

**TUGAS AKHIR**  
**PEMANFAATAN BALOK IKAT**  
**SEBAGAI**  
**PENDUKUNG BEBAN**



Disusun Oleh : .....

**EDI MASKURI**

No. Mhs : 93 310 066

NIRM : 930051013114120065

**SANTI RACHMAWATI**

No. Mhs : 93 310 246

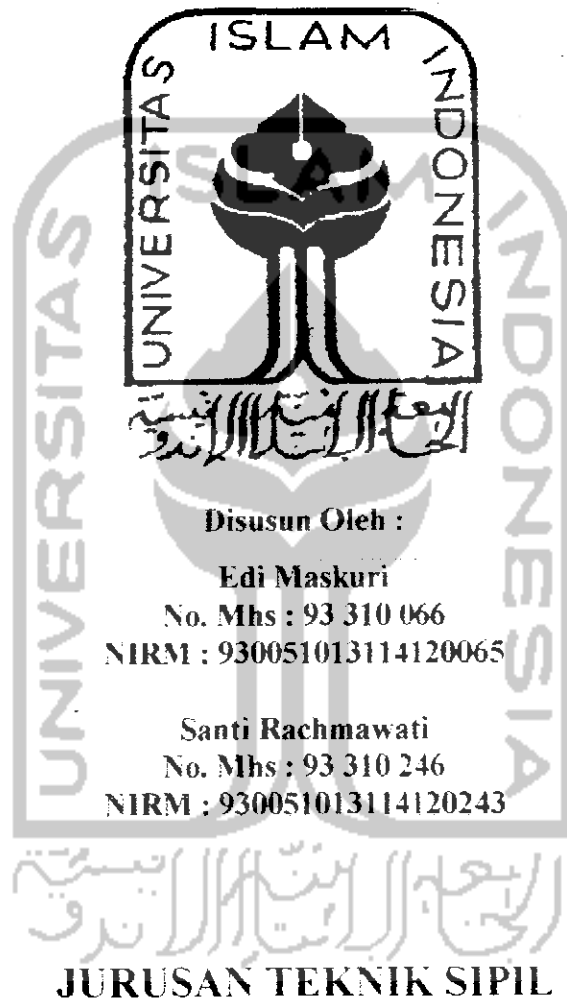
NIRM : 930051013114120243

**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**

**1998**

**TUGAS AKHIR**  
**PEMANFAATAN BALOK IKAT**  
**SEBAGAI**  
**PENDUKUNG BEBAN**

**Diajukan kepada Universitas Islam Indonesia**  
**untuk memenuhi sebagian persyaratan memperoleh**  
**derajat Sarjana Teknik Sipil**



**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**YOGYAKARTA**

**1998**

**HALAMAN PENGESAHAN**  
**TUGAS AKHIR**  
**PEMANFAATAN BALOK IKAT**  
**SEBAGAI**  
**PENDUKUNG BEBAN**

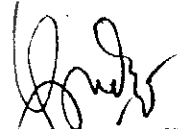
Nama : Edi Maskuri  
No. Mhs. : 93 310 066  
NIRM. : 930051013114120065

Nama : Santi Rachmawati  
No. Mhs. : 93 310 246  
NIRM. : 930051013114120243

Telah diperiksa dan disetujui oleh :

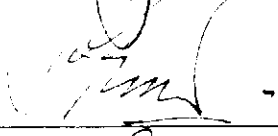
Ir. Bambang Sulistiono, MSCE  
Dosen Pembimbing I

Tanggal :

  
18-11-1998

Ir. H. Ilman Noor, MSCE  
Dosen Pembimbing II

Tanggal :

  
18-11-1998

## KATA PENGANTAR

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

Dengan segala puji syukur kami panjatkan ke hadirat Allah SWT atas segala rahmat dan hidayah-Nya, sehingga kami dapat menyelesaikan penulisan Tugas Akhir ini. Tugas Akhir ini disusun guna melengkapi salah satu syarat untuk mencapai gelar Sarjana Teknik di Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia Yogyakarta.

Kami menyadari bahwa dalam penulisan Tugas Akhir ini tidak akan terselesaikan tanpa adanya bantuan dari beberapa pihak, baik yang terlibat secara langsung maupun tidak langsung. Maka pada kesempatan ini kami mengucapkan banyak terima kasih kepada:

1. Bapak Ir. Widodo, MSCE, Ph.D, selaku Dekan Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
2. Bapak Ir. H. Tadjuddin BMA, MS, selaku Ketua Jurusan Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan Universitas Islam Indonesia.
3. Bapak Ir. Bambang Sulistiono, MSCE, selaku Dosen Pembimbing I yang telah membimbing dan mengarahkan kami, sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.
4. Bapak Ir. H. Ilman Noor, MSCE, selaku Dosen Pembimbing II yang telah membimbing dan mengarahkan kami, sehingga kami dapat menyelesaikan Tugas Akhir ini.

5. Bapak Ir. Soemarno, selaku pribadi yang ikut membantu memberikan informasi guna memperlancar penulisan Tugas Akhir ini.
6. Bapak/Ibu yang tercinta, hanya doamulah nanda dapat menyelesaikan kuliah
7. Sdr. Suhardoyo, atas bantuan editing serta printing set-nya.
8. Seluruh rekan-rekan Teknik Sipil Angkatan '93 serta semua pihak yang tidak dapat kami sebutkan satu persatu yang telah membantu terselesainya Tugas Akhir ini.

Dalam penulisan, kami menyadari bahwa pengetahuan dan pengalaman yang ada dalam diri kami sangat terbatas. Untuk itu kami mengharapkan kritik dan saran yang sifatnya membangun, sehingga dapat berguna dalam penyusunan laporan berikutnya.

Akhirnya kami berharap mudah-mudahan Tugas Akhir ini dapat bermanfaat bagi mahasiswa khususnya dan bagi semua pihak yang membutuhkan pada umumnya. Semoga Allah SWT melimpahkan rahmat-Nya kepada kita semua. Amin

Yogyakarta, Oktober 1998

Penulis

Edi Maskuri

Santi Rachmawan

**HALAMAN PERSEMBAHAN**



*Tugas Akhir ini kupersembahkan kepada :*

*Kedua orang tuaku tercinta.*

*Kakak dan adikku tersayang.*

*Teristimewa dan terkasih yang kelak menjadi pendampingku.*

## HALAMAN MOTTO

" Bacalah ! dan Tuhanmulah Yang Paling Pemurah, Yang mengajarkan (manusia) dengan perantaraan kalam. Dia mengajarkan kepada manusia apa yang tidak diketahuinya".

( QS. Al Alaq : 3-5 )

" Karena sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan, sesungguhnya sesudah kesulitan itu ada kemudahan".

( QS. Al Insyirah : 5-6 )

" Sesungguhnya seseorang merasa bersyukur jika mendapat musibah/cobaan karena di balik cobaan tersebut, menanti suatu keberuntungan/nikmat dari Allah".

( H. Abdul Muchid )

" Hidup yang berbahagia adalah hidup yang dapat memberikan kehidupan kepada orang lain".

( Albert Einstein )

الرَّبِّعَةُ الْاِسْتِغْرَافِيَّةُ

## DAFTAR ISI

	Halaman
HALAMAN JUDUL.....	i
HALAMAN PENGESAHAN.....	ii
KATA PENGANTAR.....	iii
HALAMAN PERSEMBAHAN.....	iv
HALAMAN MOTTO.....	v
DAFTAR ISI.....	vi
DAFTAR TABEL.....	vii
DAFTAR GAMBAR.....	viii
ABSTRAKSI.....	ix
I. PENDAHULUAN	
1.1 Latar Belakang Masalah.....	1
1.2 Tujuan Penulisan.....	3
1.3 Batasan Masalah.....	4
1.4 Manfaat.....	4
1.5 Metodologi.....	5
II. LANDASAN TEORI	
2.1 Analisis Daya Dukung Tanah.....	6
2.1.1 Persamaan Daya Dukung Tanah Terzaghi.....	6
2.1.2 Persamaan Daya Dukung Tanah Meyerhof.....	7
2.1.3 Persamaan Daya Dukung Tanah Hansen.....	8



2.1.4	Persamaan Daya Dukung Tanah Vesic.....	10
2.2	Pondasi Telapak.....	10
2.2.1	Kedalaman Pondasi.....	11
2.2.2	Bentuk Dan Ukuran Pondasi.....	11
2.3	Analisis Stabilitas	
2.3.1	Jenis Pembebanan.....	11
	a. Beban Titik.....	11
	b. Beban Terbagi Merata.....	12
	c. Tinjaan Penggeseran.....	12
2.3.2	Analisis Pembebanan.....	13
2.4	Struktur Beton	
2.4.1	Struktur Pondasi	
	a. Dimensi Telapak.....	16
	b. Kiri Geser.....	20
2.4.2	Dimensi Kaki Tumpuan	
	A. Perencanaan kolom dengan metode diagram interaksi aksial-momen.....	23
	B. Metode Pembekuan Momen.....	24
2.4.3	Dimensi Balok Sloof.....	26
	a. Analisis Balok Sloof Tulangan Sebelah.....	26
	b. Analisis Balok Sloof Tulangan Rangkap.....	29

### III. ANALISIS

3.1	Pembebanan.....	33
3.2	Pendimensian Sloof.....	35
a.	Perencanaan Tulangan Sebelah.....	35
b.	Perencanaan Tulangan Rangkap.....	37
c.	Perencanaan Tulangan Geser.....	39
3.3	Pendimensian Kolom.....	
a.	Pendimensian Kolom Utama.....	42
b.	Pendimensian Kolom Tengah.....	52
c.	Pendimensian Kolom Tepi (Bawah).....	62
3.4	Perencanaan Pondasi.....	
3.4.1	Daya Dukung Tanah.....	72
3.4.2	Perencanaan Penulangan.....	80
3.4.3	Stabilitas Pondasi.....	82
3.4.4	Desain Pracetis.....	84
3.5	Pondasi Menerus (Stal).....	86
3.6	Analisis Perbandingan Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi Menerus dengan Pondasi Tumpak.....	89

### IV. PEMBAHASAN

4.1	Struktural.....	97
4.2	Ekonomi.....	97

V. PENUTUP

5.1 Kesimpulan.....	101
5.2 Saran.....	101

Daftar Pustaka

Lampiran



## DAFTAR TABEL

Tabel 2.1	Kombinasi Faktor Beban Untuk Menentukan Kekuatan Yang Diperlukan U Dalam Pedoman SKSNI-T-15-1991-03.....	16
Tabel 2.2	Koefisien Reduksi Kekuatan.....	17
Tabel 3.1	Perhitungan interaksi kolom $12 \times 12$ cm ( $A_{st} = 0.01 A_g$ ).....	47
Tabel 3.2	Perhitungan interaksi kolom $12 \times 12$ cm ( $A_{st} = 0.02 A_g$ ).....	47
Tabel 3.3	Perhitungan interaksi kolom $12 \times 12$ cm ( $A_{st} = 0.03 A_g$ ).....	48
Tabel 3.4	Perhitungan interaksi kolom $12 \times 12$ cm ( $A_{st} = 0.04 A_g$ ).....	48
Tabel 3.5	Perhitungan interaksi kolom $10 \times 10$ cm ( $A_{st} = 0.01 A_g$ ).....	57
Tabel 3.6	Perhitungan interaksi kolom $10 \times 10$ cm ( $A_{st} = 0.02 A_g$ ).....	57
Tabel 3.7	Perhitungan interaksi kolom $10 \times 10$ cm ( $A_{st} = 0.03 A_g$ ).....	58
Tabel 3.8	Perhitungan interaksi kolom $10 \times 10$ cm ( $A_{st} = 0.04 A_g$ ).....	59
Tabel 3.9	Perhitungan interaksi kolom $15 \times 15$ cm ( $A_{st} = 0.01 A_g$ ).....	67
Tabel 3.10	Perhitungan interaksi kolom $15 \times 15$ cm ( $A_{st} = 0.02 A_g$ ).....	67
Tabel 3.11	Perhitungan interaksi kolom $15 \times 15$ cm ( $A_{st} = 0.03 A_g$ ).....	68
Tabel 3.12	Perhitungan interaksi kolom $15 \times 15$ cm ( $A_{st} = 0.04 A_g$ ).....	68
Tabel 3.13	Daftar Harga Satuan Bahan Bangunan.....	89
Tabel 3.14	Daftar Upah Tenaga.....	89
Tabel 3.15	Perhitungan Upah Dan Bahan.....	90
Tabel 3.16	Harga Pekerjaan Beton Bertulang per M <sup>3</sup> .....	93

