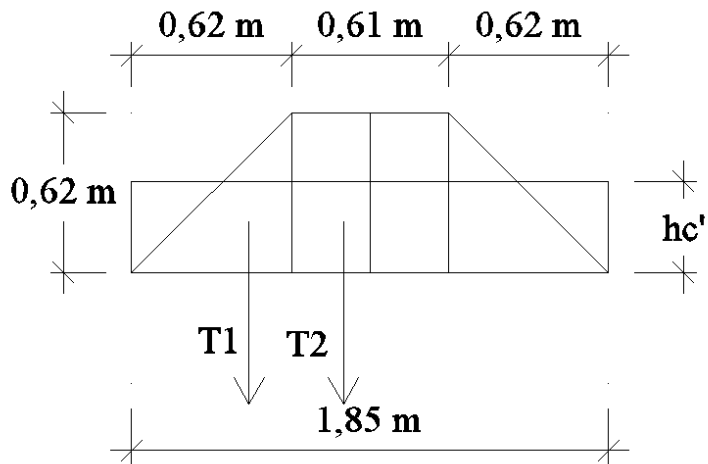
$$= 0,35 \text{ m}$$

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

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

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

cc) Perataan Beban Tipe c'



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

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

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

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

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31$$

$$= 0,38 \times 0,5 \times 1,85 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 0,31) -$$

$$0,19 \times 0,31$$

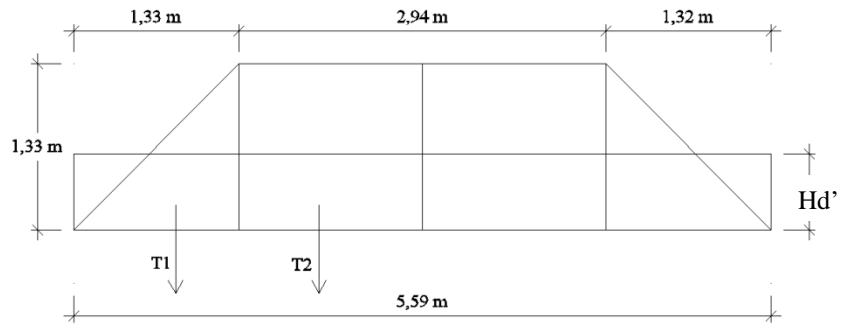
$$= 0,2 \text{ m}$$

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

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

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

dd) Perataan Beban Tipe d'



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

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

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

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

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31$$

$$= 2,84 \times 0,5 \times 5,59 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,47) -$$

$$1,96 \times 1,47$$

$$= 3,36 \text{ m}$$

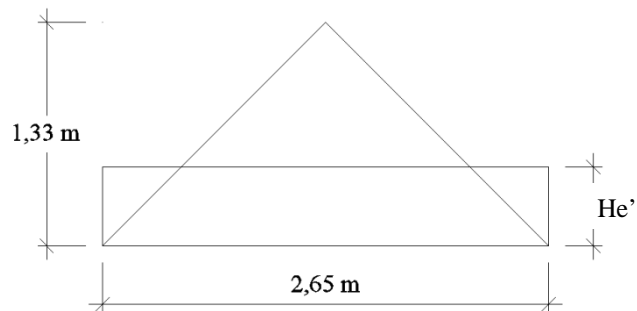
$$M_{\max} = 1/8 \times hd' \times L^2$$

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

$$hd' = 0,86 \text{ m}$$



ee) Perataan Beban Tipe E'



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

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

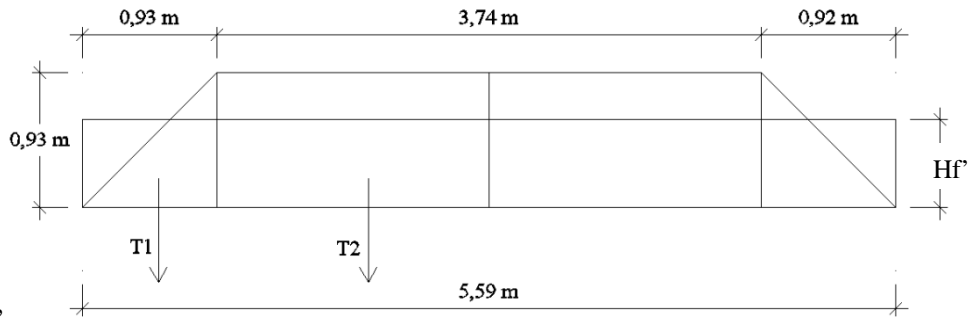
$$\begin{aligned} M_{\text{max}} &= RA \times \frac{1}{2}L - T1 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\ &= 0,88 \times \left(\frac{1}{2} \times 2,65\right) - 0,88 \times \frac{1}{3} \times 1,33 \\ &= 0,776 \end{aligned}$$

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

$$0,776 = \frac{1}{8} \times he' \times 2,65^2$$

$$He' = 0,884 \text{ m}$$

ff) Perataan Beban Tipe F'



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

$$= ((3,72 + 5,59) / 2 \times 0,93) \times 0,5 = 2,16 \text{ m}$$

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

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

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T2 \times 0,31$$

$$= 2,16 \times 0,5 \times 5,59 - 0,43 \times (1/3 \times 0,93 + 1,86) -$$

$$1,74 \times 1,86$$

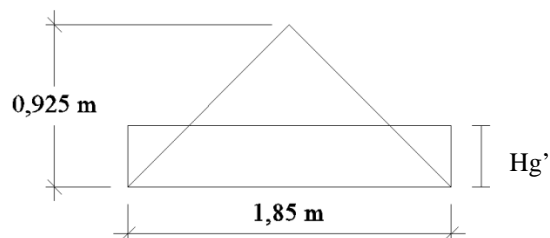
$$= 1,87 \text{ m}$$

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

$$1,87 = 1/8 \times h m' \times 5,59^2$$

$$h f' = 0,48 \text{ m}$$

gg) Perataan Beban Tipe G'



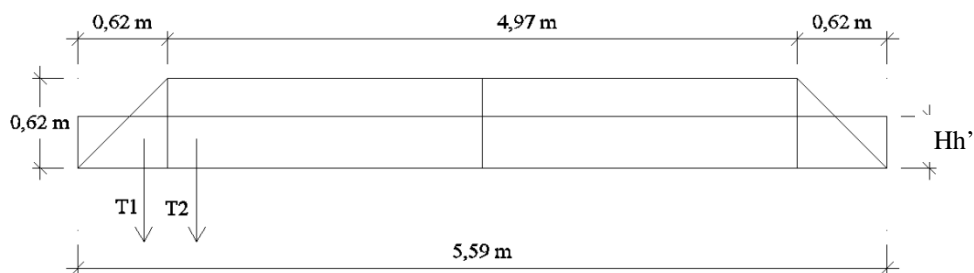
$$\begin{aligned}
 RA &= (L_{\text{segitiga}}) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times L \times h\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 1,85 \times 0,925\right) \times \frac{1}{2} \\
 &= 0,428
 \end{aligned}$$

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

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

$$\begin{aligned}
 M_{\text{max}} &= \frac{1}{8} \times h e' \times L^2 \\
 0,264 &= \frac{1}{8} \times h e' \times 2,65^2 \\
 h e' &= 0,3 \text{ m}
 \end{aligned}$$

hh) Perataan Beban Tipe H'



$$\begin{aligned}
 RA &= L_{\text{trapesium}} \times 0,5 \\
 &= \left(\frac{(4,97 + 5,59)}{2} \times 0,62\right) \times 0,5 = 1,64 \text{ m}
 \end{aligned}$$

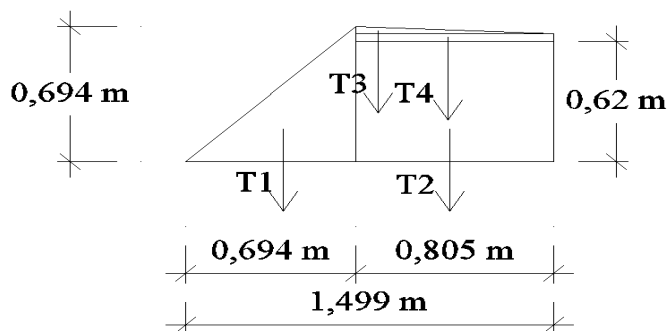
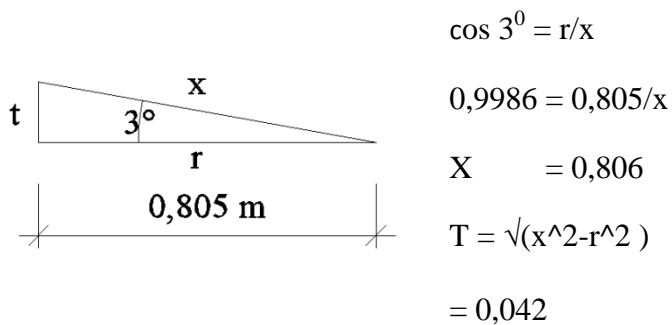
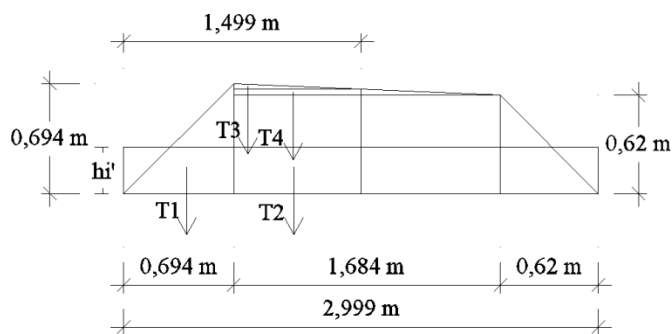
$$T1 = 0,5 \times 0,62 \times 0,62 = 0,19 \text{ m}$$

$$T2 = 2,49 \times 0,62 = 1,54 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= R_A \times 0,5 \times L - T_1 \cdot (1/3 \times 0,62 + 0,31) - T_2 \times 0,31 \\
 &= 1,64 \times 0,5 \times 5,59 - 0,19 \times (1/3 \times 0,62 + 2,49) - \\
 &\quad 1,54 \times 2,49 \\
 &= 0,23 \text{ m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\max} &= 1/8 \times h m' \times L^2 \\
 0,23 &= 1/8 \times h m' \times 5,59^2 \\
 h h' &= 0,06 \text{ m}
 \end{aligned}$$

ii) Perataan Beban Tipe i'



$$T1 = \frac{1}{2} \times 0,694 \times 0,694 = 0,2408$$

$$T2 = 0,805 \times 0,62 = 0,4991$$

$$T3 = \frac{1}{2} \times 0,805 \times 0,042 = 0,017$$

$$T4 = 0,805 \times 0,032 = 0,026$$

$$Ra = 0,2408 + 0,4991 + 0,017 + 0,026 = 0,7825$$

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

$$= \frac{1}{8} \times h_i' \times 2,999^2$$

$$= 1,124 h_i'$$

$$M_{maxII} = (Ra \times 1,5) - (T1 \times (0,805 + \frac{1}{3} \times 0,694)) - (T2 \times (\frac{1}{2} \times 1,122)) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 1,122)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 1,122)$$

$$= (0,7825 \times 1,5) - (0,2408 \times (0,805 + \frac{1}{3} \times 0,694)) - (0,4991 \times (\frac{1}{2} \times 0,805)) - (0,017 \times (\frac{2}{3} \times 0,805)) - (0,026 \times \frac{1}{2} \times 0,805)$$

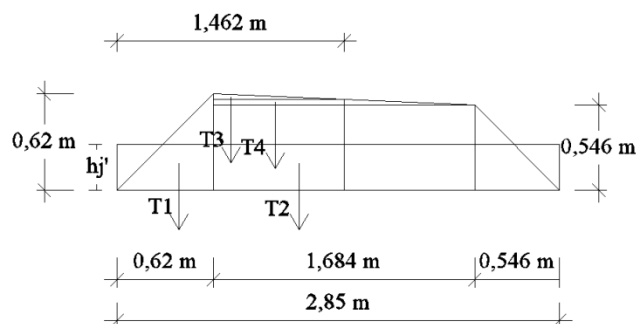
$$= 0,949$$

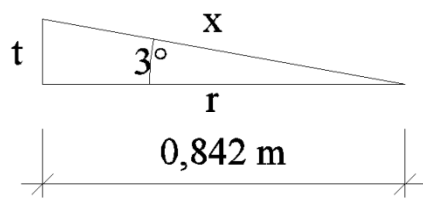
$$M_{Max I} = M_{max II}$$

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

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

jj) Perataan Beban Tipe j'





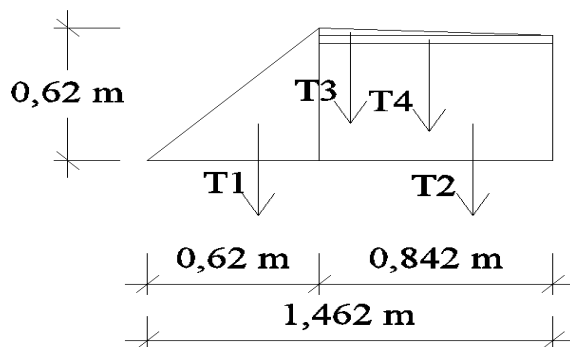
$$\cos 3^\circ = r/x$$

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

$$X = 0,842$$

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

$$= 0,044$$



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

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

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

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

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

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

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

$$= 0,356 h e'$$

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

$$1,684) - (T3 \times (\frac{2}{3} \times 0,842)) - (T4 \times \frac{1}{2} \times 0,842)$$

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

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

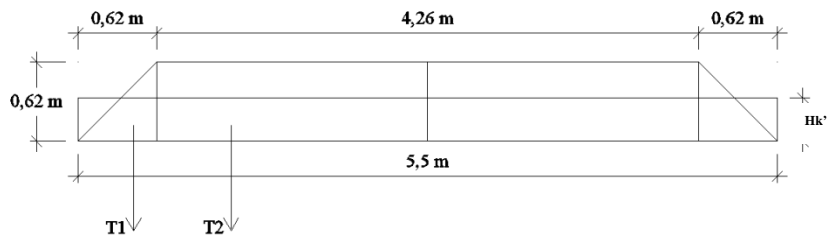
$$= 0,51$$

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

$$0,356 h_j' = 0,51$$

$$h_j' = 1,434 \text{ m}$$

kk) Perataan Beban Tipe k'



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

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

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

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

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

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

$$1,32 \times 2,13$$

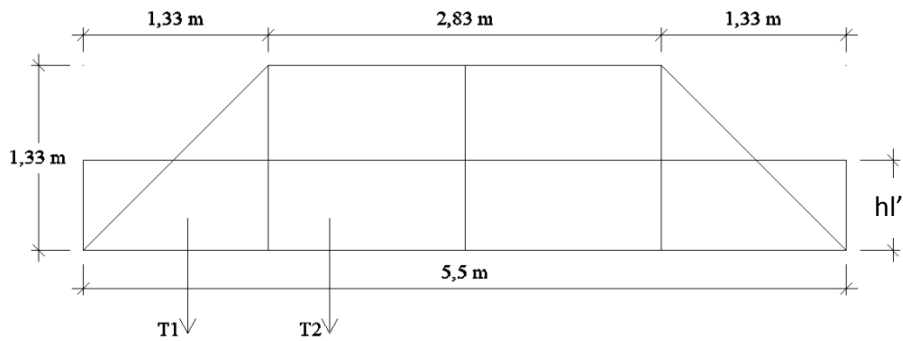
$$= 0,9 \text{ m}$$

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

$$0,9 = 1/8 \times h_o' \times 5,5^2$$

$$h_k' = 0,24 \text{ m}$$

II) Perataan Beban Tipe L'



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

$$= ((2,83 + 5,5)/2 \times 1,33) \times 0,5 = 2,77 \text{ m}$$

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

$$T2 = 1,42 \times 1,33 = 1,88 \text{ m}$$

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

$$= 2,77 \times 0,5 \times 5,5 - 0,88 \times (1/3 \times 1,33 + 1,42) - 1,88 \times 1,42$$

$$= 3,31 \text{ m}$$

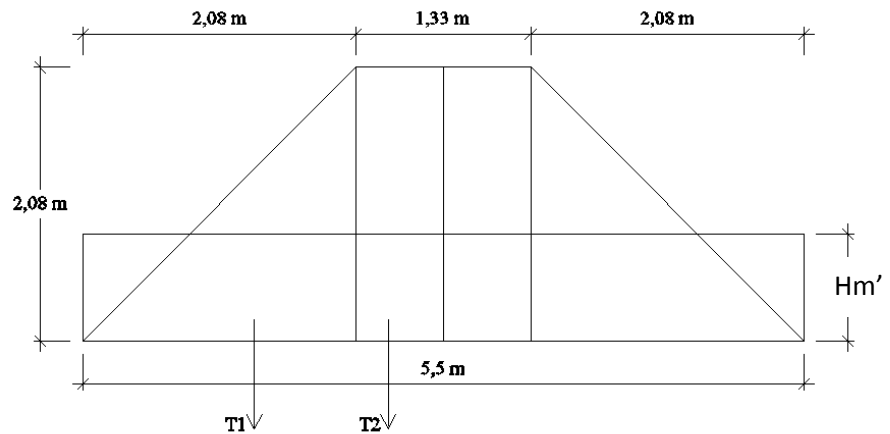
$$M_{\max} = 1/8 \times hq' \times L^2$$

$$3,31 = 1/8 \times hq' \times 5,5^2$$

$$hq' = 0,88 \text{ m}$$



mm) Perataan Beban Tipe M'



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

$$= ((1,33 + 5,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 3,55 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T2 = 0,67 \times 2,08 = 1,38 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 2,08 + 0,67) - T2 \times 0,67$$

$$= 3,55 \times 0,5 \times 5,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 0,67) -$$

$$1,38 \times 0,67$$

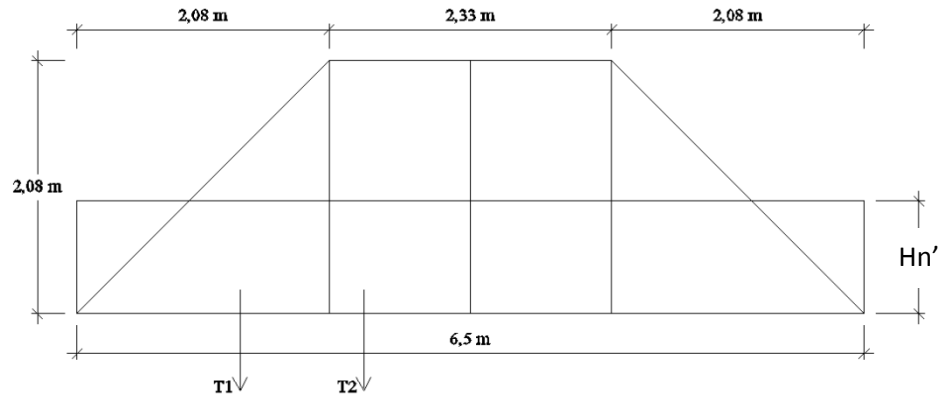
$$= 5,91 \text{ m}$$

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

$$5,91 = 1/8 \times hq' \times 5,5^2$$

$$hq' = 1,56 \text{ m}$$

nn) Perataan Beban Tipe N'



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

$$= ((2,44 + 6,5)/2 \times 2,08) \times 0,5 = 4,65 \text{ m}$$

$$T1 = 0,5 \times 2,08 \times 2,08 = 2,16 \text{ m}$$

$$T2 = 1,22 \times 2,08 = 2,54 \text{ m}$$

$$M_{\max} = RA \times 0,5 \times L - T1 \cdot (1/3 \times 2,08 + 1,22) - T2 \times 1,22$$

$$= 4,65 \times 0,5 \times 6,5 - 2,16 \times (1/3 \times 2,08 + 1,22) -$$

$$2,54 \times 1,22$$

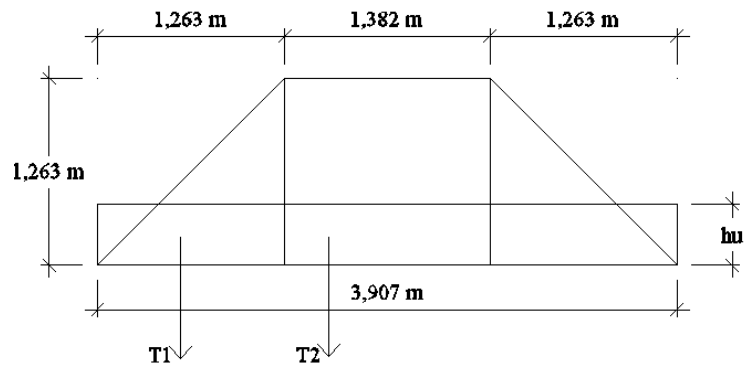
$$= 7,87 \text{ m}$$

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

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

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

oo) Perataan Beban Tipe o'



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

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

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

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

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

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

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

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

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

$$1,77 = 1/8 \times h_{o'} \times 3,91^2$$

$$h_{o'} = 0,93 \text{ m}$$

### 3.2.4. Pembebanan Balok Lantai Memanjang

Beban mati merata (qd)

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

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

– Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

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

---

 $\text{qd} = 1068,06\text{kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

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

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

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe h = 1,29

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

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

$$\begin{aligned}
 \text{ Berat plat} &= 1,29 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 506,97 \text{ kg/m} & + \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd} = 1341,4\text{kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal Memanjang Line A'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 330,12 \text{ kg/m} & + \\
 &&& \hline
 &&& \text{qd} = 522,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,88 + 0,75) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 640,59 \text{ kg/m}$  +  

---

 $q_d = 774,99 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,29 + 0,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 762,42 \text{ kg/m}$  +  

---

 $q_d = 896,82 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 240 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+1,26 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 660,24 \text{ kg/m}$  +  

---

 $q_d = 1575,24 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2 I-II

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 182,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,26+0,75) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 789,93 \text{ kg/m} +$   

---

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3 II-III

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 762,42 \text{ kg/m} +$   

---

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

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe j = 0,65

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+0,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 510,9 \text{ kg/m} +$

---

$q_d = 1345,3 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line C

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

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

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} = 700 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,65+1,39) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 801,72 \text{ kg/m} +$

---

$q_d = 1636,12 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line C'

Untuk  $L = 3,907 \text{ m}$

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

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



$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= 1,26 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 495,18 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1329,58 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,085+1,29) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 933,37 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1067,77 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