Tabel 3.17A Harga Borongan Pembuatan Pondasi Dan Sloof

Untuk Pondasi Menerus ( Staal ) ..... 96

Tabel 3.17B Harga Borongan Pembuatan Pondasi Dan Sloof

Untuk Pondasi Telapak ..... 96

Tabel 4.1 Perbandingan Volume Pekerjaan Seragam ..... 98

Tabel 4.2 Penggunaan Tenaga Kerja ..... 98

Tabel 4.3 Perbandingan Volume Pekerjaan Tidak Seragam ..... 99



## DAFTAR GAMBAR

Gambar 2.1	Reaksi Tanah Akibat Beban.....	14
Gambar 2.2	Anggapan Yang Digunakan Untuk Desain Kekuatan Ultimit..	18
Gambar 2.3	Desain Balok Tulangan Sebelah.....	26
Gambar 2.4	Desain Balok Tulangan Rangkap.....	30
Gambar 3.1	Denah Rencana Pembebanan.....	34
Gambar 3.2	Diagram Gaya Lintang.....	40
Gambar 3.3	Diagram Interaksi Kolom 12×12 cm.....	50
Gambar 3.4	Diagram Interaksi Kolom 10×10 cm.....	60
Gambar 3.5	Diagram Interaksi Kolom 15×15 cm.....	70
Gambar 3.6	Gaya Geser Pondasi Satu Arah.....	75
Gambar 3.7	Dimensi Dan Penulangan Pondasi Telapak Dengan Kolom 15×15cm.....	85
Gambar 3.8	Dimensi Dan Penulangan Pondasi Telapak Dengan Kolom 10×10cm.....	85
Gambar 3.9	Denah Pondasi Stal.....	80
Gambar 3.10	Dimensi Pondasi Stal.....	87

## ABSTRAKSI

Balok ikat (sloof) merupakan unsur bangunan yang vital peranannya. Balok ikat (sloof) pada rumah tinggal biasanya hanya di desain sebagai pengaku atau lapis kedap air pada tembok, sehingga dirasakan kurang dimanfaatkan, maka perlu dipikirkan untuk mengoptimalkan fungsi sloof dengan kekuatan yang ada guna mendukung beban yang berada di atasnya. Pondasi menerus yang biasa digunakan masyarakat umum ternyata masih mengandung unsur pemborosan dalam pelaksanaan di lapangan, baik dari segi biaya maupun waktu pelaksanaan. Sistem pondasi telapak dipilih karena bentuknya yang sederhana dan memungkinkan adanya pabrikasi untuk mempercepat pelaksanaan, tujuannya yaitu agar pengguna pondasi batu kali jenis stial mempunyai alternatif lain seperti pondasi telapak dengan memanfaatkan sloof sebagai pendukung beban. Pondasi telapak dengan balok pendukung beban faktor keamanannya sebanding dengan pondasi batu kali jenis menerus dan akan menghemat waktu pelaksanaannya.

Perhitungan untuk menganalisis reaksi struktur balok dan kolomnya memakai program Microfeap II. Analisis menghasilkan pemakaian balok apabila difungsikan sebagai balok pendukung dari beton bertulang dengan ukuran 12/22 cm dan pemakaian kolom-kolom dengan ukuran masing-masing 10×10 cm, 12×12 cm dan 15×15 cm.

Adanya sistem pracetak terbukti menghemat waktu dan biaya. Selisih biaya yang diperoleh dari pemakaian bahan bangunan sebesar Rp. 1.155.000.

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
الرَّبِيعَةُ الْاِسْتِاْرَاتِجِيَّةُ

## BAB I

### PENDAHULUAN

#### 1.1 Latar Belakang

Kemajuan teknologi sipil di Indonesia terus mengalami peningkatan seiring dengan tuntutan mutu, waktu dan biaya dalam pelaksanaan suatu proyek. Para engineer terus tertantang untuk bisa menggunakan metode paling efisien. Salah satu cara yang ditempuh dengan cara menggantikan semaksimal mungkin pekerjaan-pekerjaan yang biasanya dilakukan di lapangan dengan metode konstruksi yang dapat dilakukan di pabrik.

Salah satu kendala dalam penentuan jumlah perumahan sesuai dengan kebutuhan secara cepat dan efisien adalah dengan pemakaian metode tertentu untuk lebih mempercepat waktu pelaksanaan dan meminimalkan biaya yang digunakan sehingga didapatkan bangunan perumahan yang efisien namun tidak mengabaikan faktor keamanan dan keawetannya. Pondasi sebuah rumah merupakan bagian dari sebuah bangunan yang berguna untuk menahan beban keseluruhan di atasnya dan meneruskannya ke dalam tanah sebagai lapis pendukung utama bangunan. Elemen pondasi pra-cetak merupakan salah satu terobosan yang penting dalam penggunaan metode konstruksi yang tepat guna. Sebagai pembanding, untuk membangun suatu pondasi menerus untuk rumah tinggal yang biasa digunakan akan memerlukan waktu rata-rata sekitar 15 - 20 hari



kerja, sedangkan jika menggunakan metode pondasi telapak terfabrikasi hanya memerlukan waktu sekitar 4 - 6 hari saja.

Dalam memasang pondasi jenis stiel (menerus), penggunaan batu kali yang dibentuk dan disusun mengikuti bentuk pembagian ruang dari bangunan yang bersangkutan akan berakibat borosnya pemakaian batu kali sedangkan batu kali sendiri adalah kekayaan alam yang keberadaannya tidak dapat diperbaharui dan dirasakan semakin lama keberadaannya semakin menipis. Sebagai ilustrasi, untuk sebuah bangunan rumah seluas  $110 \text{ m}^2$  diperlukan batu kali sekitar  $50 \text{ m}^3$ . Jika kebutuhan rumah yang harus dibangun jumlahnya ratusan bahkan ribuan dan luas bangunan yang bervariasi, bisa dibayangkan jumlah batu kali yang diambil dan diangkut ke kota tempat proyek itu berada.

Untuk menghindari peristiwa tersebut maka mulai dipikirkan perlunya alternatif pemakaian pondasi telapak yang didesain irit penggunaan materialnya, murah harganya serta mempunyai kekuatan yang sebanding dengan sistem pondasi konvensional yang ada dan dimungkinkan dapat diaplikasikan dalam bentuk pondasi "beton precast" untuk memudahkan pemasangan di lapangan dan dikombinasikan dengan pemakaian sloof sebagai bagian struktur yang menahan beban. Kebanyakan sloof hanya dipakai sebagai bangunan kedap air dan sebagai penyangga bangunan agar tidak bergoyang. Konsep "precast" itu sendiri mengandung arti peluang untuk bisa didesain ulang dan diproduksi massal sehingga lebih murah dan mempunyai kualitas yang relatif sama.

Pondasi telapak yang akan didesain nantinya berujud seperti plat beton bertulang yang diberikan media penyambung dengan kolom yang dicor ditempat agar didapat sambungan pondasi dengan kolom yang monolit. Sambungan yang ada harus mampu menghasilkan kontinuitas untuk menyalurkan semua tegangan-tegangan yang ada baik tekan, tarik maupun geser yang terjadi serta membentuk kestabilan. Sloof akan diperlakukan sebagai portal balok pendukung beban diatasnya, menggantikan pondasi staal. Berdasarkan persoalan diatas maka perlu dipertimbangkan pemecahannya dan masalah tersebut akan diangkat dan menjadi inti dari penulisan Tugas Akhir ini.

## 1.2 Tujuan Penulisan

Tujuan dari studi literatur dalam rangka penyusunan tugas akhir ini adalah :

1. Agar diperoleh dimensi pondasi telapak yang efisien.
2. Mengoptimalkan peran pondasi telapak dan sloof untuk bangunan rumah tinggal dan mendapatkan ukuran standar yang nantinya dapat diaplikasikan bagi rumah tinggal satu lantai
3. Mempunyai nilai jual sehingga memungkinkan pabrikasi.

### 1.3 Batasan Masalah

Sebagai batasan ruang lingkup penganalisisan dalam Tugas Akhir ini adalah :

1. Analisis dilakukan pada pondasi untuk bangunan rumah tinggal yang tidak bertingkat.
2. Pondasi yang digunakan adalah pondasi dangkal jenis telapak dan sebagai pembanding mengacu pada pondasi batu kali jenis menerus ( pondasi staal ) yang biasa digunakan oleh masyarakat yang mempunyai dimensi trapesium 30/80 dan dimensi sloof 12/12.
3. Peraturan yang dipakai adalah SK SNI T-15-1991-03 dan Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987
4. Struktur sloof pada pondasi telapak diasumsikan sebagai balok dalam portal.
5. Struktur pondasi telapak memakai struktur beton bertulang.
6. Perhitungan harga satuan pekerjaan dan bahan berdasarkan standar di daerah D.I. Yogyakarta.

### 1.4 Manfaat

Manfaat yang diharapkan secara umum adalah desain pondasi telapak setempat untuk rumah tinggal dapat dipergunakan secara efisien, sehingga dapat mengatasi pemborosan baik segi waktu dan biaya dan hasil pelaksanaan dapat dicapai secara baik.

## 1.5 Metodologi

Penulisan Tugas Akhir ini dilakukan dengan cara :

1. Studi pustaka dari beberapa buku, literatur, jurnal dan tulisan ilmiah
2. Penjelasan langsung dari pihak yang menggunakan pondasi jenis ini.



## BAB II

### LANDASAN TEORI

#### 2.1 Analisis Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah ijin menunjukkan beban maksimum yang dapat diterima oleh tanah. Daya dukung tanah yang diijinkan ditetapkan berdasarkan prinsip-prinsip mekanika tanah. Tanah akan mengalami perubahan struktur jika dibebani berupa penurunan (settlement). Semakin besar beban yang diberikan kepada tanah maka penurunannya semakin besar. Daya dukung tanah ijin didefinisikan sebagai beban maksimum yang bekerja persatuan luas pada tanah yang masih mampu mendukung beban, tanpa mengalami penurunan.

Jenis pondasi dan dimensi pondasi yang akan digunakan dipengaruhi oleh daya dukung tanah, karena banyak sekali macam tanah dan kombinasi tanah yang ditemui di lapangan. Tidak ada satupun metoda penentuan tekanan tanah ijin yang bisa berlaku untuk semua jenis tanah. Di bawah ini disampaikan beberapa teori untuk menetapkan kuat dukung tanah.