- Portal Memanjang Line D

Untuk L = 1,24 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

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

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 165,06 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1068,06 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk I-II = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe v = 1,575

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,575 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 618,975 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1521,975 \text{ kg/m}$

Untuk II-III = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,575+1,089) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1046,56\text{kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1949,56 \text{ kg/m}$

Untuk IV-V = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z= 1,65

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,089+1,65) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1076,03 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1979,03 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$

- Berat plat =  $(1,39+0,2) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$  = 624,87 kg/m +  
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 qd = 759,27 kg/m

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe p = 0,2

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

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

- Berat plat =  $0,2 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$  = 78,6 kg/m +  
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 qd = 913kg/m

- Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 618,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,41+0,86) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 892,11 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1180,1 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1268,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

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

---

 $\text{qd} = 1613,96 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

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

---

 $\text{qd} = 618,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,86+0,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 526,62 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 814,62 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 330,12 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 618,12 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 212,22 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 500,22 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
  - Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
  - Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06 \text{ kg/m} +$
- 
- qd = 1103,06 kg/m

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,6 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$
  - Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 650 \text{ kg/m}$
  - Berat plat =  $0,06 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 23,58\text{kg/m} +$
- 
- qd = 961,58 kg/m

### 3.2.5. Pembebanan Balok Atap Memanjang

#### A. Beban mati merata (qd)

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

- Portal Memanjang Line A

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 288 \text{ kg/m}$

- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 128,52 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $q_d = 356,52 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

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

- Berat plat =  $0,88 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 269,28 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $q_d = 461,28 \text{ kg/m}$

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n' = 1,39

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

- Berat plat =  $1,39 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 425,34 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $q_d = 559,74 \text{ kg/m}$



– Portal Memanjang Line B

Untuk I-II = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

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

– Berat plat =  $(0,42+1,26) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 514,08 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
qd = 754,08 kg/m

Untuk II-III = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

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

– Berat plat =  $(1,26+0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 654,84 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
qd = 894,84 kg/m

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

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

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

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

- Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o' = 0,93

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 192 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (1,26+ 0,93) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 &= 569,16 \text{ kg/m} &+ \\
 & & \hline
 & \text{qd} = 761,16 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,29+1,085) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 726,9 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 861,3 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line D

Untuk I-II = 1,24 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 0,93

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,42+0,93) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 413,1 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 641,1 \text{ kg/m}$

Untuk II-III = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe u = 0,93

Perataan tipe v = 1,575

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,93+1,575) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 766,53 \text{ kg/m} +$   
 $\text{qd} = 994,53 \text{ kg/m}$

Untuk III-IV = 2,948 m

Bentang = 2-2'

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,089

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,575+1,089) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 814,878 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
qd = 1042,88 kg/m

Untuk IV-V = 1,249 m

Bentang = 2'-3

Perataan tipe r = 1,089

Perataan tipe z = 1,65

- Berat sendiri balok =  $0,25\text{m} \times (0,5 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,089+1,65) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 837,828 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
qd = 1065,83 kg/m

- Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

- Berat sendiri balok =  $0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,39+0,2) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 486,54 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
qd = 620,94 kg/m

- Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe p = 0,2

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

- Berat plat =  $0,2 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$  =  $\frac{61,2 \text{ kg/m}}{\text{qd} = 195,6 \text{ kg/m}}$  +

- Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,24 m

Bentang = 1-1'-2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$  =  $\frac{257,04 \text{ kg/m}}{\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}}$  +

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1'-2'

Perataan tipe y = 1,41

Perataan tipe d' = 0,86

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

- Berat plat =  $(1,41+0,86) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$  =  $\frac{694,62 \text{ kg/m}}{\text{qd} = 982,62 \text{ kg/m}}$  +

- Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

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

- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 257,04 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

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

- Berat plat =  $(0,86+0,86) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 526,32 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 814,32 \text{ kg/m}$

- Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

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

- Berat plat =  $(0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 250,92 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 545,04 \text{ kg/m}$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

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

---

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

- Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

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

---

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= (0,06+0,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 165,72 \text{ kg/m} + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 453,72 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe A = 0,42

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,42 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 125,46 \text{ kg/m} + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 416,52 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,06 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 18,36 \text{ kg/m} + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 306,36 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

### 3.2.6. Pembebanan Balok Lantai Melintang

Beban mati merata (qd)

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



- Berat plat = perataan beban x berat sendiri plat

➤ Lantai 2,3,4,5,6

- Portal Melintang Line 1'

Untuk L = 3,5m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

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

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

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

Untuk L = 3,475 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe l = 1,18

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

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

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

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E''-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

$$\begin{aligned} - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,2\text{m} \times (0,4 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m} \\ - \text{ Berat dinding} &= 250 \text{ kg/m}^2 \times 2,8 \text{ m} &&= 700 \text{ kg/m} \\ \text{ Berat plat} &= 0,4 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 &&= 157,2 \text{ kg/m} + \\ &&&\hline &&&\text{qd} = 991,6 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,42

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

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

- Portal Melintang Line 1

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,34+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 526,62 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 754,62 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,45+0,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 436,23 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 664,23 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 3,350 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

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

$$\begin{aligned}
 \text{ Berat plat} &= (0,35+1,12) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 577,71 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 865,71 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

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

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = (0,4+0,88) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline = 504,612 \text{ kg/m} \\ \text{qd} = 822,612 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

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

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline = 298,68 \text{ kg/m} + \\ \text{qd} = 616,68 \text{ kg/m} \end{array}$$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

$$\begin{array}{r} \text{Berat plat} = 0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 \\ \hline = 330,12 \text{ kg/m} + \\ \text{qd} = 618,12 \text{ kg/m} \end{array}$$

– Portal Melintang Line 2

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,66

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

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

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

---

 $\text{qd} = 1948,38 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

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

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

– Berat plat =  $(0,66+0,66) \times 393 \text{ kg/m}^2 = 518,76 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 1421,76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= (1,18 + 1,18)\text{m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 927,48 \text{ kg/m} \quad + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 1155,48 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

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

$$\begin{aligned} \text{Berat plat} &= 0,84 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 330,12 \text{ kg/m} \quad + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 558,12 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

– Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,84

Perataan tipe x = 1

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

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

$$\begin{aligned} \text{– Berat plat} &= (0,84+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 724,73 \text{ kg/m} \quad + \\ & && \underline{\hspace{1.5cm}} \\ & && \text{qd} = 1559,13 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

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

---

 $\text{qd} = 1339,01 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

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

---

 $\text{qd} = 1133,08 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

---

 $\text{qd} = 1164,52 \text{ kg/m}$



- Portal Melintang Line 3

Untuk L = 3,5 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,3 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,66+1,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1304,76 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 2207,76 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,66+0,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 518,76 \text{ kg/m} +$   
 $\underline{\hspace{10em}}$   
 $\text{qd} = 1421,76 \text{ kg/m}$

Untuk XIII-IX = 2 m

Bentang = B-C

Perataan tipe g = 0,66

Perataan tipe l = 1,18

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,66+1,18) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 723,12 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1626,12 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk IX-X = 1,475 m

Bentang = C-C'

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

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

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,18+1,48) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 1045,38 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1948,38 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk X-VII = 3 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

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

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,48+1) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 && = 974,64 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1877,64 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

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

---

 $\text{qd} = 1627,32 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E' - F = F - F'

Perataan tipe b' = 0,4

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

---

 $\text{qd} = 1060,2 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F' - G

Perataan tipe c' = 0,45

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

---

 $\text{qd} = 1136,28 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,6 \text{ m} = 637,5 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 165,06 \text{ kg/m}$
- + qd = 1120,5 kg/m

- Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,66 + 1,66) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 1304,76 \text{ kg/m} +$   
qd = 2207,76 kg/m

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,67

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

- Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m}$  = 675 kg/m
- Berat plat =  $(0,67+0,67) \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2$  = 526,62 kg/m +

---

qd = 1429,62 kg/m

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

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

---

qd = 2066,28 kg/m

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,33

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

---

qd = 1093,78 kg/m

- Portal Melintang Line 7

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
  - Berat dinding =  $250 \text{ kg/m}^2 \times 2,7 \text{ m} = 675 \text{ kg/m}$
  - Berat plat =  $1,66 \text{ m} \times 393 \text{ kg/m}^2 = 652,38 \text{ kg/m} +$
- 
- qd = 1555,38 kg/m

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

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

Untuk  $L = 1 \text{ m}$

Bentang = E-E'

Perataan tipe  $q = 0,32$

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

### 3.2.7. Pembebanan Balok Atap Melintang

B. Beban mati merata (qd)

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

- Portal Melintang Line 1'

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

Bentang = A-B

Perataan tipe  $k' = 0,24$

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

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C

Perataan tipe l = 1,18

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

---

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

Untuk L = 2,575 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

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

---

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

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

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

---

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

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F-F'



Perataan tipe b' = 0,4

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

---

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

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

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

---

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

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

---

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

- Portal Melintang Line 1

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

Perataan tipe l' = 0,88

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (0,24+0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 342,72 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 570,72 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (0,35+1,12) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 449,82 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 677,82 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat sendiri balok} &= 0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m} \\
 - \text{ Berat plat} &= (0,4+0,88) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 392,90 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{10em}} \\
 &&& \text{qd} = 620,90 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

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

---

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

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

---

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

- Portal Melintang Line 2

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe l' = 0,88

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,88 + 1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 746,64 \text{ kg/m} +$   

---

 $\text{qd} = 974,64 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l= 1,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,18 + 1,18 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 722,16 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 950,16 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s= 0,841

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(0,841 + 0,841) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 514,692 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 742,692 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 1,66

Perataan tipe x = 1

- Berat sendiri balok =  $0,2 \text{ m} \times (0,4 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 134,4 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $(1,66 + 1) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 683,91 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 818,31 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe e' = 0,884

Perataan tipe b' = 0,4

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

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe g' = 0,3

Perataan tipe c' = 0,46

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

Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (0,42+0,42) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 257,04 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 385,32 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

– Portal Melintang Line 3

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,56+1,56) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 954,72 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1182,72 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe n' = 1,48

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

$$\begin{aligned}
 - \text{ Berat plat} &= (1,18+1,48) \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 && = 813,96 \text{ kg/m} + \\
 &&& \underline{\hspace{1.5cm}} \\
 &&& \text{qd} = 1041,96 \text{ kg/m}
 \end{aligned}$$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

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

---

 $q_d = 986,88 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,85 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

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

---

 $q_d = 764,724 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,18

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,6 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,8 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 314,4 \text{ kg/m} +$   

---

 $q_d = 542,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,38

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,46 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$  =  $128,52 \text{ kg/m} +$   

---

 $qd = 446,5 \text{ 2kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,65 - 0,12)\text{m} \times 2400\text{kg/m}^3 = 318 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,42+ \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2$  =  $128,52 \text{ kg/m} +$   

---

 $qd = 446,52 \text{ kg/m}$

- Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

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

---

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

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E



Perataan tipe n' = 1,48

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

---

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

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 1

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

---

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

- Portal Melintang Line 7

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,56 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 477,36 \text{ kg/m} +$   

---

 $qd = 705,36 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,48

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $1,48 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 452,88 \text{ kg/m} +$   

---

 $qd = 680,88 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

- Berat sendiri balok =  $0,25 \text{ m} \times (0,5 - 0,12) \text{ m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 = 228 \text{ kg/m}$
- Berat plat =  $0,32 \text{ m} \times 306 \text{ kg/m}^2 = 97,92 \text{ kg/m} +$   

---

 $qd = 232,32 \text{ kg/m}$

### 3.2.8. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Memanjang

Beban hidup ( $q_l$ ) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai apartement)

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

##### ➤ Portal Memanjang Line A

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

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk  $L = 2,667 \text{ m}$

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

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

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

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

Perataan tipe h = 1,29

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

➤ Portal Memanjang Line A'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe a = 0,41

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

Untuk L = 2,667 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe d = 0,88

Perataan tipe f = 0,75

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe h = 1,29

Perataan tipe j = 0,65

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

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang =

Perataan tipe a = 0,41

Perataan tipe u = 1,26

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

Untuk L = 2,667 m

Bentang =

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe f = 0,75

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe k = 1,29

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

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe j = 0,65

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

➤ Portal Memanjang Line C

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe j = 0,65

Perataan tipe n = 1,39

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

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 3,907 m

Bentang = 1'-2

Perataan tipe u = 1,26

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe t = 1,085

Perataan tipe k = 1,29

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

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = 1-2

Perataan tipe a = 0,41

– Berat hidup (ql) = (0,42) m x 250 kg/m<sup>2</sup> = 105 kg/m

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

– Berat hidup (ql) = (1,575) m x 250 kg/m<sup>2</sup> = 393,75 kg/m

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

– Berat hidup (ql) = (1,575+1,085) m x 250 kg/m<sup>2</sup> = kg/m

Untuk L = 6,864 m

Bentang =

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

– Berat hidup (ql) = (1,085+1,65) m x 250 kg/m<sup>2</sup> = kg/m

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe p = 0,2

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

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe p = 0,2

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

➤ Portal Memanjang Line E''

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe y = 1,410

Perataan tipe d' = 0,86

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



➤ Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 1,72

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

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

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

➤ Portal Memanjang Line G

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

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

➤ Portal Memanjang Line G'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe  $h' = 0,06$

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

### 3.2.9. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Memanjang

Beban hidup ( $q_l$ ) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai apartement)

#### ➤ Portal Memanjang Line A

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

Bentang = 1'-1

Perataan tipe  $a = 0,42$

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

Untuk  $L = 2,667 \text{ m}$

Bentang = 1-2

Perataan tipe  $d = 0,88$

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

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

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

Perataan tipe n' = 1,39

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

➤ Portal Memanjang Line B

Untuk L = 1,240 m

Bentang = I-II

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe u = 1,26

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

Untuk L = 2,667 m

Bentang = II-III

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe d = 0,88

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe k = 1,29

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

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

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

➤ Portal Memanjang Line C'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe u = 1,26

Perataan tipe o = 0,93

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 2-3

Perataan tipe k = 1,29

Perataan tipe t = 1,085

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

➤ Portal Memanjang Line D

Untuk L = 6,864 m

Bentang = IV-V

Perataan tipe a = 0,42

Perataan tipe o = 0,93

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

Bentang = V-VI

Perataan tipe o = 0,93

Perataan tipe v = 1,575

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

Bentang = VI-VII

Perataan tipe v = 1,575

Perataan tipe r = 1,085

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

Bentang = VI-VII

Perataan tipe r = 1,085

Perataan tipe z = 1,65

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

➤ Portal Memanjang Line E

Untuk L = 4,167 m

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

Perataan tipe n = 1,39

Perataan tipe  $p = 0,2$

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

➤ Portal Memanjang Line E'

Untuk  $L = 4,167 \text{ m}$

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

Perataan tipe  $p = 0,2$

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

➤ Portal Memanjang Line E''

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

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe  $a = 0,42$

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

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

Bentang = 1-2'

Perataan tipe  $y = 1,410$

Perataan tipe  $d' = 0,86$

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

➤ Portal Memanjang Line F

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

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

➤ Portal Memanjang Line F'

Untuk L = 1,240 m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

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

Untuk L = 5,594 m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe d' = 0,86

Perataan tipe f' = 0,48

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



➤ Portal Memanjang Line G

Untuk  $L = 1,240$  m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $(0,42+0,42)$  m x  $100$  kg/m<sup>2</sup> = 84 kg/m

Untuk  $L = 5,594$  m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,06

Perataan tipe f' = 0,48

– Berat hidup (ql) =  $(0,06+0,48)$  m x  $100$  kg/m<sup>2</sup> = 54 kg/m

➤ Portal Memanjang Line G'

Untuk  $L = 1,240$  m

Bentang = 1'-1 = 2'-3

Perataan tipe a = 0,42

– Berat hidup (ql) =  $0,42$  m x  $100$  kg/m<sup>2</sup> = 42 kg/m

Untuk  $L = 5,594$  m

Bentang = 1-2'

Perataan tipe h' = 0,54

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

### 3.2.10. Pembebanan Beban Hidup Balok Lantai Melintang

Beban hidup (ql) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai apartement)

#### ➤ Lantai 2,3,4,5,6

##### ➤ Portal melintang Line 1'

Untuk L = 3,45m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b= 0,34

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

Untuk L = 2m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

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

Untuk L = 2,525 m

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,84

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

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

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

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E''

Perataan tipe a' = 0,35

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

Untuk L = 2,65 m

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

Perataan tipe b' = 0,4

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

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

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

Untuk  $L = 1,24$  m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a' = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk  $L = 3,5$  m

Bentang = A-A'

Perataan tipe b = 0,34

Perataan tipe e = 1

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

Untuk  $L = 2$  m

Bentang = A'-B

Perataan tipe c = 0,45

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk  $L = 3,350$  m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

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

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

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

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

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

Untuk L = 2,65 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 2

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe e = 1

Perataan tipe i = 1,6

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

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk L = 3,475 m

Bentang = B-C'

Perataan tipe l = 1,18

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

Untuk L = 4,167 m

Bentang = 3-4

Perataan tipe s = 0,841

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

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,8441

Perataan tipe x = 1

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

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

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

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

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

Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk L = 3,5 m

Bentang = 1'-1

Perataan tipe i = 0,844

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

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk L = 2 m

Bentang = B-E VIII-IX

Perataan tipe g = 0,67

Perataan tipe l = 1,18

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

Bentang = IX-X

Perataan tipe l = 1,18

Perataan tipe m = 1,48

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



Bentang = X-VII

Perataan tipe m = 1,48

Perataan tipe o = 1

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

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

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

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

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

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

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

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 4,5, & 6

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

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

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

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

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

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

➤ Portal Melintang Line 7

Untuk L = 3,5 m

Bentang = A-A'

Perataan tipe i = 1,66

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

Untuk L = 2 m

Bentang = A'-B = B-C

Perataan tipe g = 0,66

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

Untuk L = 4,5 m

Bentang = C-E

Perataan tipe m = 1,48

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

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

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

### 3.2.11. Pembebanan Beban Hidup Balok Atap Melintang

Beban hidup ( $q_l$ ) diambil dari PPIUG 1983

- $100 \text{ kg/m}^2$  (untuk atap apartment)
- $250 \text{ kg/m}^2$  (untuk lantai apartement)

#### ➤ Portal Melintang Line 1'

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

Bentang = A-B

Perataan tipe  $k' = 0,24$

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

Untuk  $L = 2,575 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe  $l = 1,18$

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

Untuk  $L = 2,575 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe  $s = 0,84$

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

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

– Berat hidup (ql) =  $0,35 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 35 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

– Berat hidup (ql) =  $0,36 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 40 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

– Berat hidup (ql) =  $0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,24 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 1

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe k' = 0,24

Perataan tipe l' = 0,88

– Berat hidup (ql) =  $(0,24+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 112 \text{ kg/m}$

Untuk L = 3,35 m

Bentang = D-E'

Perataan tipe a' = 0,35

Perataan tipe w = 1,12

– Berat hidup (ql) =  $(0,35+1,12) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 147 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F=F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,88

– Berat hidup (ql) =  $(0,4+0,88) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,85 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe  $g' = 0,3$

– Berat hidup (ql) =  $(0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76 \text{ kg/m}$

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

Bentang = G-G'

Perataan tipe  $a = 0,42$

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

➤ Portal Melintang Line 2

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

Bentang = A-B

Perataan tipe  $l' = 0,88$

Perataan tipe  $m' = 1,56$

– Berat hidup (ql) =  $(0,88+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 244 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 3,475 \text{ m}$

Bentang = B-C'

Perataan tipe  $l = 1,18$

– Berat hidup (ql) =  $(1,18+1,18) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 236 \text{ kg/m}$

Untuk  $L = 2,525 \text{ m}$

Bentang = C'-D

Perataan tipe s = 0,841

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,841+0,841) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 168,2 \text{ kg/m}$$

➤ Portal Melintang Line 2'

Untuk L = 2,999 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe i' = 0,884

Perataan tipe x = 1

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,884+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 188,4 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 2,650 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

Perataan tipe e' = 0,884

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,4+0,884) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 128,4 \text{ kg/m}$$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

Perataan tipe g' = 0,3

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = (0,46+0,3) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 76 \text{ kg/m}$$



Untuk L = 2,999 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 3

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

– Berat hidup (ql) =  $(1,56+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = IX-X

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe l = 1,18

– Berat hidup (ql) =  $(1,48+1,18) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 266 \text{ kg/m}$

Bentang = X-VIII

Perataan tipe n' = 1,48

Perataan tipe o = 1

Berat hidup (ql) =  $(1,48+1) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 248 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,85 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe j' = 1,434

Perataan tipe q = 0,32

– Berat hidup (ql) =  $(1,434+0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 175,4 \text{ kg/m}$

Untuk L = 2,65 m

Bentang = E'-F = F-F'

Perataan tipe b' = 0,4

– Berat hidup (ql) =  $(0,4+0,4) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 80 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,850 m

Bentang = F'-G

Perataan tipe c' = 0,46

– Berat hidup (ql) =  $0,46 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 46 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1,240 m

Bentang = G-G'

Perataan tipe a = 0,42

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

➤ Portal Melintang Line 4,5,6

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

– Berat hidup (ql) =  $(1,56+1,56) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 312 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,39

– Berat hidup (ql) =  $(1,39+1,39) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 296 \text{ kg/m}$

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

– Berat hidup (ql) =  $(0,32+0,32) \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 64 \text{ kg/m}$

➤ Portal Melintang Line 7

Untuk L = 5,5 m

Bentang = A-B

Perataan tipe m' = 1,56

– Berat hidup (ql) =  $1,56 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 156 \text{ kg/m}$

Untuk L = 6,5 m

Bentang = B-E

Perataan tipe n' = 1,39

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

Untuk L = 1 m

Bentang = E-E'

Perataan tipe q = 0,32

$$- \text{ Berat hidup (ql)} = 0,33 \text{ m} \times 100 \text{ kg/m}^2 = 32 \text{ kg/m}$$

### 3.2.12. Beban mati terpusat (Pd)

➤ Akibat beban kolom

$$\begin{aligned} \sim \text{ Pd}_1 &= \text{ berat kolom lantai 1 - 4} \\ &= 0,3\text{m} \times 0,6\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1382,4 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sim \text{ Pd}_2 &= \text{ berat kolom lantai 1 - 4} \\ &= 0,4\text{m} \times 0,5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1536 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sim \text{ Pd}_3 &= \text{ berat kolom lantai 5 - 6} \\ &= 0,3\text{m} \times 0,5\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1152 \text{ kg} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sim \text{ Pd}_4 &= \text{ berat kolom lantai 5 - 6} \\ &= 0,4\text{m} \times 0,4\text{m} \times 2400 \text{ kg/m}^3 \times 3,2\text{m} = 1228,8 \text{ kg} \end{aligned}$$

### 3.3. Perhitungan Pembebanan Gempa

#### Perhitungan berat perlantai bangunan

#### Lantai 2,3,4,5 dan 6

$$\text{Luas} = 12 \text{ m} \times 25 \text{ m} = 300 \text{ m}^2$$

$$= 8,3 \text{ m} \times 11 \text{ m} = 91,3 \text{ m}^2$$

$$\text{Luas total perlantai} = 300+91,3 = 391,3 \text{ m}^2$$

#### Berat lantai 1

##### a). Beban mati (qd)

➤ Beban Plat Lantai

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = 153.780,9 \text{ kg}$$

➤ Kolom

{Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas)} x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\{0.3 \times 0.6 \times (\frac{1}{2} \times 3.2)\} \times 2.400 \times 17 = 11.750,4 \text{ kg}$$

$$\{0.4 \times 0.5 \times (\frac{1}{2} \times 3.2)\} \times 2.400 \times 8 = 6.144 \text{ kg}$$

$$= 17.894,4 \text{ kg}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x (1/2 tinggi

dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0.6 + \frac{1}{2} \times 0.6)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0.15 \times 1.700 \times 10 = 7.276,68 \text{ kg}$$

$$\{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0.6 + \frac{1}{2} \times 0.6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2.8) \times 0.15 \times 1.700 \times 2 = 843,336 \text{ kg}$$

$$\{2,5 - (\frac{1}{2} \times 0.6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2.8) \times 0.15 \times 1.700 \times 4 = 1.550,4 \text{ kg}$$

$$\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0.3 + \frac{1}{2} \times 0.3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0.15 \times 1.700 \times 3 = 2.998,8 \text{ kg}$$

$$\{6 - (\frac{1}{2} \times 0.3 + \frac{1}{2} \times 0.3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0.15 \times 1.700 \times 6 = 6.609,6 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned} \{6,433 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 1,6) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 1.189,932 \text{ kg} \\ \{2 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 3 &= \underline{856,8 \text{ kg}} + \\ &= \mathbf{21.325,548 \text{ kg}} \end{aligned}$$

Beban mati lantai 1 = **153.780,9 kg + 17.894,4 kg + 21.325,548 kg = 193.000,848 kg**

#### **b). Beban Hidup (ql)**

Beban guna (ql) = 250 kg/m<sup>2</sup>

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0.5

= Luas x beban guna x koef. Reduksi

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0,5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}$$

**Beban total w<sub>1</sub> = 193.000,848 kg + 48.912,5 kg = 241.913,348 kg**

### **Berat lantai 2=3=4**

#### **a). Beban mati (qd)**

##### ➤ Beban Plat Lantai

= Luas x beban sendiri plat (Qd)

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{153.780,9 \text{ kg}}$$

##### ➤ Balok

Dimensi balok x {panjang balok – (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x berat jenis beton x jumlah balok

##### 1). Balok memanjang

$$0,2 \times 0,4 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 29 = 23.201,86 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 1.022,976 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 2 = 2.500,2 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{1,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 3 = 1.350 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{8,433 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times 2.400 \times 5 = 15.179,4 \text{ kg} +$$

$$= 43.254,432 \text{ kg}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times \{0,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6)\} + \times 2.400 \times 4 = 153,6 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 4 = 4.224 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,45 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 1 = 1.155,6 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 7 = 23.310 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 = 7.260 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 = 19.800 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \cdot 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = 7.920 \text{ kg} +$$

$$= 63.823,2 \text{ kg}$$

➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas + 1/2 tinggi kolom bawah) -) x berat jenis

beton x jumlah kolom

$$\{0,3 \times 0,6 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 = 23.500,8 \text{ kg}$$

$$\{0,4 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 = 12.288 \text{ kg}$$

$$= 35.788,8 \text{ kg}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x (1/2 x

tinggi dinding bawah + 1/2 tinggi dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x

jumlah dinding

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 15.281,03 \text{ kg}$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 = 16.137,83 \text{ kg}$$

$$\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 = 13.601,09 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
\{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 11.044,15 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 21.068,1 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.786,75 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 &= 16.868,25 \text{ kg} \\
\{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.580,2 \text{ kg} \\
\{6 - (\frac{1}{2} \times 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 7 &= 26.025,3 \text{ kg} \\
\{2 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 1.213,8 \text{ kg} \\
\{6,933 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= \underline{5.657,328 \text{ kg}} \\
&= \mathbf{134.263,8 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Beban mati lantai } 2=3=4 &= \mathbf{153.780,9 \text{ kg} + 43.254,432 \text{ kg} + 63.823,2 \text{ kg} + 35.788,8 \text{ kg}} \\
&+ \mathbf{134.263,8 \text{ kg} = 430.911,132 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

#### **b). Beban Hidup (ql)**

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 250 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = \mathbf{48.912,5 \text{ Kg}}$$

$$\text{Beban total } w_2= w_3=w_4 = \mathbf{430.911,132 + 48.912,5 \text{ Kg} = 479.823,632 \text{ kg}}$$

#### **Berat lantai 5 = 6**

#### **a). Beban mati (qd)**

➤ Beban Plat Lantai

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 393 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{153.780,9 \text{ kg}}$$



➤ Balok

Dimensi balok x {panjang balok – (1/2 x dimensi kolom<sub>kiri</sub> + 1/2 x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x berat jenis beton x jumlah balok

1). Balok memanjang

$$0,2 \times 0,4 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 29 = 20.417,856 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{2,667 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 2 = 832,128 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 2 = 2.200,2 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{1,5 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times 2.400 \times 3 = 900 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{8,433 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times 2.400 \times 5 = 14.639,4 \text{ kg} +$$

$$= \mathbf{38.989,58 \text{ kg}}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times \{0,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \cdot 0)\} \times 2.400 \times 4 = 192 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 4 = 4.224 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,45 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times 2.400 \times 1 = 1.155,6 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 7 = 10.815 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6 - (\frac{1}{2} \cdot 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times 2.400 \times 2 = 3.390 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times \{6,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 5 = 9.075 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times \{5,5 - (\frac{1}{2} \cdot 0,6 + \frac{1}{2} \times 0,6)\} \times 2.400 \times 4 = 7.200 \text{ kg} +$$

$$= \mathbf{36.051,6 \text{ kg}}$$

➤ Kolom

{(Dimensi kolom x (1/2 tinggi kolom atas + 1/2 tinggi kolom bawah) -} x berat jenis beton x jumlah kolom

$$\{0,3 \times 0,5 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 17 = 19.584 \text{ kg}$$

$$\{0,4 \times 0,4 \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2)\} \times 2.400 \times 8 = 12.288 \text{ kg}$$

$$= \mathbf{31.872 \text{ kg}}$$

➤ Dinding

{Panjang dinding - ( $\frac{1}{2}$  x dimensi kolom<sub>kiri</sub> +  $\frac{1}{2}$  x dimensi kolom<sub>kanan</sub>)} x ( $\frac{1}{2}$  x tinggi dinding bawah +  $\frac{1}{2}$  x tinggi dinding atas) x tebal dinding x berat jenis dinding x jumlah dinding

$$\begin{aligned}
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 15.709,43 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,4 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 16.137,83 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0 + \frac{1}{2} \times 0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 13.601,09 \text{ kg} \\
 \{4,167 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 4 &= 11.044,15 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,4)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 6 &= 21.274,65 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.786,75 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 5 &= 17.212,5 \text{ kg} \\
 \{5,5 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 3.580,2 \text{ kg} \\
 \{6 - (\frac{1}{2} \times 0,5 + \frac{1}{2} \times 0,5)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,7 + \frac{1}{2} \times 2,7) \times 0,15 \times 1.700 \times 7 &= 26.507,25 \text{ kg} \\
 \{2 - (\frac{1}{2} \times 0,3 + \frac{1}{2} \times 0,3)\} \times (\frac{1}{2} \times 2,8 + \frac{1}{2} \times 2,8) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= 1.213,8 \text{ kg} \\
 \{6,933 - (\frac{1}{2} \times 0,0 + \frac{1}{2} \times 0,0)\} \times (\frac{1}{2} \times 3,2 + \frac{1}{2} \times 3,2) \times 0,15 \times 1.700 \times 1 &= \underline{5.657,328 \text{ kg}} \\
 &= \mathbf{135.725 \text{ kg}}
 \end{aligned}$$

Berat mati lantai (5=6) = **153.780,9 kg + 38.989,58 kg + 36.051,6 kg + 31.872 kg**

+ **135.725 kg = 396.419,08 kg**

**b). Beban Hidup (ql)**

Beban guna (ql) = 250 kg/m<sup>2</sup>

Koefisien reduksi tinjauan gempa = 0.5

= Luas x beban guna x koef. Reduksi

= 391,3 m<sup>2</sup> x 250 kg/m<sup>2</sup> x 0.5 = **48.912,5 Kg**

**Beban total (w<sub>5</sub>= w<sub>6</sub>) = 396.419,08 kg + 48.912,5 Kg = 445.331,58 kg**

## **Berat lantai Atap (Dak Beton)**

### **a). Beban mati (qd)**

➤ **Beban Plat Lantai**

$$= \text{Luas} \times \text{beban sendiri plat (Qd)}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 306 \text{ kg/m}^2 = \mathbf{119.737,8 \text{ kg}}$$

➤ **Balok**

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

1). Balok memanjang

$$0,25 \times 0,5 \times 5,5 \times 2.400 \times 10 = 16.500 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 6 \times 2.400 \times 2 = 3.600 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 = 1.350 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 6 \times 2.400 \times 2 = 2.304 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 11,5 \times 2.400 \times 1 = 2.208 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 4 = 1.152 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 4,5 \times 2.400 \times 1 = 1.620 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 2 = 1.080 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 6,5 \times 2.400 \times 5 = \underline{11.700 \text{ kg} +}$$

$$= \mathbf{41.514 \text{ kg}}$$

2). Balok melintang

$$0,2 \times 0,4 \times 4,167 \times 2.400 \times 17 = 13.601,09 \text{ kg}$$

$$0,2 \times 0,4 \times 2,667 \times 2.400 \times 1 = 512,06 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,167 \times 2.400 \times 1 = 1.250,10 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 1,5 \times 2.400 \times 1 = 450,00 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,5 \times 4,196 \times 2.400 \times 1 = 1.258,80 \text{ kg}$$

$$0,25 \times 0,6 \times 1,5 \times 2.400 \times 5 = 2.700,00 \text{ kg}$$

$$\begin{aligned}
0,25 \times 0,6 \times 6,834 \times 2.400 \times 5 &= 12.301,20 \text{ kg} \\
0,2 \times 0,5 \times 6,834 \times 2.400 \times 1 &= \underline{1.000,08 \text{ kg}} + \\
&= \mathbf{63.823,2 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

$$\text{Berat mati atap} = \mathbf{119.737,8 \text{ kg} + 41.514 \text{ kg} + 63.823,2\text{kg} = 225.075 \text{ kg}}$$

#### **b). Beban Hidup (ql)**

$$\text{Beban guna (ql)} = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Koefisien reduksi tinjauan gempa} = 0.5$$

$$= \text{Luas} \times \text{beban guna} \times \text{koef. Reduksi}$$

$$= 391,3 \text{ m}^2 \times 100 \text{ kg/m}^2 \times 0.5 = \mathbf{19.565 \text{ Kg}}$$

$$\mathbf{\text{Beban total } w_{\text{atap}} = 225.075 + 19.565\text{Kg} = 244.640 \text{ kg}}$$

$$\begin{aligned}
\mathbf{\text{Beban total gedung (} W_{\text{total}} \text{)} = W_1 + W_2 + W_3 + W_4 + W_5 + W_6 + \text{ beban atap}} \\
= \mathbf{241.913,348 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg} + 479.823,632 \text{ kg}} \\
+ \mathbf{479.823,632 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg} + 445.331,58 \text{ kg}} \\
+ \mathbf{244.640 \text{ kg}} \\
= \mathbf{2.816.687,404 \text{ kg}}
\end{aligned}$$

#### **3.4. Perhitungan Waktu Getar Bangunan ( T )**

$$H = 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m} + 3,2 \text{ m}$$

$$= 19,2 \text{ m}$$

$$T = 0,063 \times H^{3/4}$$

$$= 0,063 \times 19,2^{3/4}$$

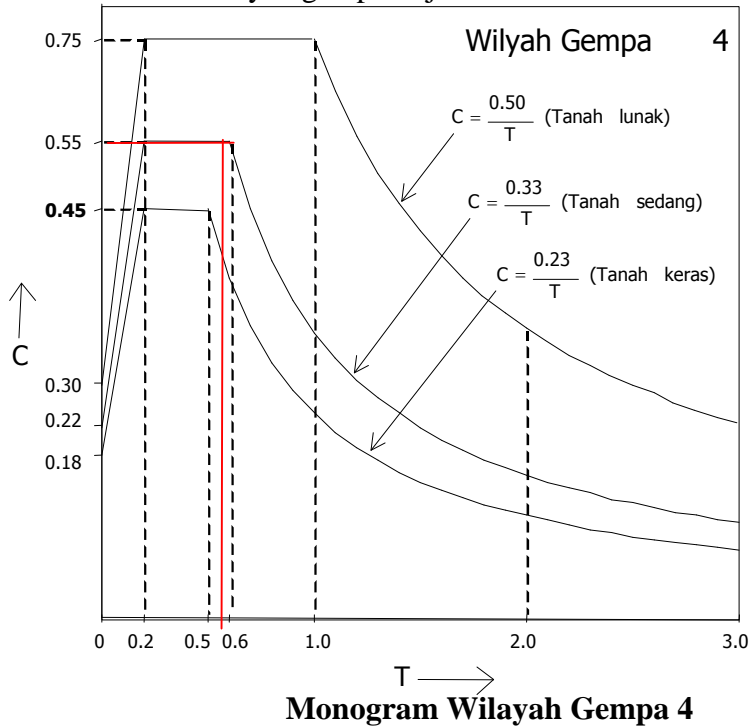
$$= 0,58$$

### 3.4.1. Perhitungan Gaya Geser Horizontal

V dihitung dengan rumus SNI 03- 1726-2002

$R = 8.5$  ( tabel 3 SNI 1726 )

Berdasarkan wilayah gempa 4 jenis tanah keras dan nilai  $T = 0.58$



Kontrol Pembatasan waktu getar alami fundamental, T sesuai Pasal 5.6

Syarat  $T_1 < \zeta \cdot n$

Dimana koefisien ditetapkan menurut tabel 8.

Koefisien yang membatasi waktu getar alami fundamental struktur gedung:

Wilayah Gempa	$\zeta$
1	0,20
2	0,19
3	0,18
4	0,17
5	0,16
6	0,15

Dari tabel diatas Malang termasuk wilayah Gempa 4 maka:

$\zeta = 0,17$  (BUKUSTANDAR PERENCANAAN KETAHAN GEMPA UNTUK STRUKTUR  
BANGUNAN GEDUNG)

$n = 6$  (Tingkat)

$T = \zeta \times n$

$= 0,17 \times 6$

$= 1,02 \text{ dtk} < T \text{ empiris} = 0,58 \text{ detik} \longrightarrow$  maka di pakai  $T=0,58$

**Koefisien Gempa dasar untuk Wilayah Gempa 4 untuk tanah keras**

Dari gambar di dapat nilai  $C = 0,55$  (SNI Pasal 4.7.6)

**1. Faktor Keutamaan I untuk berbagai kategori gedung dan bangunan serta Faktor reduksi Gempa R di dapat :**

$I = 1,0$

$R = 8,5$

**2. Gaya geser horizontal total akibat Gempa**

$$V = \frac{CxI}{R} \times W_t$$

$$V = \frac{0,55 \times 1,0}{8,5} \times 2.816.687,404$$

$$= 182.256,244 \text{ Kg/m}$$

**3. Distribusi Gaya geser horizontal total akibat gempa sepanjang tinggi gedung**

$$F_i = \frac{W_i \times Z_i}{\sum W_i \times Z_i} \times V$$

**Dimana :**

$F_1 =$  gaya geser horizontal

$W_i \times y =$  gaya geser horizontal untuk arah y dan arah x

$Z_i =$  tinggi lantai ke I terhadap lantai Atap

$$F_i = \frac{W_i \cdot Z_i}{\sum W_i \cdot Z_i} \cdot V \quad (\text{SNI pasal 6.1.3})$$

**Tabel 3.1: Faktor Daktilitas Maksimum, Faktor Reduksi Gempa**

lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	V	Fi
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	182.256,244	32.020,407
6	16	445.331,580	7.125.305,28	182.256,244	48.573,749
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	182.256,244	38.858,999
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	182.256,244	31.401,545
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	182.256,244	20.934,363
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	182.256,244	10.467,182
1	0	244.640,000	0	182.256,244	0
			$\Sigma =$ 26.735.251,24		

Jumlah Portal Arah X = 8, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/8 F_i X = 36.836,297/8 = 4.604,53\text{Kg}$$

Jumlah Portal Arah Y =5, maka :

$$F_{\text{atap}} = 1/5 F_i Y = 36.836,297/5 = 7.367,25\text{Kg}$$

Perhitungan lainnya ditabelkan sebagai berikut:

Lantai	Zi(m)	Wi(kg)	Zi*Wi	Fi	untuk tiap portal	
					1/8 Fx (kgm)	1/5 Fy(kgm)
atap	19,2	244.640,000	4.697.088,00	32.020,407	4.002,551	6.404,081
6	16	445.331,580	7.125.305,28	48.573,749	6.071,719	9.714,750
5	12,8	445.331,580	5.700.244,22	38.858,999	4.857,375	7.771,800
4	9,6	479.823,632	4.606.306,87	31.401,545	3.925,193	6.280,309
3	6,4	479.823,632	3.070.871,24	20.934,363	2.616,795	4.186,873
2	3,2	479.823,632	1.535.435,62	10.467,182	1.308,398	2.093,436
1	0	244.640,000	0	0	0	0
	V=	179.829,75	$\Sigma Z_i * W_i =$ 26.735.251,24		$\Sigma A =$ 22.782,031	$\Sigma B =$ 36.451,249

Sehingga di dapat Gaya Gempa untuk arah X adalah:

$$E = 1/8 F_i x$$

$$E_{Atap} = 4.002,551 \text{ Kg}$$

$$E_6 = 6.071,719 \text{ Kg}$$

$$E_5 = 4.857,375 \text{ Kg}$$

$$E_4 = 3.925,193 \text{ Kg}$$

$$E_3 = 2.616,795 \text{ Kg}$$

$$E_2 = 1.308,398 \text{ Kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg}$$

Pembebanan dengan arah tegak lurus pembebanan utama memiliki efektifitas 30 %, sehingga Gaya Gempa untuk arah Y adalah:

$$E = 1/5 F_i y$$

$$E_{Atap} = 7.367,259 \text{ Kg} \times 30\% = 1.921,224 \text{ kg}$$

$$E_6 = 9.223,741 \text{ Kg} \times 30\% = 2.914,425 \text{ kg}$$

$$E_5 = 7.378,993 \text{ Kg} \times 30\% = 2.331,540 \text{ kg}$$

$$E_4 = 5.997,977 \text{ Kg} \times 30\% = 1.884,093 \text{ kg}$$

$$E_3 = 3.998,651 \text{ Kg} \times 30\% = 1.256,062 \text{ kg}$$

$$E_2 = 1.249,578 \text{ Kg} \times 30\% = 628,031 \text{ kg}$$

$$E_1 = 0 \text{ Kg} \times 30\% = 0$$

Untuk perhitungan struktur menggunakan bantuan dari program bantu Staad Pro 2004.



## **BAB IV**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **4.1 Data Perencanaan**

Spesifikasi Umum :

Fungsi Bangunan	: Gedung Apartement
Lantai Bangunan	: Plat beton bertulang
Struktur Atas	: Beton bertulang
Struktur Bawah	: Pondasi Sumuran

Parameter perencanaan

Peraturan Perencanaan Dasar

- a. SNI 03-2847-2002 (Tata Cara Perhitungan Beton Bertulang)
- b. SNI 03-1726-2002 (Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan)
- c. Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung 1983 (PPIUG)

Kuat Tekan Beton ( $f'c$ ) : 30 Mpa & 18 Mpa

Tegangan Leleh Tulangan ( $f_y$ ) : 400 Mpa

#### **4.2. Parameter Tanah**

Langkah-langkah yang harus dilakukan dalam merencanakan pondasi sumuran, antara lain :

1. Berdasarkan klasifikasi tanah, didapat jenis tanah adalah pasir berlanau.  
konversi nilai sondir ke data SPT  $q_c = 4 N$  (Hardiyatmo,H.C : 234)

dimana, N = nilai SPT

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

2. Daya dukung yang diperbolehkan ( $Q_{izin}$ ) dihitung dengan rumus :

$$Q_{ijin} = \frac{Q_u}{2,5}$$

Nilai 2,5 adalah faktor keamanan baik untuk gesekan selimut maupun untuk daya dukung ujung tiang sumuran.