##### 2.1.1 Persamaan Daya Dukung Tanah Terzaghi

Salah satu persamaan yang digunakan untuk menghitung daya dukung tanah ijin untuk jenis pondasi dangkal bentuk bujur sangkar adalah persamaan Terzaghi, yaitu:

$$q_u = 1,3.C.N_c + q.N_q + 0,4.\gamma.B.N_\gamma \quad (2.1)$$

dengan :

$$a = e^{(0,75 \cdot \pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_c - 1) \cot \phi$$

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cdot \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \cdot \left[ \frac{K \rho \gamma}{\cos^2 \phi} - 1 \right]$$

Persamaan Terzaghi dihasilkan dari teori daya dukung yang diubah dan dikembangkan oleh Prandtl (1920), yaitu teori plastis dengan menganalisis penghujaman sebuah alas yang kaku ke dalam bahan yang lunak (tanah). Alas yang runcing akan lebih dulu menancap dari pada alas yang tumpul. Prinsip ini digunakan dalam pembuatan pondasi, semakin lebar alas pondasi maka akan lebih aman daripada pondasi yang menggunakan alas pondasi yang kecil. Kemudian teori keruntuhan plastis digunakan oleh Terzaghi untuk mengevaluasi besarnya daya dukung tanah dibawah pondasi dangkal. Persamaan-persamaan di atas menurut Terzaghi diperuntukkan untuk pondasi dangkal dengan kedalaman pondasi lebih kecil atau sama dengan lebar pondasi:  $D_f \leq B$

### 2.1.2 Persamaan Daya Dukung Meyerhof

Meyerhof (1951) menganalisa daya dukung tanah dengan memperhatikan faktor kemiringan selain faktor kedalaman. Faktor kemiringan tanah apabila ada,

jenis beban yang bekerja miring. Secara umum persamaan daya dukung tanah

Mayerhof yaitu:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma \quad (2.2)$$

dengan:

$$N_q = e^{-\pi \tan \phi} \cdot \tan^2 (45 + \phi/2)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \tan (1,4 \phi)$$

$$S_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot B^{-1}$$

untuk semua  $\phi$

$$S_q = S_\gamma = 1$$

untuk  $\phi \geq 10^\circ$

$$d_c = 1 + 0,2 \sqrt{K_p D / B}$$

untuk semua  $\phi$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

untuk  $\phi \geq 10^\circ$

### 2.1.3 Persamaan Daya Dukung Tanah Hansen

Hansen (1970) memberikan suatu persamaan daya dukung tanah yang merupakan penyempurnaan Mayerhof dengan memasukkan faktor-faktor tambahan yaitu untuk telapak yang dimiringkan. Persamaan ini dapat digunakan untuk bentuk pondasi dan kedalaman yang lebih sulit. Secara umum persamaan daya dukung Hansen dapat ditulis:

$$q_u = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot g_c \cdot b_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot g_q \cdot b_q + 0,5 \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot g_\gamma \cdot b_\gamma \quad (2.3)$$

dengan:

$N_q$  dan  $N_c$  = sama seperti Mayerhof

$$Nq = 2 ( Nq + 1 ) \tan \phi$$

$$Sc = 1 + \frac{Nq \cdot B}{Nc \cdot L}$$

$$Sq = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$$

$$Sy = 1 - 0.4 \frac{B}{L}$$

$$dc = 1 + 0.4 \tan^2 \frac{D}{B}$$

$$dq = 1 + 2 \tan \phi ( 1 - \sin \phi )^2 \tan \frac{D}{B}$$

$$dy = 1$$

$$k = \eta \frac{1 - iq}{Nq - 1}$$

$$iq = \left[ 1 - \frac{0.5 \cdot H}{V + Af \cdot ca \cdot ctg \phi} \right]^5$$

$$iy = \left[ 1 - \frac{0.7 \cdot H}{V + Af \cdot ca \cdot ctg \phi} \right]^5$$

$$zc = 1 - \frac{\psi}{147^\circ}$$

$$zq = zy = ( 1 - 0.5 \tan \psi^\circ )^5$$

$$bx = 1 - \frac{\eta^\circ}{147^\circ}$$

$$bq = by = \exp(- 2\eta \tan \phi)$$

Af = luas telapak efektif ( B . L )



### 2.1.4 Persamaan Daya Dukung Vesic

Persamaan daya dukung tanah yang digunakan oleh Vesic (1973) tidak jauh berbeda dengan yang dinyatakan oleh Meyerhof, perbedaannya terdapat pada pemakaian  $N_q$ , yaitu:

$$N_q = 2 \cdot (N_q + 1) \tan \phi \quad (2.4)$$

## 2.2 Pondasi Telapak

Pondasi telapak adalah suatu pondasi yang mendukung bangunan secara langsung pada tanah pondasi, dengan perletakan pada lapisan tanah yang cukup tebal dengan daya dukung tanah cukup aman. Pondasi telapak umumnya dibangun diatas tanah pendukung pondasi dengan membuat suatu tumpuan yang bentuk dan ukurannya sesuai dengan beban bangunan dan daya dukung tanah dibawah pondasi. Pondasi tersebut bersatu dengan bagian utama bangunan sehingga merupakan suatu konstruksi yang monolit. Konstruksi bangunan yang monolit secara keseluruhan menjadikan bangunan tersebut aman terhadap penurunan (akibat dari pembebanan arah vertikal) dan penggeseran (akibat pembebanan arah horisontal).

Jenis pondasi yang dianalisis adalah pondasi pelat beton bertulang penyederhanaan dari pondasi yang biasa digunakan pada pondasi rumah tinggal bentuk menerus (staal). Pelat beton bertulang diletakkan di bawah kolom utama untuk meneruskan beban kolom secara setempat. Apabila dihitung secara cermat,

optimalisasi pondasi dengan cara diatas akan menghemat waktu, biaya, maupun tenaga kerja.

### 2.2.1 Kedalaman pondasi

Kedalaman alas pondasi terletak pada lapisan tanah pendukung yang mempunyai kualitas cukup baik. Kedalaman letak pondasi berarti bahwa pada kedalaman tanah beban yang dilimpahkan pada pondasi dapat mengubah tegangan yang ada pada tanah sehingga cukup untuk mengatasi pengaruh pada penurunan pondasi. Kedalaman pondasi di rencanakan sesuai untuk pondasi dangkal yaitu dengan kedalaman 1 meter di bawah muka tanah.

### 2.2.2 Bentuk dan ukuran pondasi

Sebagai pengganti dari pondasi menerus (stabil) akan dipakai pondasi telapak bujur sangkar. Perhitungan untuk merencanakan bentuk dan ukuran pondasi ini dipengaruhi oleh beberapa faktor, antara lain: daya dukung tanah dan beban yang akan bekerja.

## 2.3 Analisis Stabilitas

### 2.3.1 Jenis Pembebanan

#### a. Beban Titik (P)

Jenis beban titik dapat berupa beban atap, kolom, lantai, dan beban lain yang disalurkan atau didukung oleh kolom dari bangunan itu. Beban titik dapat

juga merupakan resultan dari gaya-gaya vertikal yang bekerja pada bangunan tersebut dan garis kerjanya melalui pusat berat alas pondasi. Dalam hal ini digunakan suatu anggapan bahwa tanah di bawah alas pondasi adalah homogen, sehingga reaksi tanah akibat beban yang bekerja merata pada seluruh alas pondasi.

b. Beban Terbagi Merata (q)

Beban terbagi merata adalah beban yang berasal dari beban tetap yang dapat berupa beban atap, beban dinding, dan akibat balok sloof sendiri yang dilimpahkan ke balok sloof. Beban merata tersebut yang kemudian ditransfer ke pondasi menjadi beban titik.

c. Tinjauan Terhadap Pergeseran

Angka keamanan terhadap geseran dapat diperoleh dengan rumus:

( Lucio Canonica, MSc. CE.ETHZ )

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

$$K_p = \gamma g^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right)$$

$$K_a = \gamma g^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

$$T = \text{gaya penyebab geseran} = E_a$$

dengan  $V$  = gaya vertikal pada pondasi, didapat angka keamanan terhadap geseran:

$$\delta_s = \frac{V \tan \phi + c \cdot B + (0.5Ep)}{\tau} \geq 1.5, \text{ untuk beban tetap}$$

$$\geq 1.3, \text{ untuk beban sementara}$$

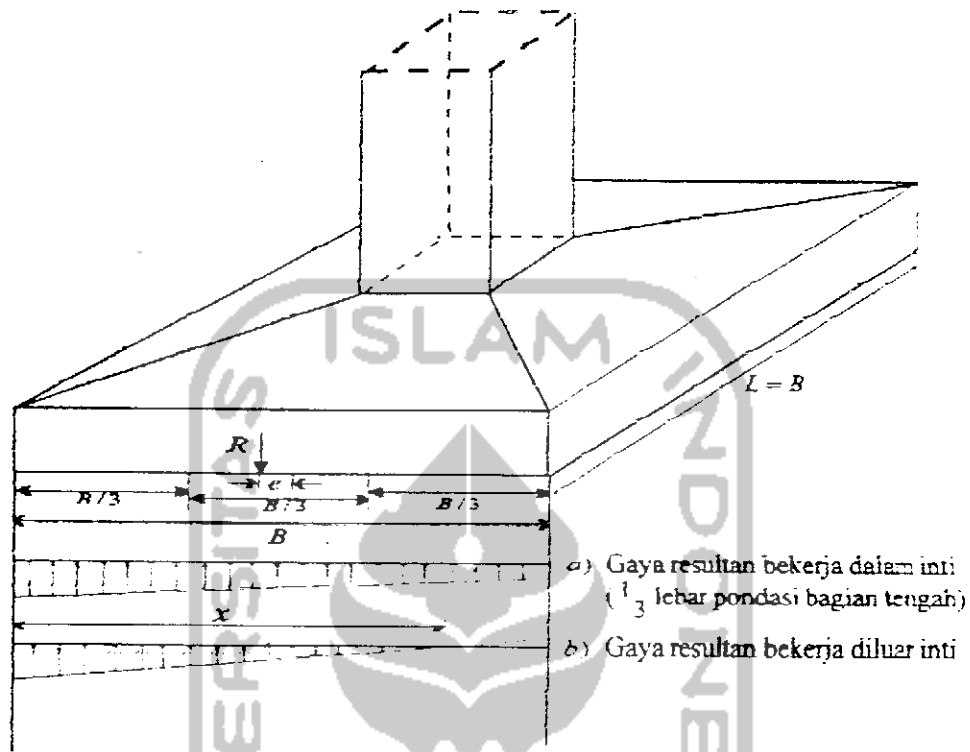
### 2.3.2 Analisis Pembebanan

Sebuah pondasi terbebani secara sentris apabila kolom yang didukungnya menerima beban tepat pada pusat berat alas pondasinya. Dengan asumsi demikian maka pondasi yang ada diperhitungkan tidak menerima gaya momen akibat dari beban angin maupun beban gempa dan tidak memperhitungkan pula akibat gaya geser pada pertemuan kolom dengan pondasinya.

Pondasi yang terbebani secara eksentris terjadi apabila kolom yang didukungnya tidak konsentris terhadap luas dari pondasi atau apabila kolom menyalurkan pada sambungannya dengan pondasi bukan hanya sebagai beban vertikal saja tetapi juga momen lentur. Pada keadaan ini efek beban pada dasar pondasi dapat diwakili dengan beban vertikal  $P$  dan sebuah momen lentur  $M$ .

Dalam persamaan 2.5 dan 2.6 berikut, kesannya reaksi tanah yang dipakai untuk merencanakan tumpuan umumnya didasarkan persamaan tersebut, berdasarkan anggapan bahwa tanah merupakan suatu bahan yang elastis. Reaksi yang disebabkan oleh berat sendiri dan berat tanah diatas tumpuan juga termasuk

beban, maka gaya pada penampang tumpuan dihitung berdasarkan pengurangan pada bagian tersebut (Kazuto Nakazawa, 1990).



Gambar 2.1 Reaksi Tanah Akibat Beban

1) Jika titik tangkap resultan gaya terletak di dalam batas  $1/3$  dari tepi dasar masing-masing sisi ( $e$  di dalam inti dari dasar pondasi):

$$\left. \begin{array}{l} q_{\max} \\ q_{\min} \end{array} \right\} = \frac{F}{L \cdot B} = \frac{6M_x}{L \cdot B^2} = \frac{F}{L \cdot B} \left( 1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.5)$$

2) Jika titik tangkap gaya resultan terletak di luar batas 1/3 dari tepi dasar masing-masing sisi (di luar inti dari dasar pondasi):

$$q_{\max} = \frac{2V}{L \cdot x} \quad (2.6)$$

dengan:

$V$  = Beban vertikal yang bekerja pada dasar pondasi ( ton )

$M_b$  = Momen yang bekerja terhadap pusat dasar pondasi

(ton.meter)

$$M_b = V \cdot e$$

$e$  = Eksentrisitas pembebanan (meter)

$x$  = Lebar mantap dari kena reaksi pondasi (meter)

$$x = 3(B/2 - e)$$

$B$  = Lebar pondasi (meter)

$L$  = Panjang pondasi ( bujursangkar =  $B$  ) (meter)

Apabila luas pondasi yang diperlukan telah diperoleh, maka pondasi tersebut harus direncanakan supaya dapat mempunyai kekuatan yang diperlukan untuk memikul gaya-gaya yang bekerja. Untuk tujuan ini berlaku faktor beban dari pedoman untuk pondasi yang sama seperti struktur lainnya. Dengan demikian, untuk perencanaan kekuatannya, pondasi harus didesain dengan memperhitungkan efek beban luarnya, sebagaimana ditampilkan dalam tabel 2.1 :

Tabel 2.1 Kombinasi Faktor Beban Untuk Menentukan Kekuatan yang diperlukan U dalam pedoman SK SNI T-15-1991-03

Kondisi	U
1. Beban mati D + beban hidup L	$1,2D + 1,6L$
2. Beban mati + beban hidup + beban angin W + apabila ketiganya saling memperkuat	$0,75(1,2D+1,6L+1,6W)$
3. Sama seperti pada 2 dengan memperhitungkan kemungkinan beban hidup L yang penuh atau kosong untuk mendapatkan kondisi paling berbahaya	$0,9 D + 1,5 W$
4. Apabila disamping gaya gravitasi bekerja juga gaya tekan tanah lateral H yang akibatnya saling memperkuat	$1,2D+1,6L+1,6H$

## 2.4 Struktur Beton

### 2.4.1 Struktur Pondasi

#### a. Dimensi Telapak

Pondasi telapak untuk struktur rumah tinggal biasanya tidak bertulang dan dibatasi untuk memikul beban tidak lebih dari 6 sampai 10 kips (Bowles). Perencanaan pondasi telapak terdiri dari penentuan kedalaman yang sesuai untuk menahan gaya gesernya dan luas base tulangan untuk menahan lenturan. Untuk perencanaan dengan beban yang relatif kecil dimungkinkan adanya proses pabrikasi. Untuk mendapatkan dimensi telapak didasarkan persamaan sebagai berikut:

$$A_f = \frac{P_u}{q_u} \quad (2.7)$$

dengan:

$A_i$  = dimensi telapak (  $m^2$  )

$P_u$  = beban yang diijinkan (memakai faktor beban)

$q_u$  = daya dukung tanah yang diijinkan

Persamaan diatas berlaku untuk semua kondisi tanah, yang membedakan adalah besarnya daya dukung ijin, disesuaikan dengan kondisi tanah pada lokasi pekerjaan.