Dimana:

$$Q_u = \text{akibat daya dukung ultimate tiang}$$

3. 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 program Staad Pro diambil tiga contoh tipe sebagai perencanaan pondasi dengan gaya-gaya yang bekerja pada masing-masing tipe dapat di lihat pada table dibawah ini:

<b>Tipe Pondasi</b>	<b>NODE</b>	<b>Fy (kg)</b>	<b>Fz (kg)</b>	<b>Fx (kg)</b>	<b>Mx (kg)</b>	<b>My (kg)</b>	<b>Mz (kg)</b>
Berat	9, KOM 2	235000	1370	70849	12963	424	-1593
Sedang	4, KOM 6	118000	7420	1710	165549	901	-37257
Ringan	22, KOM 6	12800	9720	3460	212683	3278	-66247

Direncanakan tipe pondasi sumuran berdasarkan beban maksimum pada line portal sebagai berikut :

#### 4.3.1 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 1 )

Bentuk penampang pondasi dengan beban berat (tipe 1) dengan beban maksimum 235 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran = 340 cm = 3,4 m
2. Panjang pondasi sumuran ( $D_f$ ) = 290 cm = 2,9 m
3. Diameter luar ( $B_{\text{luar}}$ ) = 100 cm = 1,0 m
4. Diameter dalam ( $B_{\text{dalam}}$ ) = 65 cm = 0,65 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,5 m
6. Luas penampang (A) tiang =  $(1/4 \cdot \pi \cdot 1,0^2) = 0,785 \text{ m}^2$
7. Luas selimut tiang ( $A_s$ ) =  $(2 \cdot \pi \cdot 0,5 \cdot 2,9) = 9,106 \text{ m}^2$
8. Berat pile cap =  $p \times l \times t \times b_{\text{jb.bertulang}}$   
=  $2,0 \times 2,0 \times 0,5 \times 2,4 = 4,8 \text{ ton}$

### 4.3.1.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

#### 1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :  $\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan ijin bahan

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pondasi sumuran

a. Untuk dinding sumuran ( $f_c'$  : 30 Mpa)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0,85 \times f_c') \times ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \\ &= (0,85 \times 300) \times ((1/4 \times \pi \times 100^2) - (1/4 \times \pi \times 65^2)) \\ &= 1156010 \text{ kg} \\ &= 1156,01 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Untuk beton cyclop ( $f_c'$  : 18 Mpa)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0,85 \times f_c') \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (0,85 \times 180) \times (1/4 \times \pi \times 65^2) \\ &= 507443 \text{ kg} \\ &= 507,443 \text{ ton} \end{aligned}$$

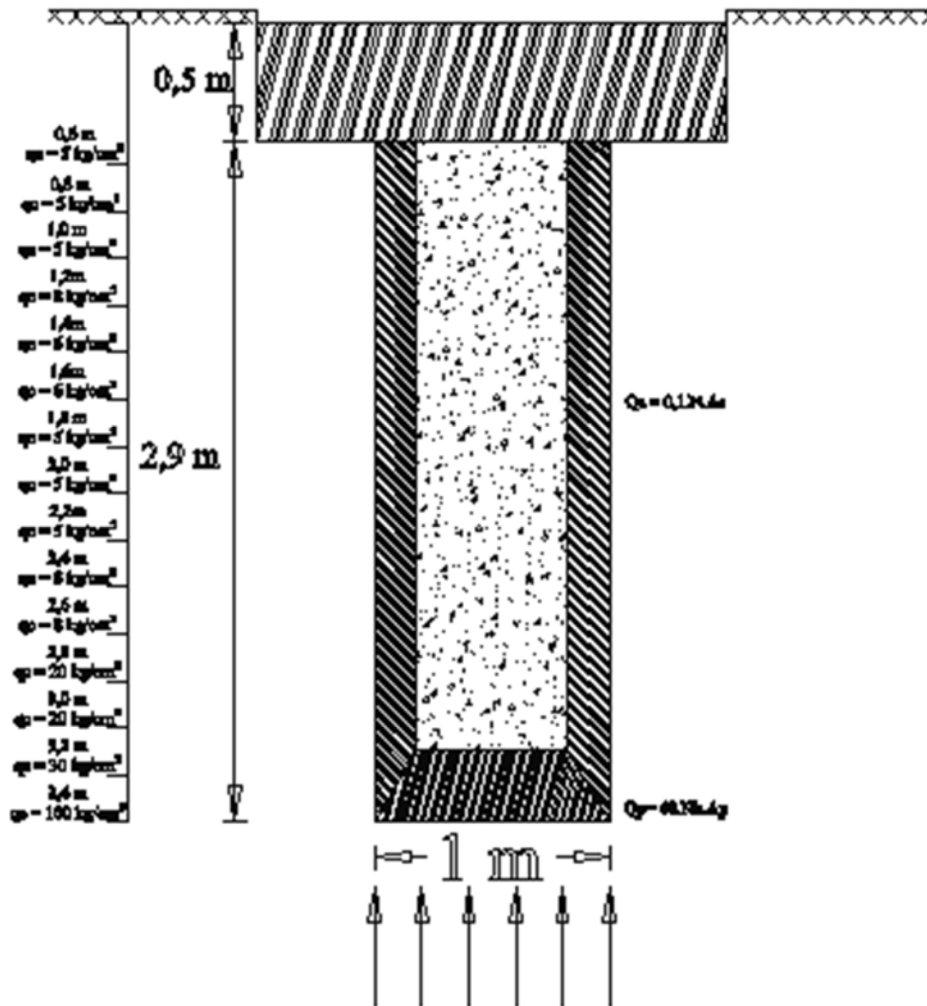
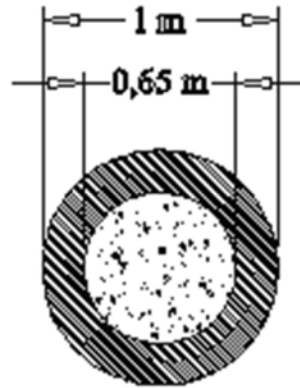
Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

$$\begin{aligned} Q_{d_{\text{bahan}}} &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 1156,01 + 507,443 \\ &= 1663,454 \text{ ton} \end{aligned}$$

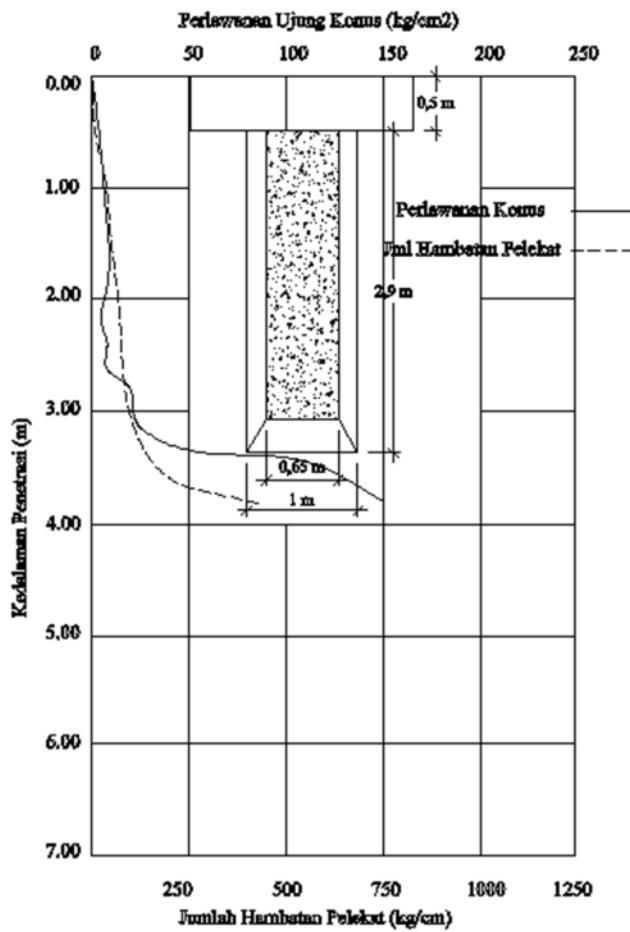
## 2. Terhadap kekuatan tanah

**Tabel 4.1 Nilai rata-rata N dari konversi  $N = \frac{qc}{4}$  pada tiap lapisan tanah**

<b>Kedalaman (m)</b>	<b>Nilai qc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fr (%)</b>	<b>Harga N</b>	<b>Jenis Tanah</b>
0,60	5,00	6,00	1,25	Lempung
0,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,20	8,00	5,00	2,00	Lempung
1,40	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,60	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,20	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,40	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,60	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,80	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,00	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,20	30,00	1,67	7,50	Lanau berpasir
3,40	100,00	2,50	25,00	Pasir berlanau
3,60	125,00	2,00	31,25	Pasir berlanau
3,80	150,00	6,67	37,5	Butiran halus sangat kaku



Gambar 4.1 Pondasi Sumuran Tipe 1



Daya dukung ultimit (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$Q_u = (40 \times N_b \times A_p) + (0,1 \times N \times A_s) - W_p$$

Dimana:

$Q_u$  = Kapasitas ultimate tiang (ton)

$N_b$  = Nilai  $N_{SPT}$  dari pada elevasi dasar tiang

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

$N$  = Nilai  $N_{SPT}$  rata-rata sepanjang tiang

$W_p = \text{Berat pondasi (ton)}$

Daya dukung ijin tiang

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

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 (lihat tabel 2.2). (sumber : Manual pondasi tiang 3, hal 10)

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \cdot N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 25 \times 0,785 \\ &= 785 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

$$\begin{aligned} N &= \text{Nilai } N_{SPT} \text{ rata-rata sepanjang tiang} \\ &= \frac{(1,25 \times 6) + (2 \times 3) + (1,5 \times 2) + (5 \times 2) + 7,5 + 25}{15} \\ &= 3,93 \\ Q_s &= 0,1 \times N \times A_s \\ &= 0,1 \times 3,93 \times 9,106 \\ &= 3,579 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat sendiri pondasi sumuran

$$\begin{aligned} W_p &= (1/4 \cdot \pi \cdot (D^2 - D_{dalam}^2)) \times D_f \times b_{j_b, berting} + (1/4 \cdot \pi \cdot D_{dalam}^2) \times D_f \times b_{j_b, cyclop} \\ &= (1/4 \times 3,14 \times (1,0^2 - 0,65^2)) \times 2,9 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,65^2) \times 2,9 \times 2,2 \end{aligned}$$



$$= 5,271 \text{ ton}$$

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned} Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\ &= 785 + 3,579 - 5,271 \\ &= 783,308 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\ &= \frac{783,308}{2,5} \\ &= 313,323 \text{ ton} \end{aligned}$$

#### 4.3.1.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Dalam Kelompok Tipe 1

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned} \sum V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\ &= 235 + 5,271 + 4,8 \\ &= 245,071 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{\sum V_u}{Q_a} \\ &= \frac{245,071}{313,323} \\ &= 0,785 \approx 1 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

1. Untuk dinding sumuran ( $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ )

$$\begin{aligned} P_1 &= ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= ((1/4 \times 3,14 \times 1,0^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,65^2)) \times 2,9 \times 2,4 \times 1 \end{aligned}$$

$$= 3,155 \text{ ton}$$

2. Untuk beton cyclop ( $f_c' = 18 \text{ Mpa}$ )

$$\begin{aligned} P_2 &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang} \\ &= (1/4 \times 3,14 \times 0,65^2) \times 2,9 \times 2,2 \times 1 \\ &= 2,12 \text{ ton} \end{aligned}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$\begin{aligned} P_{\text{tiang}} &= P_1 + P_2 \\ &= 3,155 + 2,12 \\ &= 5,271 \text{ ton} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_u &= \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap} \\ &= 235 + 5,271 + 4,8 \\ &= 245,071 \text{ ton} < Q_a = 313,323 \text{ ton} \quad (\text{syarat aman}) \end{aligned}$$

#### 4.3.1.3 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe 1

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 ( $S_1$ )

$$\begin{aligned} S_1 &= \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p} \\ S_1 &= \frac{(5,271 + 0,5 \cdot 9,106) \cdot 2,9}{0,785 \cdot 25000} \\ &= 0,00145 \text{ m} \end{aligned}$$

Dimana :  $Q_{wp}$  = beban vertical yang diterima pondasi

- $Q_{ws}$  = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi  
 $A_p$  = luas penampang tiang  
 $L$  = panjang tiang  
 $E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)  
 $\alpha$  = koef. Yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi. Seragam atau parabola murni, nilai  $\alpha$  adalah setara dengan 0,5.

**Tabel 4.2 Perkiraan modulus elastis (E),**

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

(sumber Hary C.,H hal 281)

2. Penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

Bahan ajar rekayasa pondasi II, Pintor Tua Simatupang menjelaskan metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

$$S_2 = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$S_2 = \frac{6,71 \times 1}{25000} (1 - 0,2^2) \times 0,85$$

$$= 0,000219 \text{ m}$$

Dimana :  $\mu_s$  = nisbah poisson

$E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)

$q_{wp}$  = tahanan ujung tiang, ( $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ )

$D$  = diameter pondasi sumuran

$I_{wp}$  = factor pengaruh = 0,85 untuk bentuk pondasi  
lingkaran (Hardiyatmo, H.C : 278)

Untuk nilai  $\mu_s$  diambil = 0,2 diambil dari tabel 4.3 :

**Tabel 4.3 parameter elastic tanah**

Jenis Tanah	Nisbah Poisson $\mu_s$
Pasir Lepas	0,20 – 0,40
Pasir Padat Medium	0,25 – 0,40
Pasir Padat	0,30 – 0,40
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,40
Pasir dan kerikil	0,15 – 0,40
Lempung Lunak	
Lempung Medium	0,2 – 0,50
Lempung Kaku	

3. Penurunan akibat pengalihan beban ( $S_3$ )

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{Ep} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{2,9}{1}}$$

$$= 2,6$$

$$S_3 = \left( \frac{9,106}{(\pi \times 1) \times 2,9} \right) \times \frac{1}{25000} \times (1 - 0,2^2) \times 2,6$$

$$= 0,00009984 \text{ m}$$

Dimana :  $I_{ws} = \text{faktor pengaruh} = 2 + 0,35 \sqrt{L/D}$

L = panjang tiang yang tertanam

P = panjang tiang yang tertanam

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,00145 + 0,000219 + 0,00009984$$

$$= 0,00176884 \text{ m} = 0,176884 \text{ cm}$$

(syarat aman)

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah syarat penurunan total maksimum untuk bangunan dinding bata adalah 2,5 – 5 cm.

### 4.3.2 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 2 )

Bentuk penampang pondasi dengan beban berat (tipe 1) dengan beban maksimum 118 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran = 340 cm = 3,4 m
2. Panjang pondasi sumuran ( $D_f$ ) = 290 cm = 2,9 m
3. Diameter luar ( $B_{\text{luar}}$ ) = 90 cm = 0,9 m
4. Diameter dalam ( $B_{\text{dalam}}$ ) = 40 cm = 0,4 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,5 m
6. Luas penampang (A) tiang =  $(1/4 \cdot \pi \cdot 0,8^2) = 0,5024 \text{ m}^2$
7. Luas selimut tiang ( $A_s$ ) =  $(2 \cdot \pi \cdot 0,4 \cdot 2,9) = 7,284 \text{ m}^2$
8. Berat pile cap =  $p \times l \times t \times b_{\text{jb.bertulang}}$   
=  $1,6 \times 1,6 \times 0,5 \times 2,4 = 3,072 \text{ ton}$

### 4.3.2.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

#### 1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :  $\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan ijin bahan

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pondasi sumuran

a. Untuk dinding sumuran ( $f_c'$  : 30 Mpa)

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0,85 \times f_c') \times ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \\ &= (0,85 \times 300) \times ((1/4 \times \pi \times 90^2) - (1/4 \times \pi \times 40^2)) \\ &= 1301137,5 \text{ kg} \\ &= 1301,137 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Untuk beton cyclop ( $f_c'$  : 18 Mpa)

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0,85 \times f_c') \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (0,85 \times 180) \times (1/4 \times \pi \times 40^2) \\ &= 192168 \text{ kg} \\ &= 192,168 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

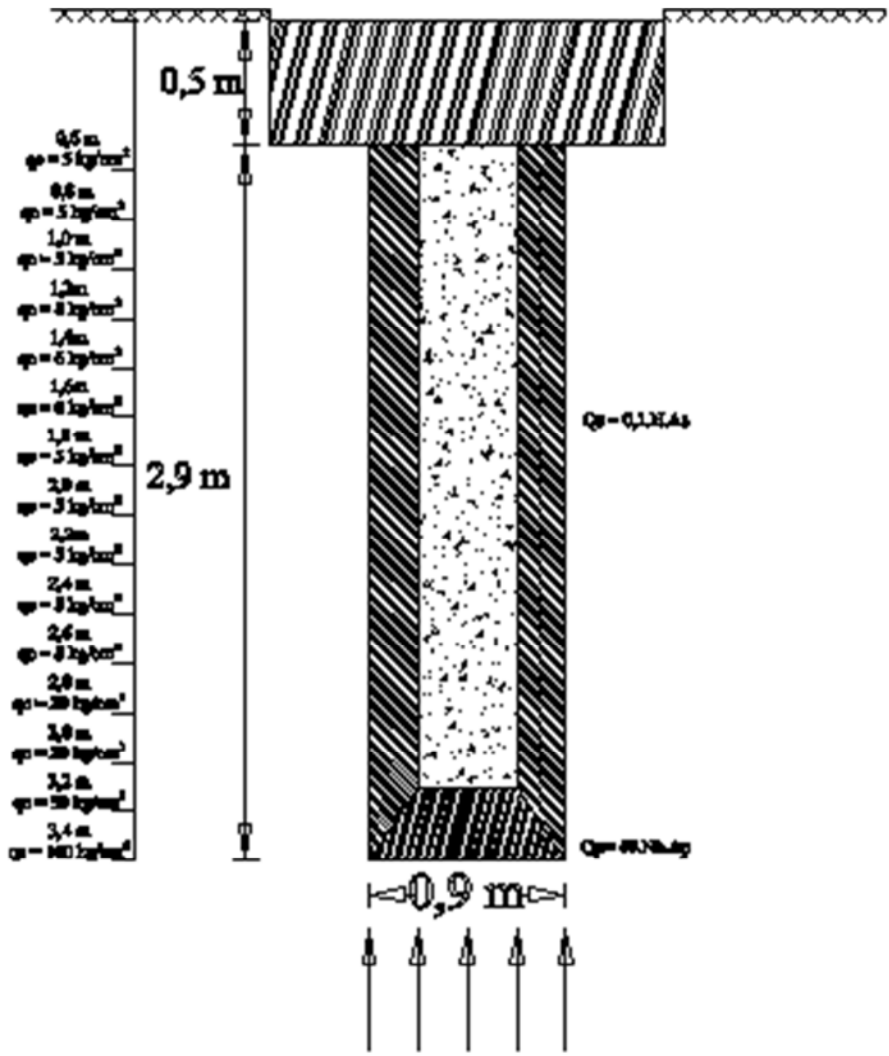
$$\begin{aligned} Q_{d_{\text{bahan}}} &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 1301,137 + 192,168 \\ &= 1493,305 \text{ ton} \end{aligned}$$

## 2. Terhadap kekuatan tanah

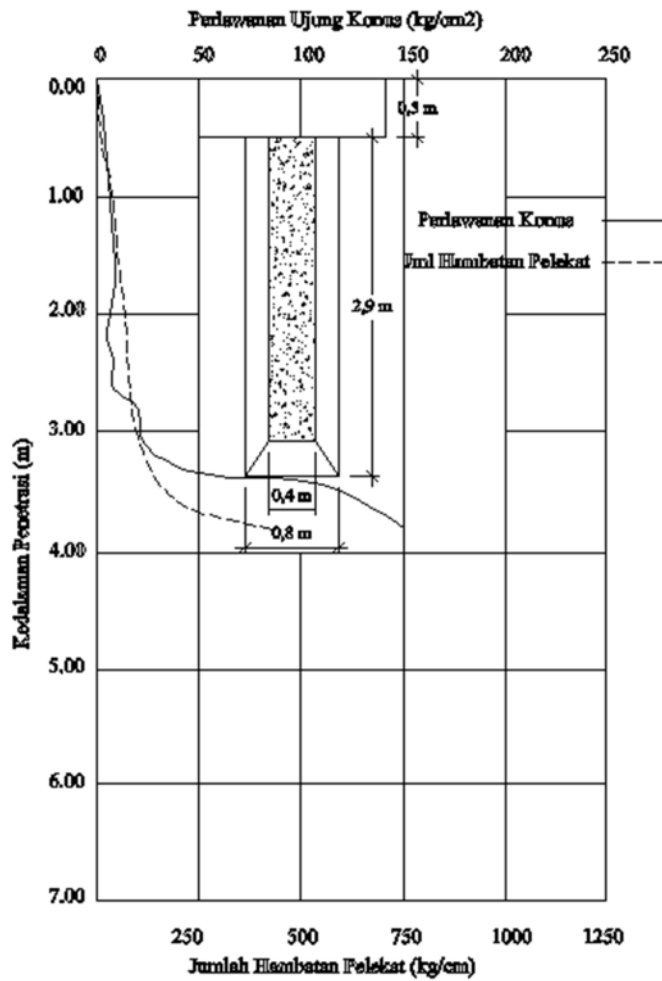
**Tabel 4.2 Nilai rata-rata N dari konversi  $N = \frac{qc}{4}$  pada tiap lapisan tanah**

<b>Kedalaman (m)</b>	<b>Nilai qc (kg/cm<sup>2</sup>)</b>	<b>Fr (%)</b>	<b>Harga N</b>	<b>Jenis Tanah</b>
0,60	5,00	6,00	1,25	Lempung
0,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,20	8,00	5,00	2,00	Lempung
1,40	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,60	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,20	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,40	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,60	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,80	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,00	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,20	30,00	1,67	7,50	Lanau berpasir
3,40	100,00	2,50	25,00	Pasir berlanau
3,60	125,00	2,00	31,25	Pasir berlanau
3,80	150,00	6,67	37,5	Butiran halus sangat kaku





Gambar 4.2 Pondasi Sumuran Tipe 2



Daya dukung ultimit (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$Q_u = (40 \times N_b \times A_p) + (0,1 \times N \times A_s) - W_p$$

Dimana:

$Q_u$  = Kapasitas ultimate tiang (ton)

$N_b$  = Nilai  $N_{SPT}$  dari pada elevasi dasar tiang,

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

N = Nilai  $N_{SPT}$  rata-rata sepanjang tiang

$W_p$  = Berat pondasi (ton)

Daya dukung ijin tiang

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

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 (lihat tabel 2.2). (sumber : Manual pondasi tiang 3, hal 10)

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \cdot N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 25 \times 0,5024 \\ &= 502,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

$$\begin{aligned} N &= \text{Nilai } N_{SPT} \text{ rata-rata sepanjang tiang} \\ &= \frac{(1,25 \times 6) + (2 \times 3) + (1,5 \times 2) + (5 \times 2) + 7,5 + 25}{15} \\ &= 3,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \times N \times A_s \\ &= 0,1 \times 3,93 \times 7,28 \\ &= 2,861 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat sendiri pondasi sumuran

$$W_p = (1/4 \cdot \pi \cdot (D_2 - D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times b_{j_b, \text{berting}} + (1/4 \cdot \pi \cdot D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times b_{j_b, \text{cyclop}}$$

$$\begin{aligned}
&= (1/4 \times 3,14 \times (0,9^2 - 0,4^2)) \times 2,9 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2) \times 2,9 \times 2,2 \\
&= 4,352 \text{ ton}
\end{aligned}$$

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$\begin{aligned}
Q_u &= Q_p + Q_s - W_p \\
&= 502,4 + 2,861 - 4,352 \\
&= 500,909 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
Q_a &= \frac{Q_u}{SF} \\
&= \frac{500,909}{2,5} \\
&= 200,363 \text{ ton}
\end{aligned}$$

#### 4.3.2.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Dalam Kelompok Tipe 2

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\begin{aligned}
\sum V_u &= \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} + W_p + \text{Berat pile cap} \\
&= 118 + 4,352 + 3,072 \\
&= 125,424 \text{ ton}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
n &= \frac{\sum V_u}{Q_a} \\
&= \frac{125,424}{200,363} \\
&= 0,625 \approx 1 \text{ buah}
\end{aligned}$$

$$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

1. Untuk dinding sumuran ( $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ )

$$P_1 = ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang}$$

$$= ((1/4 \times 3,14 \times 0,9^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2)) \times 2,9 \times 2,4 \times 1$$

$$= 3,551 \text{ ton}$$

2. Untuk beton cyclop ( $f_c' = 18 \text{ Mpa}$ )

$$P_2 = (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang}$$

$$= (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 2,9 \times 2,2 \times 1$$

$$= 0,801 \text{ ton}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$P_{\text{tiang}} = P_1 + P_2$$

$$= 3,551 + 0,801$$

$$= 4,352 \text{ ton}$$

$$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

$$= 118 + 4,352 + 3,072$$

$$= 125,424 \text{ ton} < Q_a = 200,363 \text{ ton} \quad (\text{syarat aman})$$

#### 4.3.2.3 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe 2

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 ( $S_1$ )  $Q_{wp}$

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_1 = \frac{(4,352 + 0,5 \cdot 7,284) \cdot 2,9}{0,5024 \cdot 25000}$$

$$= 0,00184 \text{ m}$$

Dimana :  $Q_{wp}$  = beban vertical yang diterima pondasi

$Q_{ws}$  = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi  
 $A_p$  = luas penampang tiang  
 $L$  = panjang tiang  
 $E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)  
 $\alpha$  = koef. Yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi. Seragam atau parabola murni, nilai  $\alpha$  adalah setara dengan 0,5.

**Tabel 4.2 Perkiraan modulus elastis (E),**

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

(sumber Hary C.,H hal 281)

2. Penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

Bahan ajar rekayasa pondasi II, Pintor Tua Simatupang menjelaskan metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

$$S_2 = \frac{q_{wp} D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$S_2 = \frac{8,662 \times 0,8}{25000} (1 - 0,2^2) \times 0,85$$

$$= 0,000226 \text{ m}$$

Dimana :  $\mu_s$  = nisbah poisson

$E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)

$q_{wp}$  = tahanan ujung tiang, ( $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ )

$D$  = diameter pondasi sumuran

$I_{wp}$  = factor pengaruh = 0,85 untuk bentuk pondasi  
lingkaran (Hardiyatmo, H.C : 278)

Untuk nilai  $\mu_s$  diambil = 0,2 diambil dari tabel 4.3 :

**Tabel 4.3 parameter elastic tanah**

Jenis Tanah	Nisbah Poisson $\mu_s$
Pasir Lepas	0,20 – 0,40
Pasir Padat Medium	0,25 – 0,40
Pasir Padat	0,30 – 0,40
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,40
Pasir dan kerikil	0,15 – 0,40
Lempung Lunak	
Lempung Medium	0,2 – 0,50
Lempung Kaku	

3. Penurunan akibat pengalihan beban ( $S_3$ )

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{Ep} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{2,9}{0,9}}$$

$$= 2,667$$

$$S_3 = \left( \frac{7,284}{(\pi \times 0,9) \times 2,9} \right) \times \frac{0,9}{25000} \times (1 - 0,2^2) \times 2,667$$

$$= 0,0000819 \text{ m}$$

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

L = panjang tiang yang tertanam

P = panjang tiang yang tertanam

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,00184 + 0,000226 + 0,0000819$$

$$= 0,002148 \text{ m} = 0,2148 \text{ cm}$$

(syarat aman)

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah syarat penurunan total maksimum untuk bangunan dinding bata adalah 2,5 – 5 cm.



### 4.3.3 Bentuk Penampang Pondasi Dengan Beban Berat ( Tipe 3 )

Bentuk penampang pondasi dengan beban berat (tipe 1) dengan beban maksimum 12,8 ton dari hasil input STAAD Pro 3D berada pada :

Direncanakan pondasi sumuran sebagai berikut :

1. Kedalaman sumuran ( $D_f$ ) = 340 ccm = 3,4 m
2. Panjang Pondasi Sumuran ( $D_f$ ) = 290 cm = 2,9 m
3. Diameter luar ( $B_{\text{luar}}$ ) = 80 cm = 0,8 m
4. Diameter dalam ( $B_{\text{dalam}}$ ) = 40 cm = 0,4 m
5. Tebal selimut poer direncanakan = 50 cm = 0,5 m
6. Luas penampang (A) tiang =  $(1/4 \cdot \pi \cdot 0,8^2) = 0,5024 \text{ m}^2$
7. Luas selimut tiang ( $A_s$ ) =  $(2 \cdot \pi \cdot 0,4 \cdot 2,9) = 7,284 \text{ m}^2$
8. Berat pile cap =  $p \times l \times t \times b_{j_b} \cdot \text{bertulang}$   
=  $1,6 \times 1,6 \times 0,5 \times 2,4 = 3,072 \text{ ton}$

### 4.3.3.1 Daya Dukung Pondasi Sumuran

#### 1. Ditinjau dari daya dukung bahan

$$Q_d = \sigma_{\text{bahan}} \times A_{\text{tiang}}$$

Dimana :  $\sigma_{\text{bahan}}$  = tegangan ijin bahan

$A_{\text{tiang}}$  = luas penampang tiang pondasi sumuran

##### a. Untuk dinding sumuran ( $f_c' : 30 \text{ Mpa}$ )

$$\begin{aligned} Q_{d1} &= (0,85 \times f_c') \times ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \\ &= (0,85 \times 300) \times ((1/4 \times \pi \times 80^2) - (1/4 \times \pi \times 40^2)) \\ &= 960840 \text{ kg} \\ &= 960,840 \text{ ton} \end{aligned}$$

##### b. Untuk beton cyclop ( $f_c' : 18 \text{ Mpa}$ )

$$\begin{aligned} Q_{d2} &= (0,85 \times f_c') \times (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (0,85 \times 180) \times (1/4 \times \pi \times 40^2) \\ &= 192168 \text{ kg} \\ &= 192,168 \text{ ton} \end{aligned}$$

Jadi daya dukung berdasarkan kekuatan bahan adalah :

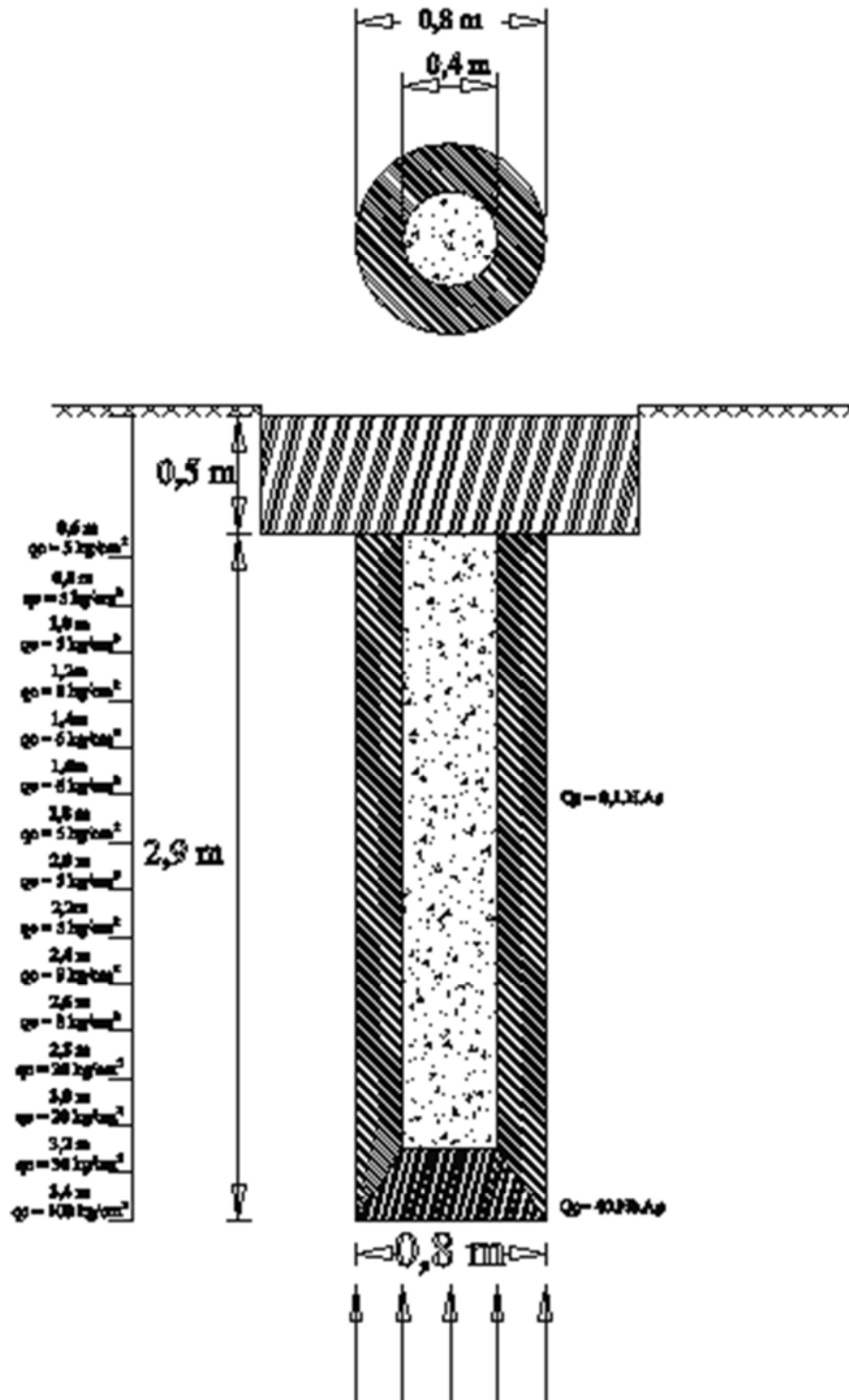
$$\begin{aligned} Q_{d_{\text{bahan}}} &= Q_{d1} + Q_{d2} \\ &= 960,840 + 192,168 \\ &= 1153,008 \text{ ton} \end{aligned}$$

## 2. Terhadap kekuatan tanah

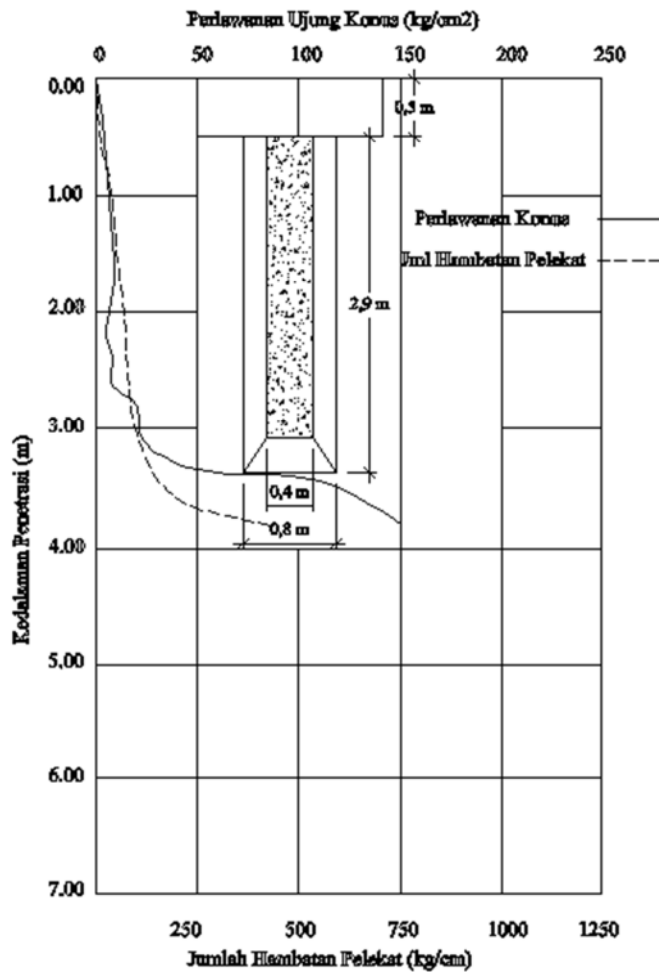
**Tabel 4.3** Nilai rata-rata N dari konversi  $N = \frac{qc}{4}$  pada tiap lapisan tanah

Kedalaman (m)	Nilai qc (kg/cm <sup>2</sup> )	Fr (%)	Harga N	Jenis Tanah
0,60	5,00	6,00	1,25	Lempung
0,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
1,20	8,00	5,00	2,00	Lempung
1,40	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,60	6,00	6,67	1,50	Lempung
1,80	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,00	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,20	5,00	6,00	1,25	Lempung
2,40	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,60	8,00	5,00	2,00	Lempung
2,80	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,00	20,00	2,50	5,00	Lanau berlempung
3,20	30,00	1,67	7,50	Lanau berpasir
3,40	100,00	2,50	25,00	Pasir berlanau
3,60	125,00	2,00	31,25	Pasir berlanau

3,80	150,00	6,67	37,5	Butiran halus sangat kaku
------	--------	------	------	---------------------------



Gambar 4.3 Pondasi Sumuran Tipe 3



Daya dukung ultimit (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$Q_u = (40 \times N_b \times A_p) + (0,1 \times N \times A_s) - W_p$$

Dimana:

$Q_u$  = Kapasitas ultimate tiang (ton)

$N_b$  = Nilai  $N_{SPT}$  dari pada elevasi dasar tiang

$A_p$  = Luas penampang dasar tiang ( $m^2$ )

$A_s$  = Luas selimut tiang ( $m^2$ )

N = Nilai  $N_{SPT}$  rata-rata sepanjang tiang

$W_p$  = Berat pondasi (ton)

Daya dukung ijin tiang

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

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 (lihat tabel 2.2). (sumber : Manual pondasi tiang 3, hal 10)

a. Daya dukung ujung tiang (End Bearing Pile)

$$\begin{aligned} Q_p &= (40 \cdot N_b) \times A_p \\ &= 40 \times 25 \times 0,5024 \\ &= 502,4 \text{ ton} \end{aligned}$$

b. Daya dukung selimut tiang (friction pile)

$$\begin{aligned} N &= \text{Nilai } N_{SPT} \text{ rata-rata sepanjang tiang} \\ &= \frac{(1,25 \times 6) + (2 \times 3) + (1,5 \times 2) + (5 \times 2) + 7,5 + 25}{15} \\ &= 3,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_s &= 0,1 \times N \times A_s \\ &= 0,1 \times 3,93 \times 7,28 \\ &= 2,861 \text{ ton} \end{aligned}$$

c. Berat sendiri pondasi sumuran

$$W_p = (1/4 \cdot \pi \cdot (D_2 - D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times \gamma_{\text{beton}} + (1/4 \cdot \pi \cdot D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \gamma_{\text{cyclop}}$$

$$= (1/4 \times 3,14 \times (0,8^2 - 0,4^2)) \times 2,9 \times 2,4 + (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2) \times 2,9 \times 2,2$$

$$= 3,424 \text{ ton}$$

Daya dukung ultimate tiang (combined pile)

$$Q_u = Q_p + Q_s - W_p$$

$$= 502,4 + 2,861 - 3,424$$

$$= 501,837 \text{ ton}$$

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

$$= \frac{501,837}{2,5}$$

$$= 200,734 \text{ ton}$$

#### 4.3.3.2 Daya Dukung Pondasi Sumuran Dalam Kelompok Tipe 3

Dari hasil analisis struktur dengan program STAAD Pro 3D, diperoleh :

$$\sum V_u = \text{Beban bangunan atas (beban vertikal)} + W_p + \text{Berat pile cap}$$

$$= 12,8 + 3,424 + 3,072$$

$$= 19,296 \text{ ton}$$

$$n = \frac{\sum V_u}{Q_a}$$

$$= \frac{19,296}{200,734}$$

$$= 0,096 \approx 1 \text{ buah}$$

$$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

1. Untuk dinding sumuran ( $f_c' = 30 \text{ Mpa}$ )

$$P_1 = ((1/4 \times \pi \times D^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2)) \times D_f \times \gamma_{\text{beton bertulang}} \times \text{jumlah tiang}$$

$$= ((1/4 \times 3,14 \times 0,8^2) - (1/4 \times 3,14 \times 0,4^2)) \times 2,9 \times 2,4 \times 1$$

$$= 2,622 \text{ ton}$$

2. Untuk beton cyclop ( $f_c' = 18 \text{ Mpa}$ )

$$P_2 = (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \times D_f \times \gamma_{\text{beton cyclop}} \times \text{jumlah tiang}$$

$$= (1/4 \times 3,14 \times 0,40^2) \times 2,9 \times 2,2 \times 1$$

$$= 0,801 \text{ ton}$$

Total berat sendiri sumuran adalah :

$$P_{\text{tiang}} = P_1 + P_2$$

$$= 2,622 + 0,801$$

$$= 3,424 \text{ ton}$$

$$P_u = \sum V + \text{berat sendiri tiang} + \text{berat pile cap}$$

$$= 12,8 + 3,424 + 3,072$$

$$= 19,295 \text{ ton} < Q_a = 200,734 \text{ ton} \quad (\text{syarat aman})$$

#### 4.3.3.3 Perhitungan Penurunan Untuk Pondasi Sumuran Tipe 3

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 ( $S_1$ )  $Q_{wp}$

$$S_1 = \frac{(Q_{wp} + \alpha \cdot Q_{ws}) \cdot L}{A_p \cdot E_p}$$

$$S_1 = \frac{(3,424 + 0,5 \cdot 7,284) \cdot 2,9}{0,5024 \cdot 25000}$$

$$= 0,00163 \text{ m}$$

Dimana :  $Q_{wp}$  = beban vertical yang diterima pondasi



$Q_{ws}$  = beban yang dikarenakan gesekan selimut pondasi  
 $A_p$  = luas penampang tiang  
 $L$  = panjang tiang  
 $E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)  
 $\alpha$  = koef. Yang bergantung pada distribusi gesekan selimut pada pondasi. Seragam atau parabola murni, nilai  $\alpha$  adalah setara dengan 0,5.

**Tabel 4.2 Perkiraan modulus elastis (E),**

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

(sumber Hary C.,H hal 281)

2. Penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

Bahan ajar rekayasa pondasi II, Pintor Tua Simatupang menjelaskan metode semiempiris untuk memperoleh besarnya penurunan dari ujung tiang ( $S_2$ )

$$S_2 = \frac{q_{wp}D}{E_s} (1 - \mu_s^2) I_{wp}$$

$$S_2 = \frac{6,815 \times 0,8}{25000} (1 - 0,2^2) \times 0,85$$

$$= 0,000178 \text{ m}$$

Dimana :  $\mu_s$  = nisbah poisson

$E_p$  = modulus elatisitas tanah (pasir berlempung)

$q_{wp}$  = tahanan ujung tiang, ( $q_p = \frac{Q_{wp}}{A_p}$ )

$D$  = diameter pondasi sumuran

$I_{wp}$  = factor pengaruh = 0,85 untuk bentuk pondasi lingkaran (Hardiyatmo, H.C : 278)

Untuk nilai  $\mu_s$  diambil = 0,2 diambil dari tabel 4.3 :

**Tabel 4.3 parameter elastic tanah**

Jenis Tanah	Nisbah Poisson $\mu_s$
Pasir Lepas	0,20 – 0,40
Pasir Padat Medium	0,25 – 0,40
Pasir Padat	0,30 – 0,40
Pasir Kelanauan	0,2 – 0,40
Pasir dan kerikil	0,15 – 0,40
Lempung Lunak	
Lempung Medium	0,2 – 0,50
Lempung Kaku	

### 3. Penurunan akibat pengalihan beban ( $S_3$ )

$$S_3 = \left( \frac{Q_{ws}}{PL} \right) \frac{D}{Ep} (1 - \mu_s^2) I_{ws}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}}$$

$$I_{ws} = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{2,9}{0,8}}$$

$$= 2,667$$

$$S_3 = \left( \frac{7,284}{(\pi \times 0,8) \times 2,9} \right) \times \frac{0,8}{25000} \times (1 - 0,2^2) \times 2,667$$

$$= 0,0000819 \text{ m}$$

Dimana :  $I_{ws} = \text{faktor pengaruh} = 2 + 0,35 \sqrt{L/D}$

L = panjang tiang yang tertanam

P = panjang tiang yang tertanam

$$S_{\text{total}} = S_1 + S_2 + S_3$$

$$= 0,00163 + 0,000178 + 0,0000819$$

$$= 0,001889 \text{ m} = 0,1889 \text{ cm}$$

(syarat aman)

Penurunan ijin menurut Showers, 1962 adalah syarat penurunan total maksimum untuk bangunan dinding bata adalah 2,5 – 5 cm.

.

### **Pondasi Sumuran Yang Menerima Gaya Eksentrisitas**

Untuk perhitungan penulangan pile cap maupun penulangan tiang pondasi sumuran, diambil tipe pondasi 1 untuk perencanaan digunakan perhitungan penulangan dengan beban berat.