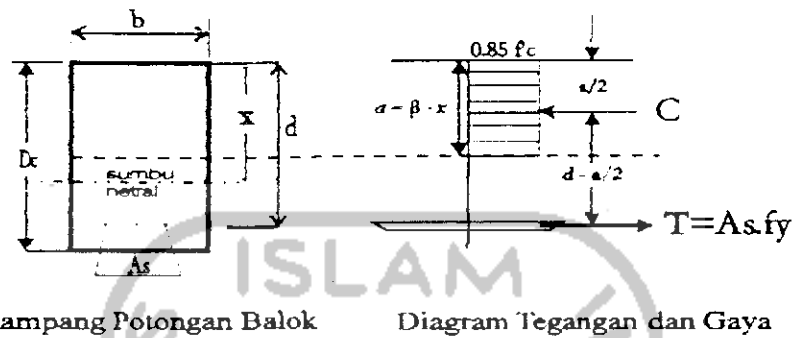
Untuk pendimensian struktur pondasi secara keseluruhan, dilakukan kontrol terhadap kuat geser yang terjadi dengan mengetahui kedalaman pondasinya. Anggapan-anggapan yang digunakan pada perencanaan pondasi disesuaikan dengan SK SNI T-15-1991-03. Perencanaan kekuatan memerlukan perubahan beban rencana kerja menjadi beban ultimate, dengan memberikan koefisien faktor-faktor beban. Perencanaan kekuatan memperhatikan kualitas kerja dan ketidakpastian yang lain, dengan menggunakan faktor-faktor  $\phi$  berikut ini:

Tabel 2.2 Koefisien Reduksi Kekuatan

Tinjauan Perencanaan	$\phi$
Momen tanpa beban aksial	0,9
Beban aksial, beban aksial dengan lentur	0,8
Beban aksial tekan dengan lentur, dikatkan	0,5



Untuk mengetahui distribusi gaya yang bekerja pada hasil disain telapak dapat dilihat pada gambar dibawah ini:



Gambar 2.2 Anggapan yang Digunakan untuk Desain Kekuatan Ultimit

penjumlahan gaya-gaya horisontal  $\sum F_H = 0$ , menghasilkan  $C = T$ , dan menganggap blok tegangan tekan berbentuk segi empat siku-siku yang dimensinya diperlihatkan, sehingga

$$C = 0.85 \cdot f_c \cdot a \cdot b \quad (2.8)$$

$$T = A_s \cdot f_y \quad (2.9)$$

Dengan menjumlahkan momen pada sebuah titik perputaran  $\phi$  pada  $C$  atau  $T$  didapatkan momen:

$$M = T (d - a/2) = C (d - a/2) \quad (2.10a)$$

$$M_u = \phi A_s f_y (d - a/2) \quad (2.10b)$$

Selain itu, suku-suku  $\rho$  dan  $q$  didefinisikan sebagai berikut:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad q = \frac{\rho \cdot f_y}{f_c}$$

maka

$$M_u = \phi b \cdot d \cdot f_c \cdot q (1 - 0.59q) \quad (2.10c)$$

Rasio baja pada sebuah penampang perencanaan seimbang dinyatakan sebagai  $\rho_b$ .

Untuk memastikan penampang mengalami keruntuhan tarik dan bukan keruntuhan tekan beton, maka diambil  $\rho_u < 0.75 \rho_b$  dengan persentase penguatan (penulangan) seimbang, dihitung berdasarkan regangan beton pada tegangan ulunit sebesar 0.003 dan  $E_s = 29 \times 10^6$  psi atau 200.000 Mpa dengan persamaan sebagai berikut:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c \cdot 600}{f_y \cdot (600 + f_y)} \quad (2.11)$$

Faktor  $\beta_1$  pada persamaan diatas dapat ditetapkan dengan persamaan sebagai berikut:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 (f_c - 4 \text{ ksi}) \geq 0.65$$

$$\beta_1 = 0.85 - 0.008 (f_c - 30 \text{ Mpa}) \geq 0.65$$

### b. Kuat Geser

Karena pondasi telapak bekerja ke arah x dan y, perhitungan kuat gesernya harus mempertimbangkan dua jenis yang berbeda yaitu geser pons (geser dua sumbu) dan kuat geser balok (geser satu sumbu). Pada umumnya tebal pondasi yang diperlukan ditentukan berdasarkan pada syarat kuat geser yang harus dipenuhi. Gaya geser dua arah sumbu disebut juga sebagai geser pons, karena kolom meneruskan beban terpusat seluas ukuran kolom ke plat telapak pondasi yang mengakibatkan timbulnya tegangan di sepanjang keliling kolom. Beberapa percobaan membuktikan bahwa bentuk kegagalan kuat geser pons berupa retakan membentuk piramida terpancung melebar ke bawah. Sesuai dengan SK SNI T-15-1991 - 03 - pasal 3.4.11 ayat 1, penampang kritis geser dua arah ditentukan sebagai bidang vertikal terhadap telapak pondasi, mengelilingi kolom dengan panjang keliling minimum  $b_o$  pada jarak tidak kurang dari setengah tinggi efektif fondasi dari muka kolom.

Perencanaan fondasi yang bekerja pada dua arah didasarkan pada nilai kuat geser  $V_n$  yang ditentukan tidak boleh lebih besar dari  $V_c$  kecuali apabila dipasang penulangan geser. Dari ketentuan SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.4.11 ayat 2,  $V_c$  ditentukan dari nilai terkecil dari persamaan-persamaan berikut ini.

$$V_c = \left[ 1 + \frac{2}{\beta_c} \right] \left( 2\sqrt{f_c'} \right) b_o \cdot d \quad \text{Pers. SK-SNI-T-15-1991-03 (2.12)}$$

$$V_c = \left[ \frac{\alpha_s \cdot d}{b_o} + 2 \right] \left( \frac{1}{12} \sqrt{f_c'} \right) b_o \cdot d \quad \text{Pers. SK-SNI-T-15-1991-03 (2.13)}$$

$$V_c = \left(4\sqrt{f_c'}\right) b_w \cdot d$$

Pers. SK-SNI-T-15-1991-03 (2.14)

dengan :

$\beta_c$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek dari beban terpusat yang bekerja atau bidang reaksi.

$b_w$  = panjang keliling penampang kritis geser dua arah yang bekerja pada pondasi telapak.

$V_c$ ,  $f_c'$ , dan  $d$  seperti yang telah ditentukan terdahulu, sedangkan nilai  $\alpha_c$  adalah 40 untuk kolom interior, 30 untuk kolom eksterior, dan 20 untuk kolom sudut.

Penggunaan penulangan geser di dalam pondasi tidak disarankan karena tidak praktis, terutama berkaitan dengan kesulitan pemasangan selain lebih praktis bila menambah ketebalan pondasi. Oleh karena itu, umumnya perencanaan kuat geser pondasi telapak didasarkan sepenuhnya pada kuat geser beton saja. Perilaku pondasi telapak yang bekerja pada satu arah dapat disamakan dengan balok atau plat penulangan satu arah. Sesuai dengan SK SNI-T-15-1991-03 pasal 3.4.11 ayat 1.1 ditentukan bahwa penampang kritis geser satu arah pada pondasi adalah pada bidang vertikal memotong lebar di tempat yang berjarak sama dengan tinggi efektif dari muka beban terpusat atau bidang reaksi. Sama seperti pada balok atau plat dengan penulangan satu arah, kuat geser beton pada pondasi telapak diperhitungkan sebagai berikut :

$$V_c = \left(\frac{1}{6}\sqrt{f_c'}\right) \cdot b_w \cdot d$$

Untuk kedua jenis kuat geser pada pondasi tersebut, apabila untuk keduanya tanpa penulangan geser, sebagai dasar perencanaan kuat geser adalah  $V_u \leq \phi V_n$ , dengan  $V_n = V_c$ .

#### 2.4.2 Dimensi Kaki Tiang

Sebuah kaki tiang digunakan untuk memikul beban dari kolom melalui lantai dan tanah ke pondasi, bila kaki tersebut berada pada suatu kedalaman di dalam tanah. Penimbunan tanah kembali disekitar pondasi dan kaki tiang sangat membantu untuk mengurangi penurunan dan efek yang ditimbulkan oleh penurunan, yaitu retakan-retakan pada lantai. Jika tanah baik relatif dalam maka kaki yang dibutuhkan pun semakin panjang dan kemungkinan terjadinya tekuk semakin besar. Tekuk ini dapat dikendalikan dengan pemampatan tanah tersebut. Untuk menentukan panjang kaki yang tidak ditopang bila di tanamkan didalam tanah adalah sebagai berikut:

$$\frac{Lu}{h} \leq 3 \quad (2.15)$$

dengan:

$L$  = panjang yang tidak ditopang

$h$  = dimensi lateral yang paling kecil

Untuk kaki tiang, penggunaan baja tulangan bisa digunakan ataupun tidak untuk kolom yang menerima beban yang kecil. Persentase baja minimum untuk kolom sebesar  $0,01 A_g$  (Bowles,1986). Persentase minimum tersebut harus

digunakan walaupun kaki tiang sebenarnya tidak bertulang. Kaki tiang biasanya direncanakan sebagai kolom pendek karena tahanan lateral dari tanah sekelilingnya. Kaki tiang tersebut dapat direncanakan untuk menahan beban aksial maupun untuk momen. Untuk kondisi umum dari kolom maka beban rencana yang dapat ditopang adalah sebagai berikut:

$$P_n = \phi ( 0,85 f_c A_c + A_s f_y ) \quad (2.16)$$

dengan:

$P_n$  = Beban rencana ultimit

$A_c = (A_g - A_s)$  = luas netto beton didalam kaki

$A_s$  = luas baja tulangan

$f_y$  = kuat leleh baja

$\phi$  = faktor reduksi

A. Perencanaan kolom dengan metode diagram interaksi aksial - momen:

$$A_s + A_s' = A_{st}$$

1. Perhitungan beban konsentris:

$$P_{n0} = (0,85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y)$$

$$P_{n \max} = 0,8 \cdot P_{n0}$$

Mencari Momen Lentur Muzat Muzat

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c' \cdot b}$$

$$M_{n0} = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

## 2. Perhitungan beban eksentris

Kondisi Balance :

$$d = h - d'$$

$$C_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d$$

$$ab = \beta_1 C_b$$

$$f_s' = \frac{0.003(200000)(c - d')}{c} = \frac{c - d'}{c} \cdot 600$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot 600$$

$$C_c = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot ab$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_c')$$

$$T_s = A_s f_s$$

$$P_{n(\text{balance})} = C_c + C_s - T_s$$

$$M_{n(\text{balance})} = P_{n(\text{balance})} \cdot e$$

$$= C_c \left( \bar{y} - \frac{ab}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

$$\bar{y} = \frac{h}{2}$$

$$C_{u,1} = \frac{M_{n,1}}{P_{n,1}}$$

## B. Metode Pembesaran Momen

Apabila angka kelangsingan kolom melebihi batas untuk kolom pendek, maka kolom tersebut akan mengalami tekuk sebelum mencapai

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot Lu)^2}$$

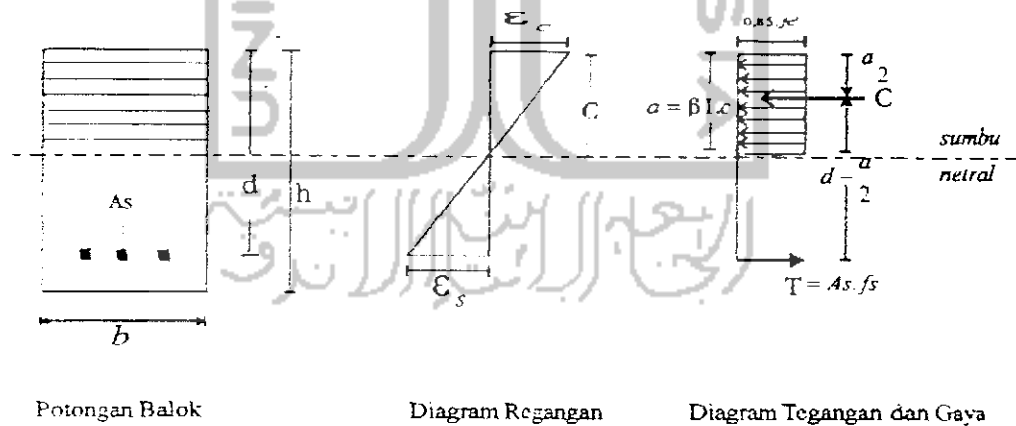
### 2.4.3 Dimensi Balok Sloof

Balok sloof untuk pondasi ini dapat dirancang dengan dua metode, yaitu dengan tulangan rangkap dan tulangan sebelah. Balok sloof tidak sekedar sebagai penahan masuknya air resapan dari bawah tetapi sebagai penerima beban untuk diteruskan ke pondasi melalui kolom.

#### A. Analisis balok sloof tulangan sebelah

##### 1. Analisis tampang

Pada analisis tampang ini akan dihasilkan momen tampang nominal yang akan memperlihatkan kondisi balok. Momen rencana dan baja tulangan yang telah ditentukan untuk hasil perhitungan momen tampang dengan persamaan sebagai berikut:



Gambar 2.3 Desain Balok Tulangan Sebelah

Tinggi blok tegangan tekan tekan beton diperoleh dengan  $a = \frac{A_s \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b}$



sehingga momen tampang nominalnya adalah:

$$M_n = A_s \cdot F_y \cdot (d - a/2) \quad (2.17)$$

dengan:

$M_n$  = momen tampang nominal

$A_s$  = luas tulangan

$F_y$  = kuat leleh baja tulangan

$d$  = tinggi efektif balok, yaitu jarak dari muka tepi daerah tekan sampai ke titik berat tulangan tarik

dari momen akibat beban luar ( $M_u$ ), maka didapat momen tampang ( $M_n$ ), yaitu:

$$M_u = \phi \cdot M_n \quad (2.18)$$

dengan:

$\phi$  = faktor reduksi sebesar 0,80

kondisi balok dapat diketahui dengan membandingkan momen tampang nominal dengan momen rencana.

## 2. Perencanaan tampang

Perencanaan tampang ini digunakan untuk mencari dimensi tampang yang efektif terhadap momen yang bekerja atau momen rencana, sedangkan data-data yang diketahui adalah mutu beton ( $f_c$ ), kuat leleh baja ( $f_y$ ), diameter baja tulangan serta dimensi baja. Perbandingan rasio tulangan ( $\rho$ ) tidak boleh melebihi

0,5 dari keadaan berimbang ( $\rho_b$ ). Perbandingan tulangan juga tidak boleh lebih kecil dari tulangan minimum. Asumsi atau anggapan untuk mempermudah hitungan adalah dengan menganggap bahwa seluruh bagian desak maupun bagian tarik telah mengalami runtuh, sehingga:

$$f_s' = f_y$$

$$f_s = f_y$$

Dalam menentukan rasio penulangan ada tiga kriteria yaitu:

- a. Rasio penulangan balance

$$\rho_{bal} = \frac{0,85 \cdot f_c \cdot \beta}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y} \quad (2.19)$$

- b. Rasio penulangan maksimum

$$\rho_{max} = 0,50 \rho_{bal} \quad (2.20)$$

- c. Rasio penulangan minimum

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y} \quad (2.21)$$

Linggi balok efektif ( $d$ ) yaitu jarak dari tepi muka daerah tekan sampai dengan titik berat tulangan tarik, yaitu:

$$d = h - p_b - D_s = 0,50 h_s \quad (2.22)$$

Kemudian:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} \quad (2.23)$$

dimana  $\rho > \rho_{min}$ , jika  $\rho < \rho_{min}$  maka dimensi tulangnya diperbesar. Tinggi blok tegangan tekan beton ( $a$ ) dapat dihitung dengan persamaan:

$$a = \frac{As \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c \cdot b} \quad (2.21)$$

Kemudian langkah hitungan berikutnya adalah kontrol terhadap momen tumpang nominal ( $M_n$ ) terhadap momen akibat beban luar ( $M_u$ ), dimana momen tumpang dapat dihitung dengan mereduksinya,

$$M_u = \phi \cdot A_s \cdot f_y \cdot (d - a/2) \quad (2.25)$$

$$M_n = \frac{M_u}{\phi} \quad (2.26)$$

$$M_n \geq M_u$$

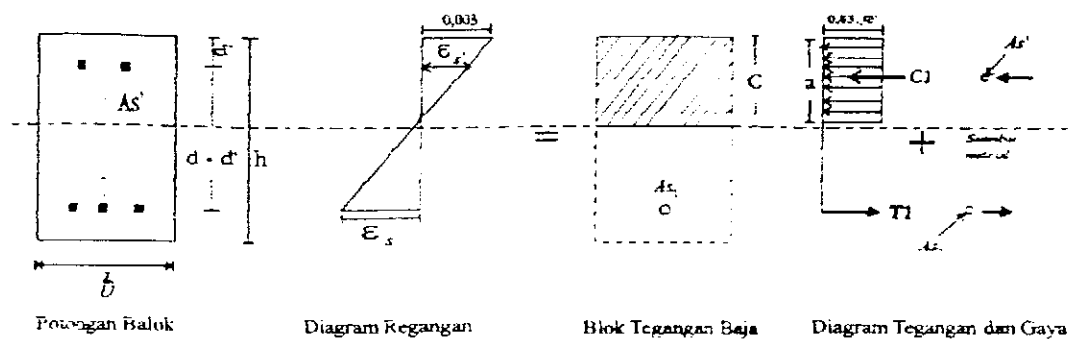
b. Analisis balok sloof tulangan rangkap

Suatu balok menahan gaya tekan dan gaya tarik maka dibutuhkan tulangan rangkap. Penampang balok secara teoritis dibagi menjadi dua bagian, yaitu:

1. bagian yang bertulangan tunggal dengan luas tulangan tariknya adalah

$$A_s - A_s'$$

2. bagian yang bertulangan ganda dimana luas baja tulangan tarik dan desak adalah sama.



Gambar 2.4 Desain Balok Tulangan Rangkap

Prinsip untuk menghitung balok dengan tulangan rangkap tidak berbeda jauh dengan prinsip hitungan pada balok tulangan sebelah. Jarak muka daerah tekan sampai ke titik berat tulangan desak dapat dihitung dengan persamaan sebagai berikut:

$$d' = pb + Dts + 0,5Dd. \quad (2.27)$$

Pemakaian rasio penulangan desaknya adalah

$$\rho' = \frac{As'}{b \cdot d} \quad (2.28)$$

Untuk menentukan letak garis netralnya adalah sebagai berikut:

$$c = \frac{600}{f_y + 600} \cdot d \quad (2.29)$$

Tinjauan keruntuhan yang terjadi pada beton di lihat regangan desak yang terjadi

dapat dilihat pada persamaan berikut

$$\varepsilon_y = \frac{f_y}{E_s} = \frac{f_y}{200000} \quad (2.30)$$

$$\varepsilon_c = \frac{C-d'}{C} \cdot 0,003 \quad (2.31)$$

Suatu keadaan yang mungkin terjadi yaitu keadaan tulangan desak sudah luluh dan keadaan tulangan desak belum luluh.

1. Keadaan tulangan desak belum luluh yaitu jika  $\epsilon_s' < \epsilon_y$  maka tegangan baja untuk daerah tekannya yaitu:

$$f_s = 200000 \cdot \epsilon_s' \quad (2.32)$$

Tinggi blok tegangan tekan beton (  $a$  ) adalah:

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (2.33)$$

Regangan tarik yang terjadi (  $\epsilon_s$  ), adalah:

$$\epsilon_s = \frac{\beta_1 \cdot d - a}{a} \cdot (\epsilon_c + 3) \quad (2.34)$$

$$Mn1 = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s') \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn2 = A_s' \cdot f_s' (d - d')$$

$$Mn = Mn1 + Mn2$$

$$Mn > Mu/\phi$$

2. Keadaan tulangan tekan telah luluh yaitu jika  $\epsilon_s' > \epsilon_y$  maka tegangan baja untuk daerah tekan (  $f_s'$  ) adalah:

$$f_s' = f_y$$

maka tinggi blok tegangan tekan beton (  $a$  ) adalah:

$$a = \frac{(A_s - A_s') \cdot f_y}{0,85 \cdot f_c \cdot b} \quad (2.35)$$

Regangan tarik yang terjadi ( $\epsilon_s$ ) adalah:

$$\epsilon_s = \frac{d - C}{C} \cdot 0,003 \quad (2.36)$$

$$Mn1 = (As - As') f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$Mn2 = As' f_y (d - d')$$

$$Mn = Mn1 + Mn2$$

$$Mn \geq Mu/\phi$$



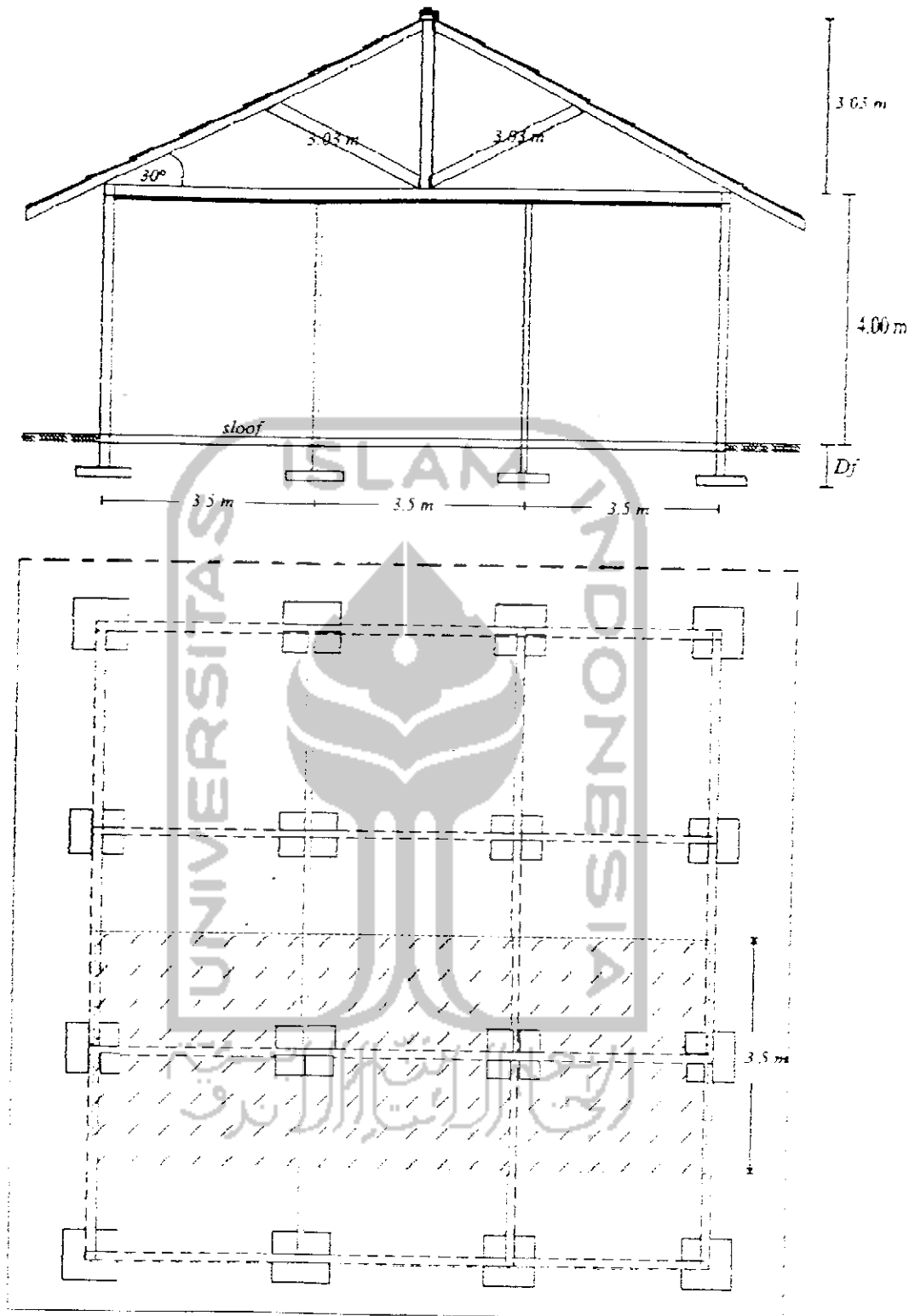
## BAB III

### ANALISIS

#### 3.1 Pembebanan

Perencanaan pembebanan yang menjadi dasar perhitungan sloof dan pondasi telapak adalah Pedoman Perencanaan Pembebanan Untuk Rumah Dan Gedung 1987 dan SK-SNI-1-15-1991-03. Pemilihan model rumah yang akan dikaji, ditetapkan model rumah seperti pada gambar 3.1. tinggi dinding bangunan 4 meter, bentuk atap kampung dengan kemiringan atap 30°. Konstruksi atap memakai kuda-kuda kayu ukuran 8/12 cm dan penutup atap genteng. Dinding dipakai pasangan batako dengan ketebalan 15 cm.