#### 4.4.1 Tipe Pondasi 1 Dengan Beban Berat

$$P_{\max,\min} = P_{\text{vertikal}} \pm P_{\text{akibat momen}}$$
$$P_{\max,\min} = \frac{\sum V}{n} \pm \frac{M_y \cdot X}{n_y \cdot \sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot Y}{n_x \cdot \sum Y^2}$$

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

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

$M_y$  = 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

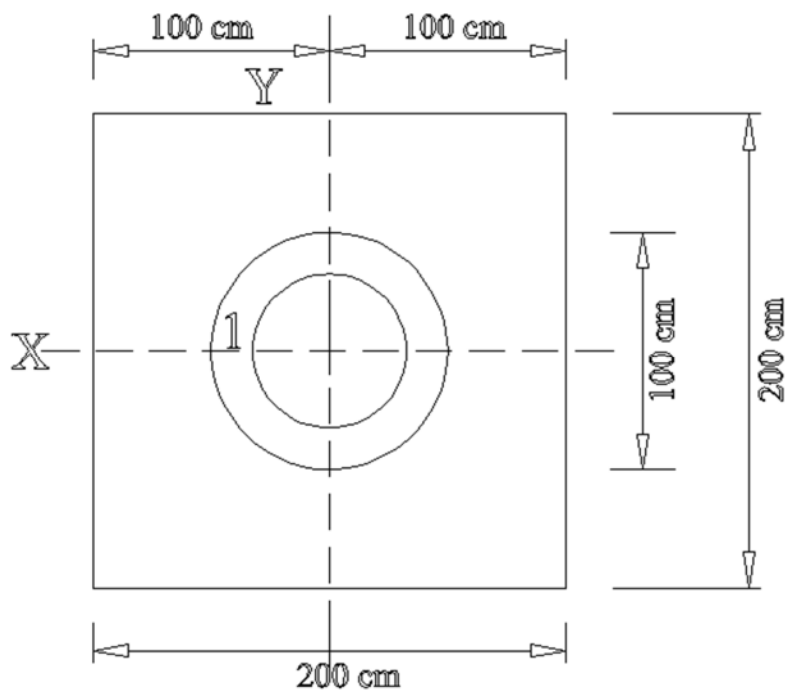
$Y_{\min}$  = Ordinat terjauh tiang sumuran terhadap titik berat kelompok tiang

$n_y$  = 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 koadrat absis-absis tiang sumuran

$\sum Y^2$  = Jumlah koadrat ordinat-ordinat tiang sumuran



*Gambar 4.1 : Susunan Pondasi Sumuran tipe 1*

Data :

Beban Total (Pu)	= 235 ton
Mz	= 1,593 tm
Mx	= 12,963 tm
Xmax	= 0
Xmin	= 0
Ymax	= 0
Ymin	= 0
n	= 1 buah
nx	= 1 buah
ny	= 1 buah

Jumlah kuadrat absis – absis tiang

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

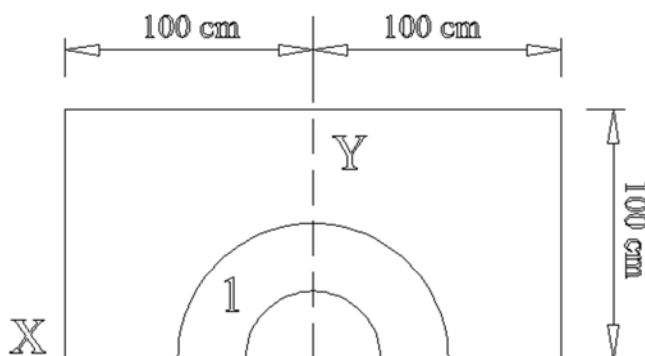
$$\sum Y^2 = (0)^2 + (-0)^2 = 0 \text{ m}^2$$

Perhitungan Momen

Pada bagian bawah poer asumsikan sebagai plat jalur yang jepit pada bagian sisinya, Dari tabel 4.5 pelat stigel/wipel didapat nilai  $M_{xe}$  (dengan cara interpolasi)

z/L	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
$M_{xe}$	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



Gambar 4.2 : momen arah x akibat reaksi tiang sumuran

Karena hanya terdapat satu tiang pondasi, maka momen arah X yang terjadi akibat reaksi tiang sumuran adalah nol.

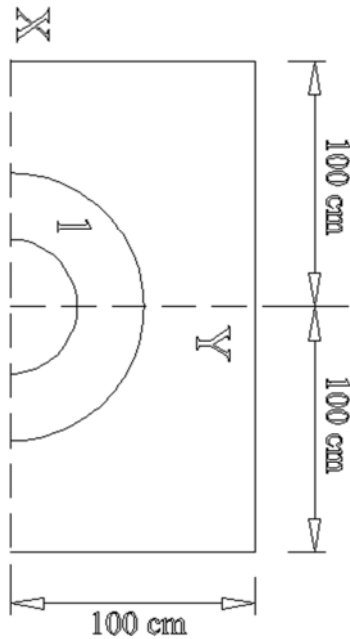
Sehingga :  $P = 235 \text{ ton}$

$$(Y/L)_1 = 0/(0+0) = 0$$

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

$$\begin{aligned}
 M_{xel} &= (P \times M_{xe}) \\
 &= (235 \times 0,32) \\
 &= 75,2 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Momen arah z yang terjadi akibat reaksi dari tiang sumuran



Gambar 4.3 : momen arah z akibat reaksi tiang sumuran

Karena hanya terdapat satu tiang pondasi, maka momen arah X yang terjadi akibat reaksi tiang sumuran adalah nol.

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 P &= 235 \text{ ton} \\
 (Y/L)_1 &= 0/(0+0) = 0 \\
 M_{ze} &= 0,32 \\
 M_{zel} &= (P \times M_{xe}) \\
 &= (235 \times 0,32) \\
 &= 75,2 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

#### 4.4.2 Penulangan Poer Pondasi Sumuran

##### ➤ Penulangan Poer Arah Z

$$V_u = P = 235000 \text{ kg}$$

$$M_u = 75,2 \text{ tm} = 75200 \text{ kgm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} = \frac{7520 \times 10^4}{0,8} = 94000000 \text{ Nmm}$$

$$b = 2000$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = \text{D19}$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D19

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} \text{D19}$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 19)$$

$$= 415,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{94000000}{2000 \cdot 415,5^2} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{400} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 400} \right] = 0,032 \end{aligned}$$

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

$$= 0,75 \times 0,032 = 0,024$$



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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times Rn}{fy}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,27}{400}} \right] \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

(SK-SNI T- 15-1991) Rasio baja tulangan harus memenuhi  $\rho_{\min} \leq \rho_{\text{ada}} \leq \rho_{\text{mask}}$

1. Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\min}$  ,maka digunakan  $\rho_{\text{ada}} \sim \rho_{\min}$  dan  $A_s = \rho_{\text{ada}} \times b \times d$
2. Jika  $\rho_{\text{ada}} > \rho_{\text{mask}}$  ,maka tinggi poer harus diperbesar

Sehingga memenuhi syarat no. 1, digunakan  $\rho_{\min} \sim \rho_{\text{ada}} = 0,004$  dan dimensi poer memenuhi untuk digunakan.

$$\begin{aligned} AS_{\text{perlu}} &= \rho_{\min} \times b \times d \\ &= 0,004 \times 2000 \times 415,5 \\ &= 3324 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} n &= \frac{AS_{\text{perlu}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} \\ &= \frac{3324}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2} = 11,72 \sim 12 \text{ tulangan} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} AS_{\text{ada}} &= n \times \left( \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \right) \\ &= 12 \times \left( \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22^2 \right) \\ &= 3400,62 \text{ mm}^2 > AS_{\text{perlu}} = 3477,6 \text{ mm}^2 \quad \text{(OK)} \end{aligned}$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2000}{12} = 167 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D19 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D10

$$AS_{\text{tekan}} = 20\% \times AS_{\text{perlu}}$$

$$= 20\% \times 3324$$

$$= 664,80 \text{ mm}$$

$$n = \frac{AS_{\text{tekan}}}{\frac{1}{4} \pi \cdot D^2} = \frac{664,80}{\frac{1}{4} \pi \cdot 10^2} = 8,468 \sim 9 \text{ tulangan}$$

$$AS_{\text{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 4 \times (1/4 \cdot \pi \cdot 10^2)$$

$$= 706,5 \text{ mm}^2 > AS_{\text{tekan}} = 664,80 \text{ mm}^2$$

**(OK)**

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2000}{9} = 222,22 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = D10 – 250 mm

➤ Penulangan Poer Arah X

$$Vu=P = 235000 \text{ kg}$$

$$Mu = 75,2 \text{ tm} = 75200 \text{ kgm}$$

$$Mn = \frac{Mu}{\phi} = \frac{7520 \times 10^4}{0,8} = 94000000 \text{ Nmm}$$

$$b = 2000$$

$$f_y = 400 \text{ Mpa}$$

$$f'_c = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tebal selimut beton} = 75 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal poer (h)} = 500 \text{ mm}$$

$$\text{Tulangan pokok} = D19$$

Direncanakan menggunakan tulangan pokok D19

$$d = h - \text{selimut beton} - \frac{1}{2} D19$$

$$= 500 - 75 - (\frac{1}{2} \times 19)$$

$$= 415,5 \text{ mm}$$

$$R_n = \frac{Mn}{b \cdot d^2} = \frac{94000000}{2000 \cdot 4155^2} = 0,27 \text{ Mpa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c} = \frac{400}{0,85 \times 30} = 15,686$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times f_c}{f_y} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + f_y} \right] \\ &= 0,85 \times \left[ \frac{0,85 \times 30}{400} \right] \times \left[ \frac{600}{600 + 400} \right] = 0,032 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0,032 = 0,024 \end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned} \rho_{\text{ada}} &= \frac{1}{m} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right] \\ &= \frac{1}{15,686} \cdot \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 15,686 \times 0,27}{400}} \right] \\ &= 0,004 \end{aligned}$$

Digunakan  $\rho_{\min} \sim \rho_{\text{ada}}$

$$A_{S_{\text{perlu}}} = \rho_{\min} \times b \times d$$

$$= 0,004 \times 2000 \times 415,5$$

$$= 3324 \text{ mm}^2$$

$$n = \frac{A_{S_{\text{perlu}}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2}$$

$$= \frac{3324}{\frac{1}{4} \cdot 3,14 \cdot 19^2} = 11,72 \sim 12 \text{ tulangan}$$

$$A_{S_{\text{ada}}} = n \times \left( \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2 \right)$$

$$= 12 \times \left( \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 19^2 \right)$$

$$= 3400,62 \text{ mm}^2 > AS_{\text{perlu}} = 3477,6 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2000}{12} = 167 \text{ mm} \sim 200 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan pokok (tarik/bawah) = D19 – 200 mm

Direncanakan tulangan tekan menggunakan D10

$$AS_{\text{tekan}} = 20\% \times AS_{\text{perlu}}$$

$$= 20\% \times 3324$$

$$= 664,80 \text{ mm}$$

$$n = \frac{AS_{\text{tekan}}}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot D^2} = \frac{664,80}{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2} = 8,468 \sim 9 \text{ tulangan}$$

$$AS_{\text{ada}} = n \times (1/4 \cdot \pi \cdot D^2)$$

$$= 9 \times (1/4 \cdot \pi \cdot 10^2)$$

$$= 706,5 \text{ mm}^2 > AS_{\text{tekan}} = 664,80 \text{ mm}^2 \quad (\text{OK})$$

$$S = \frac{b}{n} = \frac{2000}{9} = 222,22 \text{ mm} \sim 250 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan tekan (atas) = D10 – 250 mm

➤ kontrol kuat dukung pondasi

$$P_u = 2350000 \text{ N}$$

$$P_u \leq \overline{P_u}$$

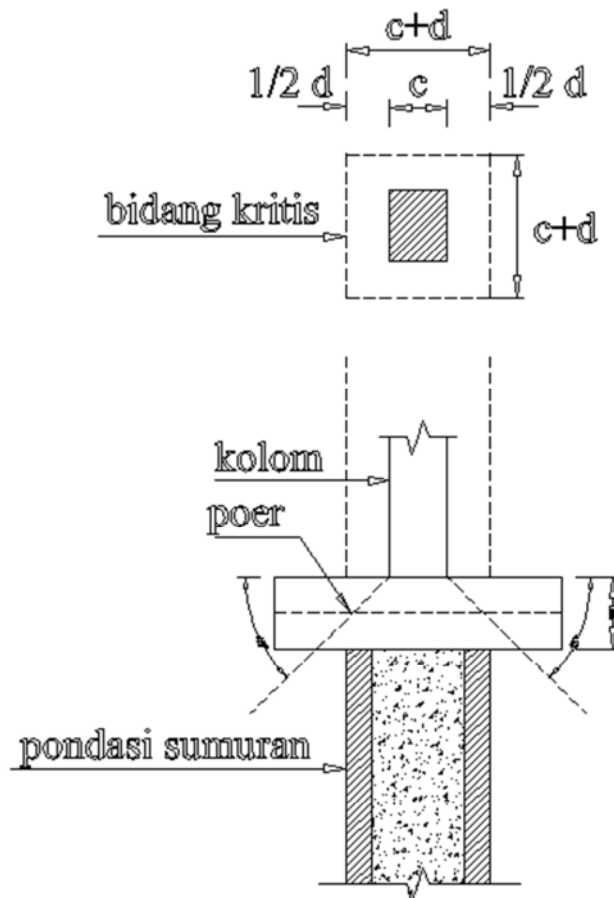
$$\overline{P_u} = \phi \cdot 0,85 \cdot f_c' \cdot A$$

$$= 0,7 \cdot 0,85 \cdot 30 \cdot (2000 \cdot 2000)$$

$$= 71400000 \text{ N}$$

$$P_u = 2350000 \text{ N} \leq \overline{P_u} = 71400000 \text{ N} \quad (\text{Aman})$$

#### 4.4.2.1 Kontrol Tulangan Geser Pons Terhadap Kolom



Gambar 4.4 : skema geser pons terhadap kolom

Diketahui :

$$V_u \max_{(\text{dari stad pro})} = 2350000 \text{ N}$$

$$\text{Dimensi kolom (c)} = 40/50$$

Keliling Bidang Keritis Geser Pons ( $b_o$ )

$$\begin{aligned} b_o &= 2 \cdot (c + d) + 2 \cdot (c + d) \\ &= 2 \cdot (400 + 415,5) + 2 \cdot (500 + 415,5) \\ &= 3462 \text{ mm} \end{aligned}$$

Kuat geser beton maksimum

$$\begin{aligned}
V_c &= \left( \frac{\sqrt{f_c}}{3} \right) \times b_o \times d \\
&= \left( \frac{\sqrt{30}}{3} \right) \times 3462 \times 415,5 \\
&= 2626258,459 \text{ N} \\
\phi V_c &= 0,6 \times 2626258,459 \\
&= 1575755,075 \text{ N}
\end{aligned}$$

Maka  $V_u$ (dari stad pro) = 2350000 N  $>$   $\phi V_c = 1575755,075 \text{ N}$       **(NOT OK)**

Karena  $V_u > \phi V_c$ , maka diperlukan tulangan geser terhadap kolom.

- **Perhitungan penulangan geser pons terhadap kolom**

$$\begin{aligned}
f'_c &= 30 \text{ Mpa} \\
f_y &= 400 \text{ Mpa (tulung polos)} \\
V_n &= 0,6 \times V_u \\
&= 0,6 \times 2350000 \\
&= 1410000 \text{ N} \\
V_s &= V_c - V_n \\
&= 1575755,075 - 1410000 \\
&= 165755,075 \text{ N}
\end{aligned}$$

D tulangan rencana = 16 mm

$$\begin{aligned}
A_v &= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\
&= 2 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 16^2 \\
&= 401,92 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
S_{\text{perlu}} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{V_s} \\
&= \frac{401,92 \times 400 \times 415,5}{165755,075}
\end{aligned}$$

$$= 105,202 \text{ mm} \approx 100 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} 1/3 \sqrt{f'c} \times b_o \times d &= 1/3 \sqrt{30} \times 3462 \times 415,5 \\ &= 2626258,459 \text{ N} \end{aligned}$$

Jadi diperoleh :

$$V_s = 165755,075 < 1/3 \sqrt{f'c} \times b_o \times d = 2626258,459 \text{ N}$$

Maka jarak maksimum :

$$S \leq 1/2 \times d = 1/2 \times 415,5 = 207,75 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} V_{S_{\text{pakai}}} &= \frac{A_v \times f_y \times d}{s} \\ &= \frac{401,92 \times 400 \times 415,5}{100} \\ &= 667991,04 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{S_{\text{pakai}}} + V_c &= 667991,04 + 1575755,075 \\ &= 2243746,115 \text{ N} \end{aligned}$$

**Syarat tulangan geser pons dan poer mampu menahan beban dari**

**kolom dan :**

$$V_n < V_{S_{\text{pakai}}} + V_c$$

$$1410000 \text{ N} < 2243746,115 \text{ N} \dots\dots\dots (\text{Aman})$$

Jika dipasang tulangan geser pons D 16 – 100

#### 4.4.3 Perencanaan Penulangan Pondasi Sumuran

Perhitungan pondasi tiang sumuran diasumsikan seperti perhitungan kolom bulat.

a. Data perencanaan :

- $P_{max}$  = 235000 kg = 235 ton
- $p_u = \sum V$  = 245071kg = 245,071 ton
- Mutu beton ( $f_c$ ) = 30 MPa
- Mutu baja tulang = 400 MPa
- D tulang pokok = 25 mm
- $\emptyset$  spiral = 10 mm
- D tiang = 100 cm = 1000 mm
- Tebal selimut = 75 mm

b. Tabel efektif selimut beton terpusat tulang terluar

$$\begin{aligned}d' &= \text{tebal selimut beton} + \emptyset \text{sengkang} + 1/2D \text{ tul.pokok} \\ &= 75 + 16 + (1/2 \cdot 25) \\ &= 103,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}d_{\text{efektif}} &= D_{\text{tiang}} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103,5) = 793 \text{ mm}\end{aligned}$$

c. Luas penampang tiang sumuran

$$\begin{aligned}A_g &= (1/4 \times \pi \times D_{\text{luar}}^2) - (1/4 \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2) \\ &= (1/4 \times \pi \times 1000^2) - (1/4 \times \pi \times 650^2) \\ &= 453337,5 \text{ mm}^2\end{aligned}$$



d. Luas tulangan penampang baja ( $A_{st}$ )

Rencana penulangan dengan perkiraan luas tulangan pokok adalah 3% dari luas tulang.

$$\begin{aligned} - A_{st} &= 3\% \times A_g \\ &= 3\% \times 453337,5 \\ &= 13600,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jumlah tulang ( $n$ )

$$\begin{aligned} n &= \frac{A_{st}}{\frac{1}{4} \times \pi \times D^2} \\ &= \frac{13600,125}{\frac{1}{4} \times \pi \times 25^2} \\ &= 27,72 \sim 28 \text{ buah} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - A_{S_{ada}} &= n \times \frac{1}{4} \times \pi \times D^2 \\ &= 28 \times \frac{1}{4} \times \pi \times 25^2 \\ &= 13737,5 \text{ mm}^2 > A_{st} = 13600,125 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - A_s = A_s' &= 0,5 \times A_{S_{ada}} \\ &= 0,5 \times 13737,5 \\ &= 6868,75 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

- Jarak tulang pokok

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi \times d}{n} \\ &= \frac{\pi \times 793}{28} \\ &= 88,93 \sim 100 \text{ mm} \end{aligned}$$

e. Pemeriksaan ultimate beton ( $P_{ub}$ ) dan momen ultimate beton ( $M_{ub}$ ).

- Tabel penampang segi empat ekivalen

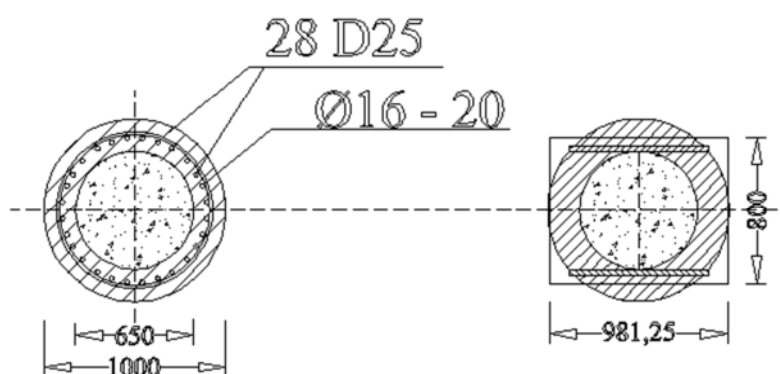
$$\begin{aligned} t_{ek1} &= 0,8 \times D_{luar} \\ &= 0,8 \times 1000 = 800 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} t_{ek2} &= 0,8 \times D_{dalam} \\ &= 0,8 \times 650 = 520 \text{ mm} \end{aligned}$$

- Lembar penampang segi empat ekivalen

$$\begin{aligned} l_{ek1} &= \frac{1/4 \times \pi \times D_{luar}^2}{t_{ek1}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times 1000^2}{800} \\ &= 981,25 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{ek2} &= \frac{1/4 \times \pi \times D_{dalam}^2}{t_{ek2}} \\ &= \frac{1/4 \times \pi \times 650^2}{520} \\ &= 637,812 \text{ mm} \end{aligned}$$



Gambar 4.4 : ekivalen penampang bulat ke penampang

- Pemeriksaan P terhadap beban seimbang

Jarak tulangan tarik terhadap tepi terluar beton

$$\begin{aligned}d_b &= t_{ek} - \text{tebal selimut efektif} \\ &= 800 - 103,5 - 520 = 176,5 \text{ mm}\end{aligned}$$

Jarak serta tekan terluar ke garis netral ( $c_b$ )

$$\begin{aligned}C_{\text{balance}} &= \frac{600 \times d_b}{600 + f_y} \\ &= \frac{600 \times 176,5}{600 + 400} \\ &= 105,9 \text{ mm}\end{aligned}$$

Lembar daerah tekan ( $a_b$ )

$$\begin{aligned}a_b &= \beta \times c_b \\ &= 0,85 \times 105,9 \\ &= 412,451 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Tegangan tekan tulangan baja ( $f_s'$ )

$$\begin{aligned}f_s' &= \frac{0,003 \times 200000 \times (c_b - d)}{c_b} \\ &= \frac{0,003 \times 200000 \times (105,9 - 103,5)}{105,9} \\ &= 133,597 \text{ MPa} < f_y = 400 \text{ Mpa}\end{aligned}$$

- Beban ultimate beton ( $P_{ub}$ )

$$\begin{aligned}P_{ub} &= \{(0,85 \times f_c \times a_b \times l_{ek1}) + (A_s' \times f_s') - (A_s \times f_y)\} \times 10^{-3} \\ &= \{(0,85 \times 30 \times 412,451 \times 981,25) + (6868,75 \times 133,597) - \\ &\quad (6868,75 \times 400)\} \times 10^{-3} \\ &= 8490,442 \text{ kN}\end{aligned}$$

- Momen ultimate beton ( $M_{ub}$ )

$$\begin{aligned}
 M_{ub} &= \{(0,85 \times f_c' \times l_{ek1} \times a_b \times [t_{ek1}/2 - (1/2 \times a_b)]) + (A_s' \times f_s' \times (1/2 \times (d - d'))) - (A_s \times f_c' \times (1/2 \times (d - d')))\} \times 10^{-6} \\
 &= \{(0,85 \times 30 \times 981,25 \times 412,451 \times [800/2 - (1/2 \times 412,451)]) + (6868,75 \times 133,597 \times (1/2 \times 528,138)) - (6868,75 \times 30 \times (1/2 \times 528,138))\} \times 10^{-6} \\
 &= 2187,717 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beton ( $e_b$ )

$$\begin{aligned}
 e_b &= \frac{M_{ub}}{P_{ub}} \\
 &= \frac{2187,717}{8490,442} \\
 &= 0,257668 \text{ m} = 257,668 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

- Eksentrisitas beban ( $e$ )

$$\begin{aligned}
 e &= \frac{M_z}{P_u} \\
 &= \frac{1,593}{245,071} \\
 &= 0,0065 \text{ m} = 6,5 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Karena  $e = 6,5 \text{ mm} < e_b = 257,668 \text{ mm}$ , dengan demikian eksentrisitas dan kehancuran ditentukan oleh gaya tekan.