Selain itu, dirancang pondasi telapak guna mendukung beban yang telah diterima sloof kemudian diteruskan ke lapis pondasi melalui kolom-kolom kemudian hasilnya dibandingkan dengan hasil perencanaan sloof pada pondasi konvensional (menerus). Perhitungan beban dan momen adalah sebagai berikut ini:



Gambar 3.1 Denah rencana pembebanan



Pembebanan atap :

Beban mati :

1. Penutup genteng :  $2 \cdot 6,06 \cdot 3,5 \cdot 50 \text{ kg/m}^2 = 2121 \text{ kg}$
2. Gording 6/12 :  $(5 \cdot 3,5 \cdot 0,06 \cdot 0,12 \cdot 1000 \text{ kg/m}^3) = 126 \text{ kg}$
3. Kuda-kuda :  $(2 \cdot 6,06 \text{ m} + 3 \cdot 3,03 \text{ m} + 10,5 \text{ m}) = 31,71 \text{ m}$   
 kayu 8/12 cm :  $0,08 \cdot 0,12 \cdot 1000 \text{ kg/m}^3 = 9,6 \text{ kg/m}$

$$\text{didapat } 31,71 \cdot 9,6 = \underline{304,416 \text{ kg}}$$

$$P1 = 2551,42 \text{ kg}$$

$$= 25,021 \text{ KN}$$

$$\text{karena beban disangga 2 kolom tepi, } P1 = \frac{25,021}{2} = 12,51 \text{ KN}$$

Beban merata:

1. penggantung :  $3,5 \cdot 7 \text{ kg/m}^2 = 24,5 \text{ kg/m}$
2. plafon asben semen :  $3,5 \cdot 11 \text{ kg/m}^2 = 38,5 \text{ kg/m}$   
 $= 63 \text{ kg/m} = 0,6178 \text{ KN/m}$

Beban hidup

berupa beban air hujan sebesar  $(40 - 0,8 \cdot \alpha) \text{ kg/m}^2 = 16 \text{ kg/m}^2$

$$16 \text{ kg/m}^2 \cdot (10,5 \text{ m} \cdot 3,5 \text{ m}) = 588 \text{ kg} = 5,766 \text{ KN}$$

$$\text{karena beban disangga 2 kolom tepi, } P2 = \frac{5,766}{2} = 2,883 \text{ KN}$$

Pembebanan Sloof (beban mati merata):

Tembok batako tebal 15 cm (berat =  $300 \text{ kg/m}^2$ ) dan tinggi tembok 4 meter.

$$\text{didapat } q = 300 \cdot 4 = 1200 \text{ kg/m} = 11,77 \text{ KN/m}$$

### 3.2 Pendimensian Sloof

a. Perhitungan tulangan sebelah:

$$f_c' = 25 \text{ Mpa} , f_y = 300 \text{ Mpa}$$

diameter ( $\phi$ ) tulangan pokok = 12 mm ,  $\phi$  sengkang = 8 mm

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.85}{300} \cdot \frac{600}{600 + 300} = 0.0301$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho = 0.5 \rho_{max} = 0.01505$$

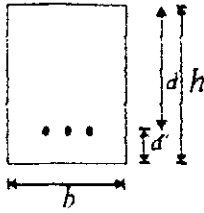
$$\rho_{sengkang} = \frac{14}{A_s} = \frac{14}{916.67} = 0.01538$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{300}{0.85 \cdot 25} = 14.1176$$

$$\begin{aligned} R_n &= \rho \cdot f_y \cdot (1 - 1/2 \cdot \rho \cdot m) \\ &= 0.01505 \cdot 300 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.01505 \cdot 14.1176) \\ &= 4.03535 \text{ Mpa (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

Momen berfaktor :

$$M_u = \frac{13.078}{0.8} = 16.348 \text{ KNm}$$



Menentukan  $bd^2$

$$bd^2 = \frac{M_{fn}}{R_m} = \frac{16\,348 \cdot 10^6}{4\,03535} = 4\,051\,200 \text{ mm}^3$$

dicoba :

b	d
100	112,759
110	131,909
120	153,739
130	176,53
140	200,169
150	224,5168

dipakai  $b = 120 \text{ mm}$ ,  $d = 190 \text{ mm}$

$e = pb + \phi \text{ tul} + \phi \text{ sengkang}$

$$e = 20 + 12 + 8 = 40 \text{ mm}$$

$$c = d + d$$

$$= 190 + 40 = 230 \text{ mm}$$

$$\text{Berat balok} = 0,12 \cdot 23 \cdot 23 = 0,6348 \text{ kN/m} < 2 \text{ kN/m}$$

Luas tulangan,  $A_s = \rho \cdot b \cdot d$

$$= 0,015 \cdot 120 \cdot 190 = 342 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan  $\phi = 12 \text{ mm}$ , luas 1 tulangan :  $0,25 \cdot \pi \cdot 12^2 = 113,1 \text{ mm}^2$

$$\text{Jumlah tulangan} : \frac{342}{113.1} = 3.024 \approx 4 \text{ buah tulangan}$$

b. Perhitungan tulangan rangkap:

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1}{f_y} \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.85}{300} \cdot \frac{600}{600 + 300} = 0.04014$$

$$\rho_{max} = 0.75 \rho_b = 0.0301$$

$$\rho = 0.5 \rho_{max} = 0.0151$$

$$\rho_{min} = \frac{1.4}{f_y} = 0.004667$$

Hitungan momen nominal,

$b = 120 \text{ mm}$  dan diambil nilai  $d = 180 \text{ mm}$

$$\rho_1 = \rho - \rho' = 0.015$$

$$A_{s1} = \rho_1 \cdot b \cdot d = 0.015 \cdot 120 \cdot 180$$

$$= 324 \text{ mm}^2$$

$$a = \frac{A_{s1} \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{324 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 38.1176 \text{ mm}$$

$$M_n = A_{s1} \cdot f_y (d - a/2)$$

$$= 324 \cdot 300 (180 - 38.1176/2)$$

$$= 13.791 \text{ KNm}$$

Mencari tulangan desak

$$d' = pb + Dts + 0.5Dd$$

$$d' = 20 + 12 + 6$$

$$= 38 \text{ mm} \approx 40 \text{ mm}$$

$$f_s' = 600 \cdot \left( 1 - \frac{0.85 \cdot f_c'}{(\rho - \rho') \cdot b} \cdot \beta_1 \cdot \frac{d'}{d} \right)$$

$$f_s' = 600 \cdot \left( 1 - \frac{0.85 \cdot 25}{0.015 \cdot 300} \cdot 0.85 \cdot \frac{40}{180} \right)$$

$$= 69.8148 \text{ Mpa} < f_y = 300 \text{ Mpa} \text{ , baja belum leleh}$$

$$Mn_2 = (Mn - Mn_1) = 16.348 - 13.791 = 2.557 \text{ KNm}$$

$$Mn_2 = A_s' f_s' (d - d')$$

$$A_s' = \frac{Mn_2}{f_s' (d - d')} = \frac{2.557 \cdot 10^6}{64.8148(180 - 40)} = 136.812 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 2  $\phi$  14 mm = 324 mm<sup>2</sup>

Tulangan tarik :

$$A_s = A_s + A_s'$$

$$= 324 + 136.812 = 460.812 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan 3  $\phi$  14 .  $A_s = 461.8 \text{ mm}^2$

Check Mu:

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{461.8}{120 \cdot 180} = 0.02187$$

$$\rho' = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{307.8}{120 \cdot 180} = 0.01425$$

$$\rho - \rho' = 0.00712$$

$$f_s' = 600 \left( 1 - \frac{0.85 \cdot 25}{0.00712 \cdot 300} \cdot 0.85 \cdot \frac{40}{180} \right)$$

$$= 36.92 \text{ Mpa} < f_y = 300 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s'}{0.85 \cdot f_c \cdot b} = \frac{461.8 \cdot 300 - 307.8 \cdot 36.92}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 49.87 \text{ mm}$$

$$M_n = (A_s \cdot f_y - A_s' \cdot f_s')(d - a/2) + A_s' \cdot f_s'(d - d')$$

$$(461.8 \cdot 300 - 307.8 \cdot 36.92) \left( 180 - \frac{49.87}{2} \right) + 307.8 \cdot 36.92 (180 - 40)$$

$$= 21.311 \text{ KNm} > \frac{M_u}{\phi} = 10.348 \text{ KNm}$$

c. Perhitungan tulangan geser

Panjang bentang balok (L) = 3.50 m

Beban merata pada balok ( $q_d$ ) = 11.77 KN/m

Ukuran balok terpakai (b x h) = 120 x 220 mm, d = 180 mm

Berat balok = 0.12 · 0.22 · 23 = 0.6072 KN

$$\begin{aligned} \text{Gaya geser (V}_u\text{) pada tumpuan} &= \frac{1}{2} (1.2 \cdot (11.77 + 0.6072)) \cdot 3.5 \\ &= 25.9921 \text{ KN} \end{aligned}$$

Gaya geser (V<sub>u</sub>) kritis sejauh d dari tumpuan

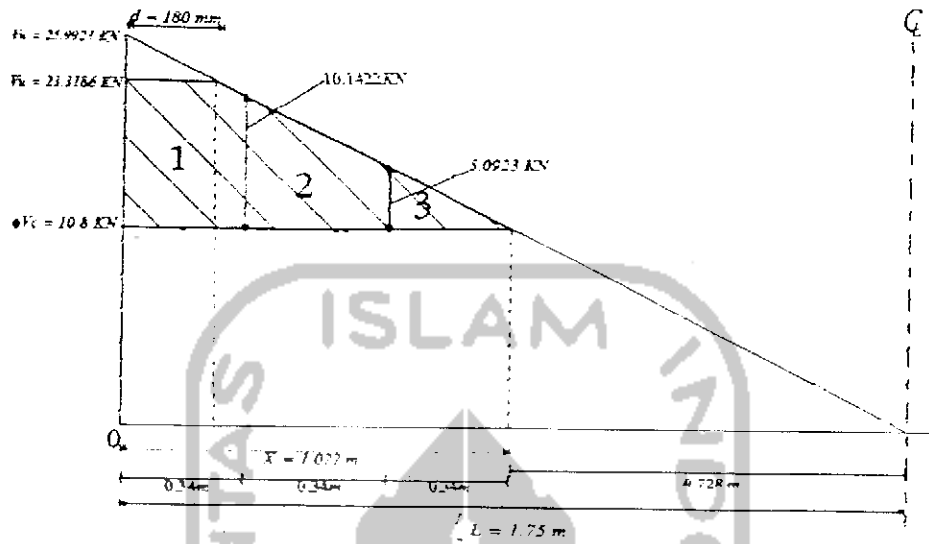
$$V_u = \frac{1750 - 180}{1750} \cdot 25.9921 = 23.3186 \text{ KN}$$