#### 4.4.3.1 Memeriksa Kekuatan Penampang Tiang Sumuran

- Rasio penulangan memanjang ( $\rho_s$ )

$$\begin{aligned}\rho_s &= \frac{A_{s_{ada}}}{A_g} \\ &= \frac{13737,5}{453337,5} \\ &= 0,0303\end{aligned}$$

- Lebar kolom efektif ( $D_s$ )

$$\begin{aligned}D_s &= D_{tiang} - (2 \times d') \\ &= 1000 - (2 \times 103,5) \\ &= 793 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}m &= \frac{f_y}{0,85 \times f_c} \\ &= \frac{400}{0,85 \times 30} \\ &= 15,686\end{aligned}$$

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

$$\begin{aligned}P_{n_{perlu}} &= \frac{P_u}{0,7} \\ &= \frac{245,071}{0,7} \\ &= 350101,429 \text{ kg}\end{aligned}$$

- Pemasangan untuk penampang kolom bulat dengan hancur tekan ( $P_n$ )

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

$$= 0,85 \times 30 \times 400^2 \times$$

$$\left[ \sqrt{\left( \frac{0,85 \times 0,00028}{400} - 0,38 \right) + \frac{0,03 \times 15,686 \times 205}{2,50 \times 400} - \frac{0,85 \times 0,00028}{400} - 0,38} \right]$$

$$= 393588,2525 \text{ kg} > P_{n_{\text{perlu}}} = 350101,429 \text{ kg}$$

- Kuat kolom

$$\emptyset \times P_n = 0,7 \times 393588,2525$$

$$= 275511,776 \text{ kg} > p_u = 245071 \text{ kg}$$

Dengan demikian perencanaan penampang kolom memenuhi persyaratan sehingga ukuran tiang dan tulangan dapat digunakan.

#### 4.4.3.2 Perencanaan Tulang Spiral

Direncanakan menggunakan tulangan spiral  $\emptyset$  10 mm

a) Luas penampang tiang sumuran ( $A_g$ )

$$A_g = 453337,5 \text{ mm}^2$$

$$A_{S_{\text{spiral}}} = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 10^2 \right) = 78,5 \text{ mm}^2$$

b) Diameter inti tiang sumuran ( $D_c$ )

$$D_c = D_{\text{tiang}} - (2 \times \text{selimut beton})$$

$$= 1000 - (2 \times 75) = 850 \text{ mm}$$

c) Luas penampang inti sumuran ( $A_c$ )

$$A_c = \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D_c^2 \right) - \left( \frac{1}{4} \times \pi \times D_{\text{dalam}}^2 \right)$$

$$= \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 850^2 \right) - \left( \frac{1}{4} \times \pi \times 650^2 \right) = 235500 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
\rho_{\text{perlu}} &= 0,45 \times \left[ \frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \times \left[ \frac{f_c'}{f_y} \right] \\
&= 0,45 \times \left[ \frac{453337,5}{235500} - 1 \right] \times \left[ \frac{30}{240} \right] \\
&= 0,052
\end{aligned}$$

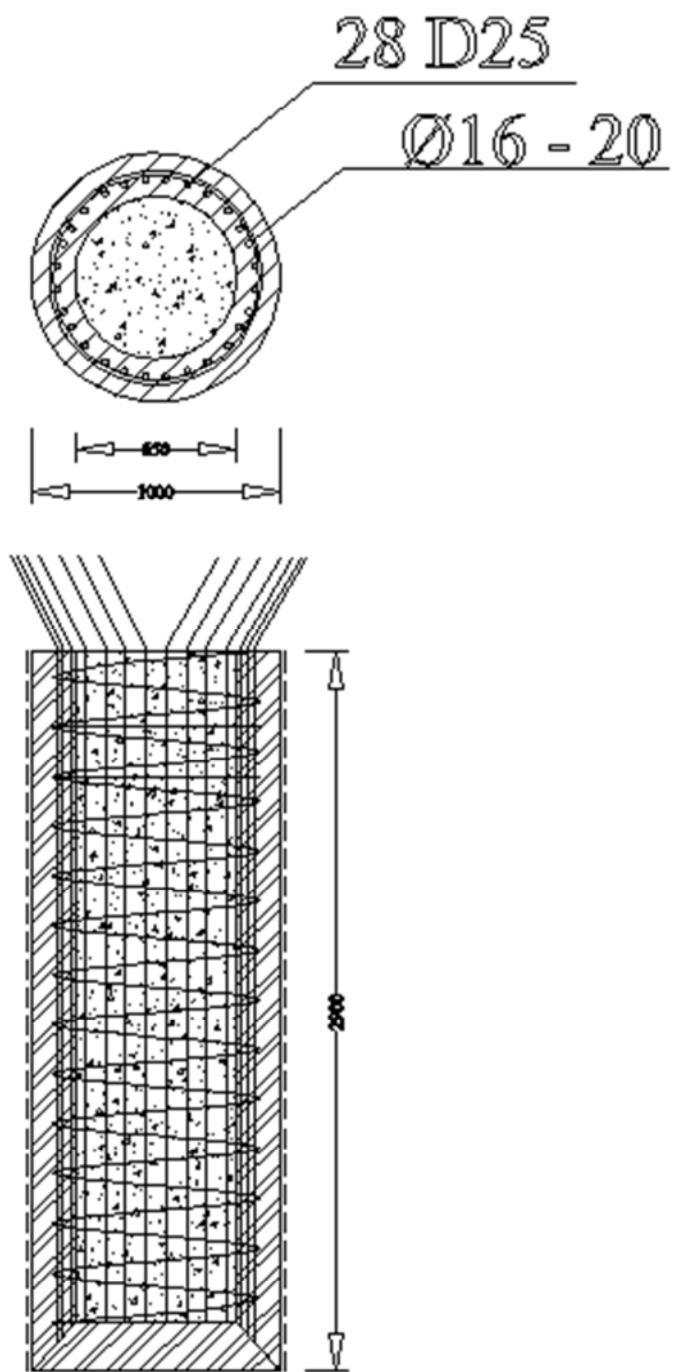
d) Jarak antara sengkang spiral (s)

$$\begin{aligned}
S_{\text{maks}} &= \frac{4 \times A_s \text{ spiral} \times (D_c - d)}{D_c^2 \times \rho_{\text{perlu}}} \\
&= \frac{4 \times 78,5 \times (850 - 10)}{850^2 \times 0,052} \\
&= 7,02 \text{ mm tidak memenuhi, maka digunakan } 50 \text{ mm (SNI} \\
&\quad \text{03 2847 2002)}
\end{aligned}$$

Dengan perhitungan penulangan pondasi tiang sumuran, maka digunakan tulangan pokok 28 D 25 dan tulangan spiral Ø 10 – 50 .

Dari perhitungan penulangan pondasi tiang sumuran, maka digunakan :

- Tulangan pokok **28 D 25**
- Tulangan spiral **Ø 10 – 50**



Gambar 4.5 : Penulangan Tiang Sumuran



## BAB V

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 5.1 Kesimpulan

Dari hasil perhitungan pada Bab IV, dapat disimpulkan bahwa :

1. Daya dukung pondasi sumuran lebih besar dari beban yang harus ditahan. Ini berarti pondasi sumuran memenuhi untuk digunakan. pada tipe 1 didapat  $Q_a = 313,323 \text{ ton} > P_u = 245,071 \text{ ton}$ , tipe 2 didapat  $Q_a = 200,363 \text{ ton} > P_u = 125,424 \text{ ton}$ , dan tipe 3 didapat  $Q_a = 200,735 \text{ ton} > P_u = 19,296 \text{ ton}$ .
2. Pada hasil perhitungan penulangan pile cap untuk tulangan tarik menggunakan tulangan D19 – 200 dan untuk tulangan tekan menggunakan tulangan D10 – 250, sedangkan untuk sumuran menggunakan tulangan pokok 28 D 25 dan tulangan spiral  $\emptyset 10 - 50$ .
3. Untuk penulangan pondasi sumuran, digunakan tipe pondasi 1. berdasarkan hasil analisa perhitungan digunakan diameter pondasi, tulangan pokok, jumlah tulangan pokok, jarak antar tulangan pokok, diameter tulangan spiral dan jarak tulangan spiral yang sama (satu tipe), yaitu diameter 1 meter. Dengan tulangan pokok 28 D 25 dan tulangan spiral  $\emptyset 10 - 50$ . Hal ini dikarenakan distribusi tegangan beban yang harus diterima tiang sumuran dari hasil perhitungan apabila direncanakan dimensi dan tulangan sama, memenuhi untuk digunakan.

## 5.2 Saran

Adapun saran yang dapat diuraikan sebagai dasar pertimbangan dalam merencanakan struktur pondasi antara lain sebagai berikut :

- Dalam merencanakan pondasi sebaiknya mempertimbangkan jenis pondasi yang sesuai dengan lingkungan sekitar. Pemilihan jenis pondasi bergantung pada kondisi tanah pondasi, beban yang harus didukung dan biaya pembuatan pondasi.
- Data tanah yang akan diselidiki sebaiknya menggunakan data hasil pengujian laboratorium supaya diperoleh data – data parameter tanah yang selanjutnya digunakan untuk mendapatkan analisa yang lebih tepat.

## DAFTAR PUSTAKA

- Bowles, JE. 1992. *Foundation Analysis and Design*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- DPU. SNI 03-1726-2002. *Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Strukturu Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- DPU. SNI 03-2847-2002. *Tata Cara Perhitungan Struktur Beton Untuk Bangunan Gedung*. Dinas Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 1*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Hardiyatmo, H.C. 2002. *Teknik Pondasi 2*. Beta Offset: Yogyakarta.
- Leonards. 1962. *Foundation Engineering*. McGraw-Hill Book Company: USA.
- Nasution, A. 2009. *Analisis dan Desain Struktur Beton Bertulang*. Institut Teknologi Bandung: Bandung
- Nawy, E.G. 2010. *Beton Bertulang – Suatu Pendekatan Dasar, terjemahan Bambang Suryoatmono*. Refika Aditama : Bandung
- Pamungkas, A., dan Erni, H. 2013. *Desain Pondasi Tahan Gempa*. Andy Offset: Yogyakarta
- Peck, R.B., W.E. Hanson., T.H. Thornburn. 1966. *Teknik Fondasi*. Gajah Mada University: Yogyakarta.
- Rahardjo, P.P. 2005. *Manual Pondasi Tiang Edisi 3*, Geotechnical Engineering Center Universitas Katolik Parahyangan: Bandung.
- Sardjono, H.S. 2011. *Analisis dan Perancangan Fondasi II*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sardjono, H.S. 1984. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 1*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Sardjono, H.S. 1984. *Pondasi Tiang Pancang Jilid 2*. Sinar Wijaya: Surabaya.
- Stiglat, K. dan Wippel, H. 1989. *Pelat Edisi 3*. Erlangga: Jakarta.
- Tomlinson, M.J. 1977. *Pile Design and Construction Pile*. Viewpoint Publications: London.
- Wesley, LD. 1977. *Mekanika Tanah*. Badan Penerbit Pekerjaan Umum: Jakarta.
- Yayasan Lembaga Penyelidikan Masalah Bangunan. 1983. *Peraturan Pembebanan Indonesia Untuk Gedung (PPIUG)*.



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	23-Jan-14		

**Structure Type** | SPACE FRAME

Number of Nodes	414	Highest Node	414
Number of Elements	780	Highest Beam	780

Number of Basic Load Cases	3
Number of Combination Load Cases	6

Included in this printout are data for:

All	The Whole Structure
-----	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	BEBAN MATI
Primary	2	BEBAN HIDUP
Primary	3	BEBAN GEMPA
Combination	4	KOMBINASI 1
Combination	5	KOMBINASI 2
Combination	6	KOMBINASI 3
Combination	7	KOMBINASI 4
Combination	8	KOMBINASI 5
Combination	9	KOMBINASI 6

## Materials

Mat	Name	E (kN/mm <sup>2</sup> )	v	Density (kg/m <sup>3</sup> )	α (1/°K)
1	STEEL	205.000	0.300	7.83E 3	12E -6
2	ALUMINUM	68.948	0.330	2.71E 3	23E -6
3	CONCRETE	21.718	0.170	2.4E 3	10E -6



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Supports

Node	X (kN/mm)	Y (kN/mm)	Z (kN/mm)	rX (kN·m/deg)	rY (kN·m/deg)	rZ (kN·m/deg)
1	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
2	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
3	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
4	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
5	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
6	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
7	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
8	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
9	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
10	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
11	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
12	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
13	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
14	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
15	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
16	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
17	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
18	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
19	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
20	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
21	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
22	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
23	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
24	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed
25	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed	Fixed

## Basic Load Cases

Number	Name
1	BEBAN MATI
2	BEBAN HIDUP
3	BEBAN GEMPA



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

3

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Combination Load Cases

Comb.	Combination L/C Name	Primary	Primary L/C Name	Factor
4	KOMBINASI 1	1	BEBAN MATI	1.40
5	KOMBINASI 2	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.60
6	KOMBINASI 3	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.00
		3	BEBAN GEMPA	1.00
7	KOMBINASI 4	1	BEBAN MATI	1.20
		2	BEBAN HIDUP	1.00
		3	BEBAN GEMPA	-1.00
8	KOMBINASI 5	1	BEBAN MATI	0.90
		3	BEBAN GEMPA	1.00
9	KOMBINASI 6	1	BEBAN MATI	0.90
		3	BEBAN GEMPA	-1.00



NODE NUMBERS (Input data was modified after picture taken)



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>4</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### **Fy Komb 1 (1,4D)**

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317

### **Fy Komb 2 (1,2D+1,6L)**

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>5</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Fy Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401

### Fy Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>6</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Fy Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3

### Fy Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>7</b>	Rev
Part		
Job Title		Ref
By		Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Fy Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3

### Fy Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>8</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mx Komb 1 (1,4D)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103

### Mx Komb 2 (1,2D+1,6L)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>9</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mx Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060

### Mx Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>10</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mx Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3

### Mx Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>11</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mx Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3

### Mx Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>12</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53	

Job Title
Client

### Mz Komb 1 (1,4D)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3

### Mz Komb 2 (1,2D+1,6L)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>13</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mz Komb 2 (1,2D+1,6L) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3

### Mz Komb 3 (1,2+1L+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>14</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mz Komb 4 (1,2+1L-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3

### Mz Komb 5 (0,9D+1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>15</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### Mz Komb 5 (0,9D+1E) Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3

### Mz Komb 6 (0,9D-1E)

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>1</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## Job Information

	Engineer	Checked	Approved
Name:			
Date:	23-Jan-14		

**Structure Type** | SPACE FRAME

Number of Nodes	414	Highest Node	414
Number of Elements	780	Highest Beam	780

Number of Basic Load Cases	3
Number of Combination Load Cases	6

Included in this printout are data for:

<b>All</b>	The Whole Structure
------------	---------------------

Included in this printout are results for load cases:

Type	L/C	Name
Primary	1	BEBAN MATI
Primary	2	BEBAN HIDUP
Primary	3	BEBAN GEMPA
Combination	4	KOMBINASI 1
Combination	5	KOMBINASI 2
Combination	6	KOMBINASI 3
Combination	7	KOMBINASI 4
Combination	8	KOMBINASI 5
Combination	9	KOMBINASI 6

## ALL FY

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>2</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>3</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

4

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL FY Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>5</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>6</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3





Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No

Sheet No

7

Rev

Part

Job Title

Ref

By

Date 23-Jan-14

Chd

Client

File Str1.std

Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>8</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### ALL Mx Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3

### ALL Mz

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
8	5	-165.396	182E 3	-1.39E 3	-1.65E 3	28.607	48.543
15	5	1.588	233E 3	948.145	443.035	39.227	-57.229
8	4	-192.384	161E 3	-635.255	-998.887	27.850	76.141
15	4	33.239	196E 3	823.971	215.125	36.405	-113.223
12	5	57.845	233E 3	953.147	558.212	42.962	-132.978
9	5	70.849	235E 3	1.37E 3	1.32E 3	43.266	-162.401
12	4	72.370	196E 3	808.545	285.689	40.714	-167.911
7	4	275.069	87.6E 3	1.3E 3	1.4E 3	49.108	-167.966
7	5	333.082	102E 3	1.71E 3	1.89E 3	53.675	-183.850
9	4	84.419	197E 3	1.22E 3	1.04E 3	41.876	-193.317
6	4	-85.833	104E 3	1.4E 3	1.42E 3	37.093	200.222
10	4	-96.797	103E 3	1.44E 3	1.46E 3	34.862	217.375
4	5	113.972	225E 3	549.954	473.483	46.537	-223.953
17	4	-330.982	86.3E 3	-1.56E 3	-2.71E 3	30.523	230.798
14	5	113.322	162E 3	-2.42E 3	-3.27E 3	29.125	-237.847
13	4	-110.050	103E 3	1.32E 3	1.23E 3	31.665	240.467
14	4	118.098	140E 3	-1.72E 3	-2.65E 3	26.219	-246.555
16	4	-110.593	102E 3	1.3E 3	1.18E 3	25.274	255.685
6	5	-101.365	123E 3	1.9E 3	1.99E 3	38.953	264.061
4	4	148.742	186E 3	412.524	200.985	44.891	-273.686
5	4	139.321	162E 3	-166.032	-128.472	66.335	-277.260
5	5	156.321	193E 3	-202.040	-24.250	73.553	-285.976
10	5	-121.143	122E 3	1.92E 3	2.02E 3	35.880	294.670
11	5	182.444	151E 3	-2.79E 3	-3.51E 3	30.408	-315.060
11	4	190.739	128E 3	-2.15E 3	-2.99E 3	28.584	-326.103
13	5	-139.829	122E 3	1.81E 3	1.79E 3	34.423	327.373
16	5	-147.266	122E 3	1.78E 3	1.72E 3	29.316	353.734
17	5	-457.349	95E 3	-1.83E 3	-2.89E 3	34.112	368.923
3	4	-478.911	179E 3	-717.091	-1.12E 3	9.946	372.815
3	5	-632.702	218E 3	-905.129	-1.17E 3	7.019	534.251
19	4	-535.791	65.5E 3	823.877	-189.489	30.921	605.547
22	4	-853.832	112E 3	-591.923	-1.04E 3	52.613	627.925
18	4	-724.571	121E 3	153.480	-663.102	38.930	691.910
22	5	-935.214	113E 3	-708.443	-1.03E 3	57.142	711.722
19	5	-631.624	73.7E 3	1.12E 3	232.623	35.387	722.734
19	7	75.882	84.7E 3	8.51E 3	22.9E 3	82.741	-859.633
25	5	-701.381	81.2E 3	1.27E 3	1.5E 3	4.399	876.606
25	4	-757.775	75.1E 3	994.340	1.15E 3	9.068	892.526
18	5	-893.588	135E 3	253.933	-475.681	41.460	894.151
2	4	612.754	132E 3	-1.55E 3	-1.61E 3	61.152	-897.286