Kekuatan beton menahan geser =  $\phi \cdot V_c$

$$= 0.6 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0.6 \cdot \frac{1}{6} \sqrt{25} \cdot 120 \cdot 180$$

$$= 10.8 \text{ KN}$$



Gambar 3.2 Diagram Gaya Lintang

daerah 1:

$$\phi V_s = V_u - \phi V_c = 23.3186 - 10.8 = 12.5186 \text{ KN}$$

$$\phi V_s \text{ min} = 0.6 \cdot \frac{1}{3} \cdot 120 \cdot 220 = 5.28 \text{ KN}$$

$$\therefore \phi V_s > \phi V_s \text{ min}$$

$$\phi V_s < 2\phi V_c = 12.5186 \text{ KN} < 21.6 \text{ KN}$$

$$\text{dipakai tulangan sengkang } \phi 10 \text{ mm} \rightarrow A_v = 2 \cdot \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 10^2$$

$$= 157 \text{ mm}^2$$

$$s \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 300 \cdot 180}{12.5186 \cdot 10^3} = 406.339 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm},$$

maka dipakai  $\phi 10-90$

daerah 2:

$$\phi V_s = 20.9422 - 10.6 = 10.1422 \text{ KN} > \phi V_s \text{ min}$$

$$\phi V_s < 2\phi V_c = 10.1422 \text{ KN} < 21.6 \text{ KN}$$

$$s \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 300 \cdot 180}{10.1422 \cdot 10^3} = 301.55 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm},$$

maka dipakai  $\phi 10-90$

daerah 3:

$$\phi V_s = 15.8923 - 10.8 = 5.0923 \text{ KN} < \phi V_s \text{ min}$$

$$\phi V_s < 2\phi V_c = 5.0923 \text{ KN} < 21.6 \text{ KN}$$

$$s \leq \frac{\phi \cdot A_v \cdot f_y \cdot d}{\phi V_s \text{ min}} = \frac{0.6 \cdot 157 \cdot 300 \cdot 180}{5.28 \cdot 10^3} = 942 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{d}{2} = \frac{180}{2} = 90 \text{ mm}$$

$$s \leq 600 \text{ mm},$$

maka dipakai  $\phi 10-90$



### 3.3 Pendimensionian Kolom

a. Pendimensionian kolom utama (kolom tepi)

Dari perhitungan mekanika didapatkan  $P_u = 20.907 \text{ KN}$

$$M_u = 1.5212 \text{ KNm}$$

dicoba memakai ukuran kolom  $12 \times 12 \text{ cm}$ , dengan diameter tulangan  $12 \text{ mm}$

$$A_g = 120 \cdot 120 = 14.400 \text{ mm}^2$$

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa}, f_c = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Untuk } A_{st} = 1\% A_g = 144 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_{s'} = A_{st}$$

$$A_s = A_{s'} = 72 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_{n0} &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(14400 - 144) + 144 \cdot 300) \\ &= 346.14 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_u \text{ max} = 0.85 P_{n0}$$

$$= 276.912 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_n$ :

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{72 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 8.471 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n0 &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 72 \cdot 300 \left( 90 - \frac{8.471}{2} \right) = 1.853 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Untuk  $A_{st} = 2 \% A_g = 288 \text{ mm}^2$

$$A_s + A_{s'} = A_{st}$$

$$A_s = A_{s'} = 144 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned}
 P_n0 &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\
 &= (0.85 \cdot 25(14400 - 288) + 288 \cdot 300) \\
 &= 386.28 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P_n \text{ max} &= 0.8 \cdot P_n0 \\
 &= 309.024 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_n0$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{144 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 16.941 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned}
 M_n0 &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\
 &= 144 \cdot 300 \left( 90 - \frac{16.941}{2} \right) = 3.522 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

Untuk  $A_{st} = 3 \% A_g = 432 \text{ mm}^2$

$$A_s + A_{s'} = A_{st}$$

$$A_s = A_s' = 216 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_n0 &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(14400 - 432) + 432 \cdot 300) \\ &= 426.42 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n \text{ max} &= 0.8 \cdot P_n0 \\ &= 341.136 \text{ KN} \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_n0$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{216 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 25.412 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n0 &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 216 \cdot 300 \left( 90 - \frac{25.412}{2} \right) = 5.009 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } A_{st} = 4\% A_g = 576 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s' = A_{st}$$

$$A_s = A_s' = 288 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_n0 &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(14400 - 576) + 576 \cdot 300) \\ &= 460.56 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_n \text{ max} &= 0.8 \cdot P_n0 \\ &= 373.248 \text{ KN} \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Mumi  $Mn0$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{288 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 120} = 33.882 \text{ mm}$$

$$Mn0 = A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 288 \cdot 300 \left( 90 - \frac{33.882}{2} \right) = 6.312 \text{ KNm}$$

Untuk beban eksentris

Kondisi Balance :

$$d = 120 - 30 = 90 \text{ mm}$$

$$Cb = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 90 = 60 \text{ mm}$$

$$ab = \beta_1 \cdot Cb = 0.85 \cdot (60)$$

$$= 51 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{0.003(200000)(c - d')}{c}$$

$$= \frac{0.003 \cdot (200.00)(60 - 30)}{60}$$

$$= 300 \text{ Mpa}$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot 600$$

$$f_s = \frac{90 - 60}{60} \cdot 600$$

$$f_s = 300 \text{ Mpa}$$

$$Cc = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot ab$$



$$= 0.85 \cdot 25 \cdot 120 \cdot 51$$

$$= 130.05 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_c')$$

$$= 72 \cdot (300 - 0.85 \cdot 25)$$

$$= 20.07 \text{ KN}$$

$$T_s = A_s \cdot f_s$$

$$= 77 \cdot 300$$

$$= 21.6 \text{ KN}$$

$$P_{n, \text{balance}} = C_c + C_s - T_s$$

$$= 128.52 \text{ KN}$$

$$M_{n, \text{balance}} = P_{n, \text{balance}} \cdot e$$

$$= C_c \left( \bar{y} - \frac{uh}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d - \bar{y})$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{120}{2} = 60 \text{ mm}$$

$$= 130.05 \left( 60 - \frac{51}{2} \right) + 20.07(60 - 30) + 21.6(90 - 60)$$

$$= 5.737 \text{ KNm}$$

$$e_{\text{bal}} = \frac{M_{n, \text{bal}}}{P_{n, \text{bal}}} = \frac{5.737}{128.52} = 0.0446 \text{ m}$$

$$= 44.6 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat diabelkan berikut ini:

$$\text{Untuk nilai } A_{st} = 1\% , A_{st} = 0.01 \cdot A_g = 144 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s' = 72 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.1 Perhitungan interaksi kolom  $12 \times 12$  ( $A_{st} = 0.01 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C_c < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C_c > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	60	10	30	50	70	90	110
$a$ (mm)	51	8.5	25.5	42.5	59.5	76.5	93.5
$f_c$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	300	-300	0	240	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	171.43	0	-109.1
$C_c$ (KN)	130.05	21.675	65.025	108.375	151.725	195.075	238.425
$C_s$ (KN)	20.07	-23.13	-1.53	15.75	20.07	20.07	20.07
$T_s$ (KN)	21.6	21.6	21.6	21.6	12.5429	0	-7.854
$P_n$ (KN)	128.52	-23.055	41.895	102.525	153.452	215.145	266.35
$M_n$ (KNm)	5.737	-1.162	2.3785	5.52	5.5621	4.845	4.0153
$e$ (mm)	0.0446	0.05	0.0568	0.0519	0.03625	0.02252	0.0151

Untuk nilai  $A_s = 2\%$ ,  $A_{st} = 0.02 A_g = 288 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_s' = 144 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.2 Perhitungan interaksi kolom  $12 \times 12$  ( $A_{st} = 0.02 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C_c < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C_c > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	60	10	30	50	70	90	110
$a$ (mm)	51	8.5	25.5	42.5	59.5	76.5	93.5
$f_c$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	300	-300	0	240	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	171.43	0	-109.1
$C_c$ (KN)	130.05	21.675	65.025	108.375	151.725	195.075	238.425
$C_s$ (KN)	40.14	-46.26	-3.00	31.5	40.14	40.14	40.14
$T_s$ (KN)	43.2	43.2	43.2	43.2	24.686	0	-15.71

Pn (KN)	126.99	-67.785	18.765	96.675	167.179	235.215	294.275
Mn(KNm)	6.987	1.116	4.276	6.44	6.534	5.447	3.892
e (mm)	0,055	-0,016	0,2278	0,0666	0,039	0,0231	0,0133

Untuk nilai  $A_{st} = 3\%$ ,  $A_{st} = 0,03 \cdot A_g = 432 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_{s'} = 216 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.3 Perhitungan interaksi kolom  $12 \times 12$  ( $A_{st} = 0,03 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	60	10	30	50	70	90	110
a (mm)	51	8,5	25,5	42,5	59,5	76,5	93,5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	300	-300	0	270	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	171,43	0	-109,1
$C_c$ (KN)	130,05	21,075	65,025	108,375	151,725	195,075	238,425
$C_s$ (KN)	60,21	-69,39	-4,59	47,25	60,21	60,21	60,21
$T_s$ (KN)	64,8	64,8	64,8	64,8	37,029	0	-23,565
Pn (KN)	125,46	-112,515	-4,365	90,825	174,906	255,285	322,2
Mn(KNm)	8,237	-1,07	4,878	7,561	7,506	6,049	4,258
e (mm)	0,0656	-0,009	1,11	0,0832	0,0429	0,0236	0,0132

Untuk nilai  $A_{st} = 4\%$ ,  $A_{st} = 0,04 \cdot A_g = 576 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_{s'} = 288 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.4 Perhitungan interaksi kolom  $12 \times 12$  ( $A_{st} = 0,04 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	60	10	30	50	70	90	110

a (mm)	51	8.5	25.5	42.5	59.5	76.5	93.5
$f_y$ (Mpa)	500	500	500	500	500	500	500
$f_s'$ (Mpa)	300	-300	0	240	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	500	500	500	500	171.43	0	-109.1
$C_c$ (KN)	130.05	21.675	65.025	108.375	151.725	195.075	238.425
$C_s$ (KN)	80.28	-92.52	-9.21	0	80.28	80.28	80.28
$T_s$ (KN)	86.4	86.4	86.4	86.4	19.372	0	-31.42
$P_n$ (KN)	123.93	-157.245	-27.495	84.975	182.633	275.355	350.125
$M_n$ (KNm)	9.487	1.024	5.48	8.681	8.479	0.651	4.024
e (mm)	0.0765	0.006	-0.1999	0.1021	0.0464	0.0241	0.013

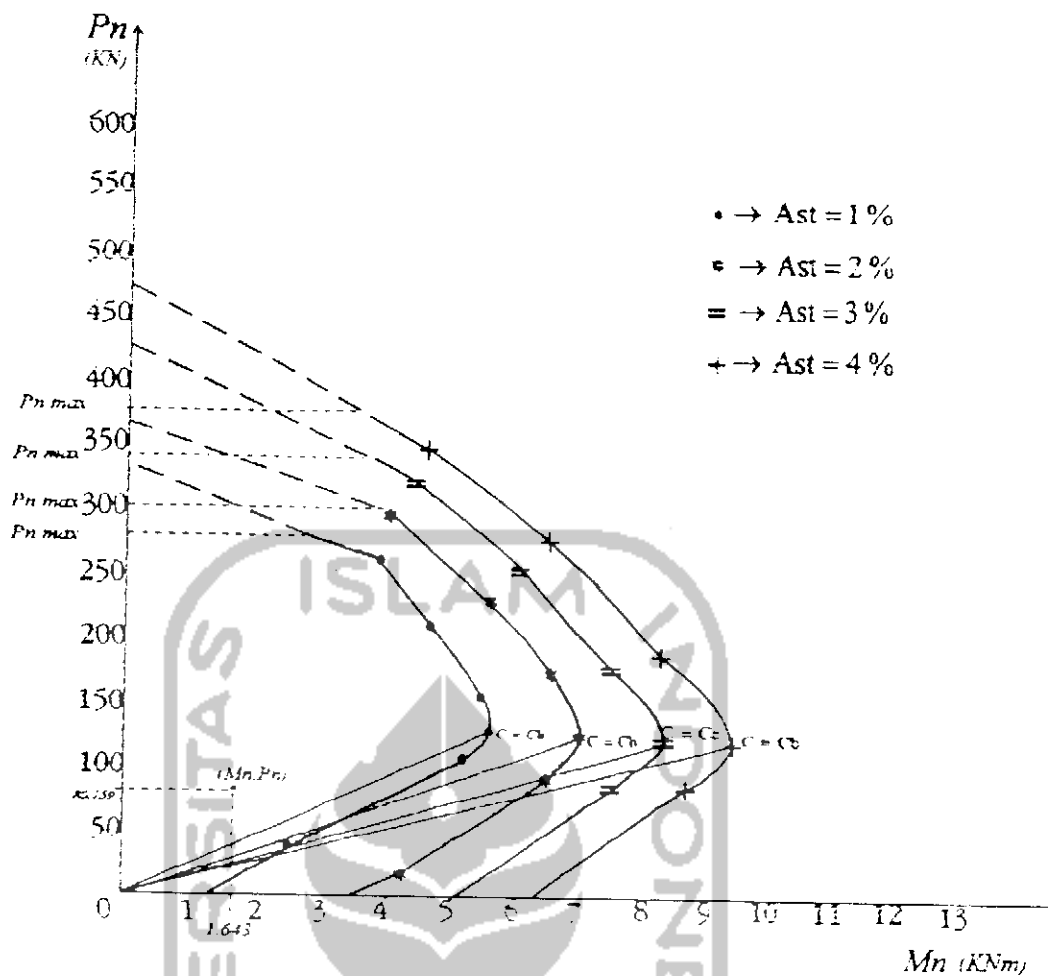
Merencanakan sengkang:

Dengan menggunakan batang tulangan  $\phi 10$  mm, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini.