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>9</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
23	4	876.480	194E 3	-1.58E 3	-1.56E 3	49.897	-1.06E 3
2	5	794.739	158E 3	-1.98E 3	-1.93E 3	65.719	-1.09E 3
19	9	298.429	59.7E 3	8.07E 3	22.7E 3	70.563	-1.12E 3
20	4	1.08E 3	116E 3	232.163	385.895	8.764	-1.34E 3
23	5	1.19E 3	223E 3	-1.89E 3	-1.74E 3	55.416	-1.37E 3
20	5	1.33E 3	127E 3	300.548	554.206	2.124	-1.58E 3
1	4	1.31E 3	108E 3	-274.997	-228.843	55.233	-1.87E 3
24	4	-1.9E 3	152E 3	-1.28E 3	-1.74E 3	43.646	1.89E 3
19	8	-987.304	24.6E 3	-7.01E 3	-22.9E 3	-30.807	1.9E 3
17	7	721.664	65.7E 3	5.45E 3	19.5E 3	47.740	-2.14E 3
1	5	1.56E 3	114E 3	-220.666	-125.224	64.462	-2.14E 3
19	6	-1.21E 3	49.6E 3	-6.57E 3	-22.7E 3	-18.629	2.15E 3
17	9	901.120	34.1E 3	6.09E 3	20.5E 3	36.231	-2.29E 3
24	5	-2.35E 3	171E 3	-1.41E 3	-1.73E 3	46.080	2.37E 3
21	4	1.23E 3	138E 3	-13.307	-3.667	53.706	-2.37E 3
18	7	461.375	114E 3	8.49E 3	19.7E 3	65.194	-2.42E 3
11	6	-1.22E 3	151E 3	-9.91E 3	-25.7E 3	68.374	2.45E 3
21	5	1.38E 3	143E 3	-146.243	-109.425	60.115	-2.53E 3
14	6	-1.31E 3	162E 3	-9.82E 3	-26.3E 3	29.402	2.54E 3
11	8	-1.28E 3	98E 3	-8.86E 3	-24.5E 3	58.556	2.54E 3
3	7	1.11E 3	203E 3	9.2E 3	21.2E 3	270.495	-2.58E 3
17	8	-1.33E 3	76.9E 3	-8.09E 3	-24E 3	3.013	2.59E 3
14	8	-1.34E 3	106E 3	-8.86E 3	-25.2E 3	19.626	2.61E 3
8	7	1.19E 3	153E 3	5.74E 3	19.1E 3	-81.502	-2.66E 3
8	9	1.24E 3	91.2E 3	6.41E 3	19.8E 3	-90.430	-2.67E 3
17	6	-1.51E 3	109E 3	-8.74E 3	-24.9E 3	14.522	2.75E 3
18	9	786.970	67.9E 3	8.39E 3	19.8E 3	51.794	-2.76E 3
8	8	-1.48E 3	116E 3	-7.23E 3	-21.1E 3	126.237	2.77E 3
8	6	-1.53E 3	177E 3	-7.9E 3	-21.8E 3	135.165	2.77E 3
3	9	1.35E 3	125E 3	9.54E 3	21.6E 3	269.305	-2.8E 3
14	9	1.49E 3	74.5E 3	6.65E 3	21.7E 3	14.083	-2.92E 3
11	9	1.52E 3	66.7E 3	6.1E 3	20.6E 3	-21.806	-2.96E 3
14	7	1.52E 3	131E 3	5.69E 3	20.6E 3	23.859	-2.99E 3
11	7	1.57E 3	120E 3	5.04E 3	19.4E 3	-11.988	-3.05E 3
24	7	757.521	161E 3	11.1E 3	23.1E 3	349.219	-3.25E 3
3	8	-1.97E 3	106E 3	-10.5E 3	-23E 3	-256.517	3.28E 3
4	6	-1.49E 3	203E 3	-6.68E 3	-16.4E 3	-19.514	3.4E 3
12	6	-1.54E 3	211E 3	-7.57E 3	-19.9E 3	75.145	3.45E 3
4	8	-1.52E 3	122E 3	-6.89E 3	-16.6E 3	-34.171	3.45E 3
9	6	-1.54E 3	212E 3	-6.38E 3	-17.2E 3	122.710	3.45E 3
12	8	-1.55E 3	128E 3	-7.91E 3	-20.2E 3	61.380	3.48E 3
9	8	-1.56E 3	129E 3	-6.84E 3	-17.7E 3	109.129	3.49E 3
3	6	-2.21E 3	184E 3	-10.8E 3	-23.4E 3	-255.327	3.49E 3
15	8	-1.57E 3	128E 3	-8.22E 3	-21E 3	9.158	3.5E 3
15	6	-1.58E 3	211E 3	-7.89E 3	-20.8E 3	21.973	3.5E 3
15	7	1.61E 3	207E 3	9.61E 3	21.5E 3	50.464	-3.64E 3
15	9	1.62E 3	124E 3	9.28E 3	21.3E 3	37.649	-3.64E 3
18	8	-1.72E 3	87.8E 3	-8.19E 3	-20.6E 3	-1.742	3.65E 3
5	6	-1.77E 3	181E 3	-9.17E 3	-20.8E 3	-245.218	3.68E 3



Software licensed to Snow Panther [LZ0]

Job No	Sheet No <b>10</b>	Rev
Part		
Ref		
By	Date 23-Jan-14	Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

### ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
12	9	1.65E 3	124E 3	8.94E 3	20.5E 3	-9.033	-3.69E 3
12	7	1.66E 3	206E 3	9.28E 3	20.8E 3	4.732	-3.72E 3
9	9	1.67E 3	125E 3	8.41E 3	19.1E 3	-55.288	-3.74E 3
20	6	-870.208	108E 3	-7.65E 3	-16.6E 3	-24.339	3.76E 3
5	8	-1.82E 3	112E 3	-9.1E 3	-20.8E 3	-269.866	3.77E 3
9	7	1.69E 3	208E 3	8.88E 3	19.5E 3	-41.707	-3.78E 3
4	9	1.71E 3	118E 3	7.42E 3	16.9E 3	91.888	-3.8E 3
4	7	1.73E 3	199E 3	7.63E 3	17.1E 3	106.544	-3.85E 3
25	7	796.775	101E 3	5.41E 3	10.2E 3	157.700	-3.98E 3
18	6	-2.04E 3	134E 3	-8.08E 3	-20.7E 3	11.657	3.98E 3
24	9	1.61E 3	103E 3	11.6E 3	23.6E 3	334.448	-4.12E 3
5	9	2E 3	95.4E 3	8.89E 3	20.6E 3	355.155	-4.13E 3
23	6	-1.84E 3	170E 3	-18.4E 3	-35.4E 3	-270.631	4.17E 3
5	7	2.05E 3	164E 3	8.81E 3	20.6E 3	379.804	-4.22E 3
2	6	-2E 3	151E 3	-8.93E 3	-20.5E 3	-290.088	4.23E 3
25	9	991.568	74.4E 3	4.94E 3	9.65E 3	157.866	-4.24E 3
20	8	-1.35E 3	66E 3	-7.76E 3	-16.8E 3	-22.850	4.31E 3
2	8	-2.3E 3	95E 3	-8.19E 3	-19.8E 3	-311.506	4.62E 3
23	8	-2.3E 3	93.5E 3	-17.7E 3	-34.8E 3	-289.228	4.69E 3
16	7	1.74E 3	127E 3	5.1E 3	9.18E 3	38.601	-4.9E 3
13	7	1.76E 3	127E 3	5.02E 3	8.97E 3	-37.120	-4.94E 3
10	7	1.78E 3	125E 3	4.8E 3	8.46E 3	-125.355	-4.97E 3
6	7	1.78E 3	123E 3	4.56E 3	7.84E 3	73.859	-4.98E 3
16	9	1.8E 3	84.2E 3	4.41E 3	8.48E 3	28.402	-5.04E 3
13	9	1.81E 3	83.9E 3	4.31E 3	8.25E 3	-48.456	-5.07E 3
10	9	1.82E 3	81.9E 3	4.06E 3	7.67E 3	-136.574	-5.08E 3
6	9	1.82E 3	79.8E 3	3.82E 3	7.05E 3	61.436	-5.08E 3
7	6	-1.73E 3	82E 3	-1.91E 3	-5.68E 3	-283.830	5.2E 3
7	8	-1.85E 3	46.7E 3	-2.56E 3	-6.41E 3	-301.592	5.26E 3
6	8	-1.93E 3	53.5E 3	-2.02E 3	-5.22E 3	-13.745	5.34E 3
10	8	-1.95E 3	50.3E 3	-2.21E 3	-5.8E 3	181.396	5.36E 3
16	8	-1.94E 3	47.4E 3	-2.74E 3	-6.97E 3	4.093	5.37E 3
13	8	-1.96E 3	48.3E 3	-2.62E 3	-6.67E 3	89.169	5.38E 3
25	8	-1.97E 3	22.1E 3	-3.66E 3	-8.17E 3	-146.206	5.39E 3
6	6	-1.96E 3	97E 3	-1.28E 3	-4.43E 3	-1.323	5.44E 3
10	6	-1.99E 3	93.5E 3	-1.47E 3	-5.01E 3	192.616	5.47E 3
7	9	2.21E 3	66E 3	4.24E 3	8.21E 3	364.731	-5.48E 3
13	6	-2.01E 3	91.5E 3	-1.91E 3	-5.95E 3	100.505	5.5E 3
16	6	-2E 3	90.4E 3	-2.04E 3	-6.27E 3	14.291	5.51E 3
7	7	2.33E 3	101E 3	4.89E 3	8.94E 3	382.493	-5.54E 3
25	6	-2.16E 3	48.7E 3	-3.19E 3	-7.6E 3	-146.372	5.65E 3
2	9	3.09E 3	74.7E 3	6.2E 3	17.7E 3	390.131	-5.77E 3
20	9	2.75E 3	83.7E 3	8.06E 3	17.3E 3	34.118	-6.04E 3
23	9	3.43E 3	156E 3	15.7E 3	32.8E 3	353.381	-6.04E 3
2	7	3.39E 3	131E 3	5.46E 3	17E 3	411.549	-6.17E 3
1	6	-1.94E 3	94.4E 3	-5.43E 3	-10.1E 3	-248.054	6.26E 3
22	7	3.15E 3	47.8E 3	9.47E 3	21.4E 3	353.021	-6.51E 3
24	8	-4.06E 3	93.2E 3	-13.3E 3	-25.9E 3	-278.331	6.55E 3
23	7	3.88E 3	233E 3	15E 3	32.2E 3	371.977	-6.56E 3

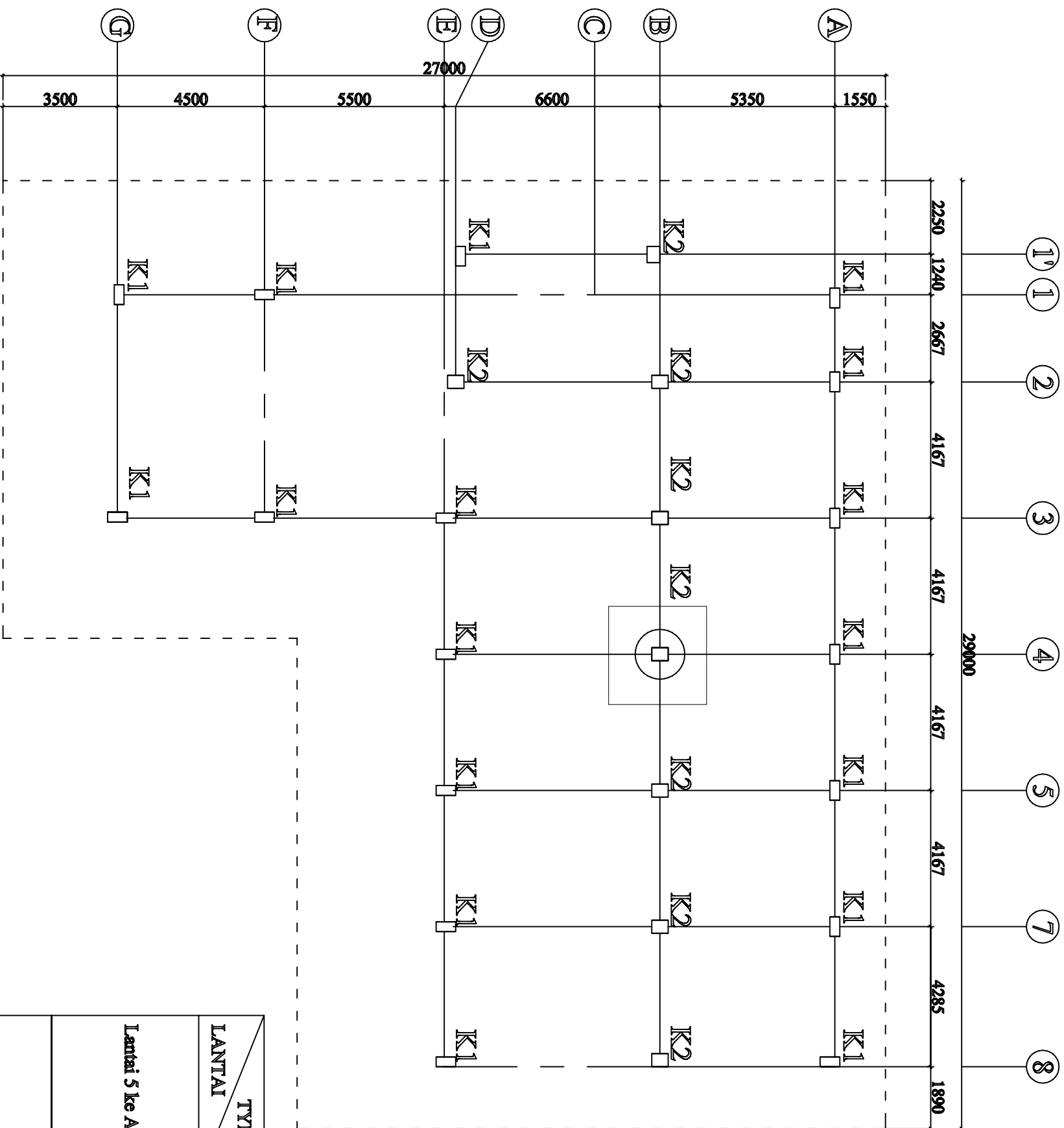


Software licensed to Snow Panther [LZ0]

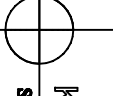
Job No	Sheet No <b>11</b>	Rev
Part		
Job Title	Ref	
	By	Date 23-Jan-14 Chd
Client	File Str1.std	Date/Time 06-Mar-2014 11:53

## ALL Mz Cont...

Node	L/C	Force-X (kg)	Force-Y (kg)	Force-Z (kg)	Moment-X (kg·m)	Moment-Y (kg·m)	Moment-Z (kg·m)
20	7	3.23E 3	126E 3	8.17E 3	17.5E 3	32.629	-6.6E 3
22	9	3.46E 3	12.8E 3	9.72E 3	21.7E 3	334.219	-6.76E 3
1	8	-2.49E 3	58E 3	-5.38E 3	-10.1E 3	-270.590	6.99E 3
24	6	-4.92E 3	151E 3	-13.7E 3	-26.4E 3	-263.560	7.43E 3
22	8	-4.56E 3	131E 3	-10.5E 3	-23E 3	-266.574	7.56E 3
22	6	-4.87E 3	166E 3	-10.7E 3	-23.3E 3	-247.771	7.81E 3
1	9	4.18E 3	80.9E 3	5.03E 3	9.78E 3	341.603	-9.4E 3
1	7	4.73E 3	117E 3	4.98E 3	9.77E 3	364.138	-10.1E 3
21	6	-7.44E 3	156E 3	-6.1E 3	-10.6E 3	-253.079	18.2E 3
21	8	-7.9E 3	111E 3	-6.02E 3	-10.6E 3	-273.389	19E 3
21	9	9.49E 3	65.7E 3	6E 3	10.6E 3	342.439	-22E 3
21	7	9.95E 3	111E 3	5.91E 3	10.5E 3	362.748	-22.8E 3



LANTAI	TYPE	K1	K2
Lantai 5 ke Atap			
Lantai 1 ke Lantai 5			

  
 Keyplan Pondasi Sumuran  
 Skala 1 : 150

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :  
GAMBAR PENUNJANGAN PONDASI

SKALA 1:150

Diperiksa :  
Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imanto, MT.

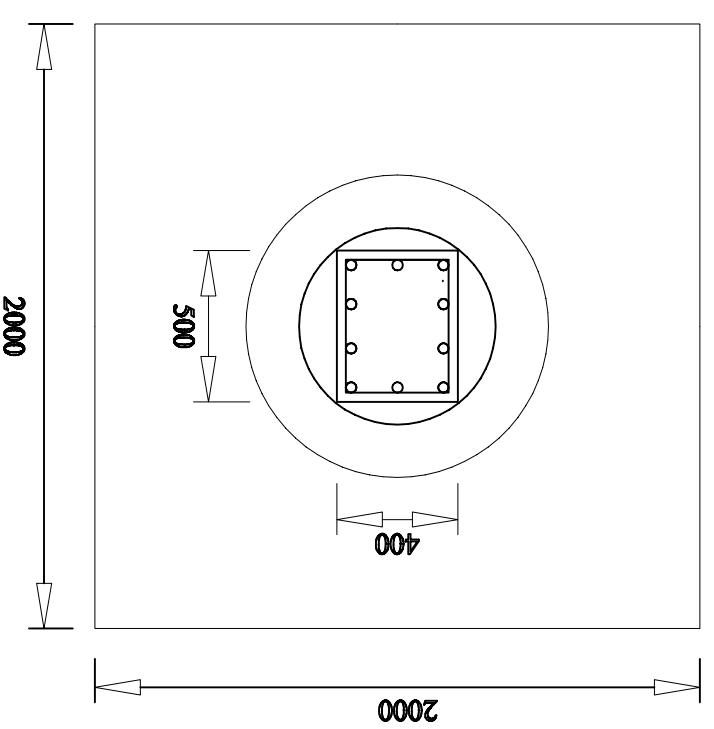
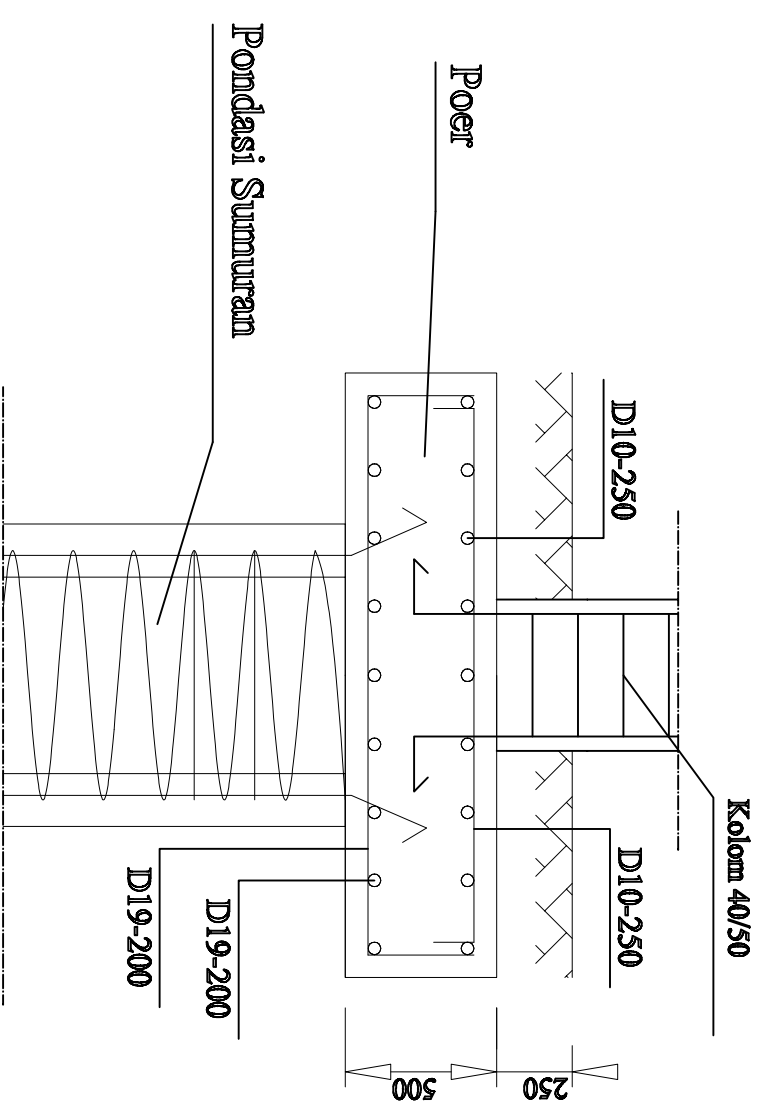
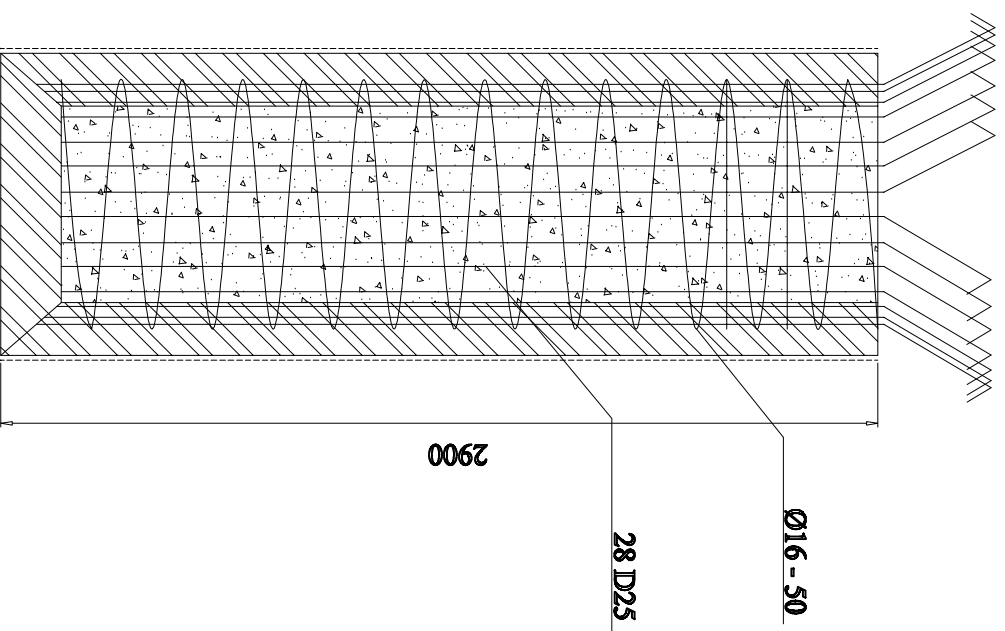
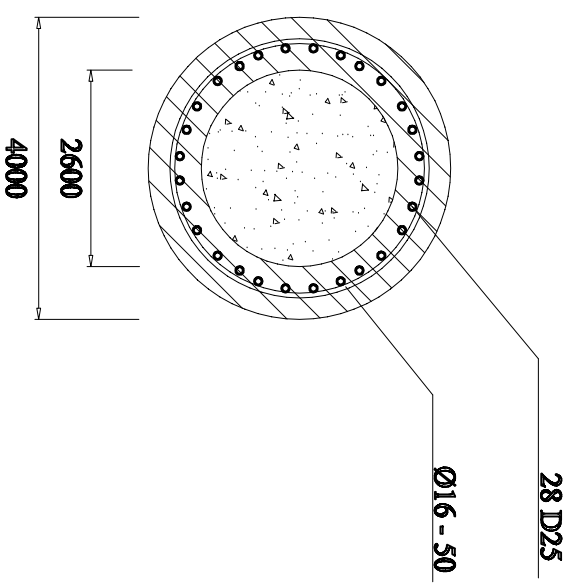
Dosen Pembimbing II

Ir. Murnasih, MT.

Nama :  
Adrianus

NIM

08.21.028



Detail Penulangan Sumuran

Skala 1 : 25

Detail Penulangan Pile Cap Type Kolom Berat

Skala 1 : 25

FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN  
JURUSAN TEKNIK SIPIL S-1

JUDUL :  
GAMBAR PENUNJANGAN PONDASI

SKALA 1:25

Diperiksa :  
Dosen Pembimbing I

Ir. Eding Iskak Imanto, MT.  
Dosen Pembimbing II

Ir. Murnasih, MT.

Nama :  
Adrianus

NIM

08.21.028