- 16 kali diameter tulangan pokok memanjang ( $D12$ ) = 192 mm
- 48 kali diameter tulangan sengkang ( $D10$ ) = 480 mm
- dimensi terkecil kolom = 120 mm

maka digunakan batang tulangan sengkang  $D10$  dengan jarak 120 mm.





Gambar 3.3 Diagram Interaksi Kolom 12 x 12 cm

Dari plotting (Mn, Pn) pada diagram interaksi, didapat besar penulangan kolom yang diperlukan (Ast) yaitu sebesar 1%  $\rho_g = 144 \text{ mm}^2$ , sehingga dipakai tulangan  $\phi 12 \text{ mm}$  sebanyak 4 buah,  $A_s = 52,4 \text{ mm}^2$

Cek kelangsingan:

diketahui kolom  $120 \times 120 \text{ mm}$

$f_c' = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_y = 300 \text{ Mpa}$ ,  $k = 1$

$$P_u = 20.907 \text{ KN}$$

$$M_u = 1.5212 \text{ KNm}$$

$$\frac{M_1}{M_2} = \frac{0.17787 \text{ KNm}}{1.5212 \text{ KNm}} = 0.117$$

$$\text{dambil } \beta_1 = 0.25$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4(0.117) = 0.6468$$

$$R = 0.3 h = 0.3 \cdot 120 = 36 \text{ mm}$$

$$\text{Cek angka kelangsingannya: } \frac{k \cdot L_u}{r} = \frac{1 \cdot 4000}{36} = 111.11 > 22, \text{ bergoyang}$$

→ kolom langsing

karena  $\frac{k \cdot L_u}{r} > 22$  digunakan met. da pembesaran momen

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} 120 \cdot 120^3 = 17.28 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5 \cdot (1 + \beta_1)} = \frac{23500 \cdot 17.28 \cdot 10^6}{2.5 \cdot (1 + 0.25)} = 1.2995 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 1.2995 \cdot 10^{11}}{(1 \cdot 4000)^2} = 80159.7 \text{ N}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{0.6468}{1 - \frac{20.907 \cdot 10^3}{0.65 \cdot 80159.7}} = 1.0813$$

$$M_c = \delta \cdot M_u = 1.0813 \cdot 1.5212$$

$$= 1.6335 \text{ KNm}$$

b. Pendimensian kolom tengah

Dari perhitungan mekanika didapatkan  $P_u = 54.587 \text{ KN}$

$$M_u = 0.654 \text{ KNm}$$

dicola memakai ukuran kolom  $10 \times 10 \text{ cm}$ , dengan diameter tulangan  $12 \text{ mm}$

$$A_g = 100 \times 100 = 10.000 \text{ mm}^2$$

$$d = 30 \text{ mm}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa}, \quad f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Untuk } A_{st} = 1\% A_g = 100 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s = A_{st}$$

$$A_s = A_s = 50 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_{n0} &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(10000 - 100) + 100 \cdot 300) \\ &= 240.375 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_{n0.8} = 0.8 P_{n0}$$

$$= 192.3 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_{n0}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{50 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 100} = 7.059 \text{ mm}$$

$$Mn0 = As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 50 \cdot 300 \left( 70 - \frac{7.059}{2} \right) = 0.9971 \text{ KNm}$$

Untuk  $Ast = 2 \% Ag = 200 \text{ mm}^2$

$$As + As' = Ast$$

$$As = As' = 100 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$Pn0 = (0.85 \cdot fc' (Ag - Ast) + Ast \cdot fy)$$

$$= (0.85 \cdot 25(10000 - 200) + 200 \cdot 300)$$

$$= 268.25 \text{ KN}$$

$$Pn \text{ max} = 0.8 \cdot Pn0$$

$$= 214.6 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $Mn0$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{100 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 100} = 14.118 \text{ mm}$$

$$Mn0 = As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 100 \cdot 300 \left( 70 - \frac{14.118}{2} \right) = 1.8882 \text{ KNm}$$

Untuk  $Ast = 3 \% Ag = 300 \text{ mm}^2$

$$As + As' = Ast$$

$$As = As' = 150 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_n0 &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(10000 - 300) + 300 \cdot 300) \\ &= 296.125 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_n \text{ max} = 0.8 \cdot P_n0$$

$$= 236.9 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Mumi  $M_n0$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{150 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 100} = 21.177 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_n0 &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 150 \cdot 300 \left( 70 - \frac{21.177}{2} \right) = 2.674 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Untuk } A_{st} = 4\% A_g = 400 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_s' = A_{st}$$

$$A_s = A_s' = 200 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_n0 &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(10000 - 400) + 400 \cdot 300) \\ &= 324 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$P_n \text{ max} = 0.8 \cdot P_n0$$

$$= 259.2 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $Mn0$

$$a = \frac{As \cdot fy}{0.85 \cdot fc \cdot b} = \frac{200 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 100} = 28.235 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} Mn0 &= As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 200 \cdot 300 \left( 70 - \frac{28.235}{2} \right) = 3.353 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk beban eksentris

Kondisi Balance :

$$d = 100 - 30 = 70 \text{ mm}$$

$$Cb = \frac{600}{600 + fy} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 70 = 46.667 \text{ mm}$$

$$ab = \beta_1 \cdot Cb = 0.85 \cdot (46.667)$$

$$= 39.667 \text{ mm}$$

$$fs' = \frac{0.003(200000)(c - d')}{c}$$

$$= \frac{0.003(20000)(46.667 - 30)}{46.667}$$

$$= 214.288 \text{ Mpa}$$

$$fs = \frac{d - c}{c} \cdot 600$$

$$fs = \frac{70 - 46.667}{46.667} \cdot 600$$

$$fs = 299.994 \text{ Mpa}$$

$$Cc = 0.85 \cdot fc \cdot b \cdot ab$$

$$= 0.85 \cdot 25 \cdot 100 \cdot 39.667$$

$$= 84.2924 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_c')$$

$$= 50(214.288 - 0.85 \cdot 25)$$

$$= 9.652 \text{ KN}$$

$$T_s = A_s f_s$$

$$= 50 \cdot 299.994$$

$$= 14.9997 \text{ KN}$$

$$P_{n \text{ balance}} = C_c + C_s - T_s$$

$$= 78.9447 \text{ KN}$$

$$M_{n \text{ balance}} = P_{n \text{ bal}} \cdot e$$

$$= C_c \left( \bar{y} - \frac{ab}{2} \right) + C_s (\bar{y} - d') + T_s (d' - \bar{y})$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ mm}$$

$$= 84.2924 \left( 50 - \frac{39.667}{2} \right) + 9.652(50 - 30) + 1.9997(70 - 50)$$

$$= 3.0358 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_{n \text{ bal}}}{P_{n \text{ bal}}} = \frac{3.0358}{78.9447} = 0.0385 \text{ m}$$

$$= 38.5 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan berikut ini:

Untuk nilai  $A_{st} = 1\%$  ,  $A_{st} = 0.01 \cdot A_g = 100 \text{ mm}^2$

$A_s = A_{s'} = 50 \text{ mm}^2$

Tabel 3.5 Perhitungan interaksi kolom  $10 \times 10$  ( $A_{st} = 0.01 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C_c < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C_c > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	46.667	10	30	40	50	60	70
$a$ (mm)	39.667	8.5	25.5	34	42.5	51	59.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214.288	-300	0	150	240	300	300
$f_s$ (Mpa)	299.994	300	300	300	240	100	0
$C_c$ (KN)	84.2924	18.0625	54.1875	72.25	90.3125	108.375	126.4375
$C_s$ (KN)	9.652	-16.062	-16.0625	6.4375	16.0625	13.9375	13.9375
$T_s$ (KN)	14.997	15	15	15	12	5	0
$P_n$ (KN)	78.9474	-13	38.125	63.6875	89.25	117.3075	140.375
$M_n$ (KNm)	3.0358	0.805	2.297	2.813	3.055	3.033	2.84
$e$ (mm)	0.0385	-0.06	0.06	0.04	0.034	0.026	0.02

Untuk nilai  $A_{st} = 2\%$  ,  $A_{st} = 0.02 \cdot A_g = 200 \text{ mm}^2$

$A_s = A_{s'} = 100 \text{ mm}^2$

Tabel 3.6 Perhitungan interaksi kolom  $10 \times 10$  ( $A_{st} = 0.02 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C_c < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C_c > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	46.667	10	30	40	50	60	70
$a$ (mm)	39.667	8.5	25.5	34	42.5	51	59.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214.288	-300	0	150	240	300	300
$f_s$ (Mpa)	299.994	300	300	300	240	100	0



Cc (KN)	84.2924	18.0625	54.1875	72.25	90.3125	108.375	126.4375
Cs (KN)	19.3038	-32.125	-2.125	12.875	21.875	27.875	27.875
Ts (KN)	29.9994	30	30	30	24	10	0
Pn (KN)	73.5968	-44.0625	22.0625	55.125	88.1875	126.25	154.3125
Mn (KNm)	3.5289	0.783	2.575	3.241	3.513	3.412	3.117
e (mm)	0.04795	-0.017	-0.116	0.058	0.04	0.027	0.02

Untuk nilai  $A_{st} = 3\%$ ,  $A_{st} = 0.03 \cdot A_g = 300 \text{ mm}^2$

$A_s = A_{s'} = 150 \text{ mm}^2$

Tabel 3.7 Perhitungan interaksi kolom  $10 \times 10$  ( $A_{st} = 0.03 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C_c < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C_c > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	46.667	10	30	40	50	60	70
a (mm)	39.667	8.5	25.5	34	42.5	51	59.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_c$ (Mpa)	214.288	-300	0	150	240	300	300
$f_s$ (Mpa)	299.994	300	300	300	240	100	0
Cc (KN)	84.2924	18.0625	54.1875	72.25	90.3125	108.375	126.4375
Cs (KN)	28.9557	48.1875	-3.1875	19.3125	32.8125	41.8125	41.8125
Ts (KN)	44.9991	45	45	45	30	15	0
Pn (KN)	68.249	-75.125	0	46.5625	87.125	135.1875	168.25
Mn (KNm)	4.0217	0.762	2.854	3.07	4.852	3.791	3.396
e (mm)	0.05895	0.01	0.245	0.08	0.040	0.028	0.02

Untuk nilai  $A_{st} = 4\%$ ,  $A_{st} = 0.04 \cdot A_g = 400 \text{ mm}^2$

$A_s = A_{s'} = 200 \text{ mm}^2$

Tabel 3.8 Perhitungan interaksi kolom  $10 \times 10$  ( $A_{st} = 0.04 A_g$ )

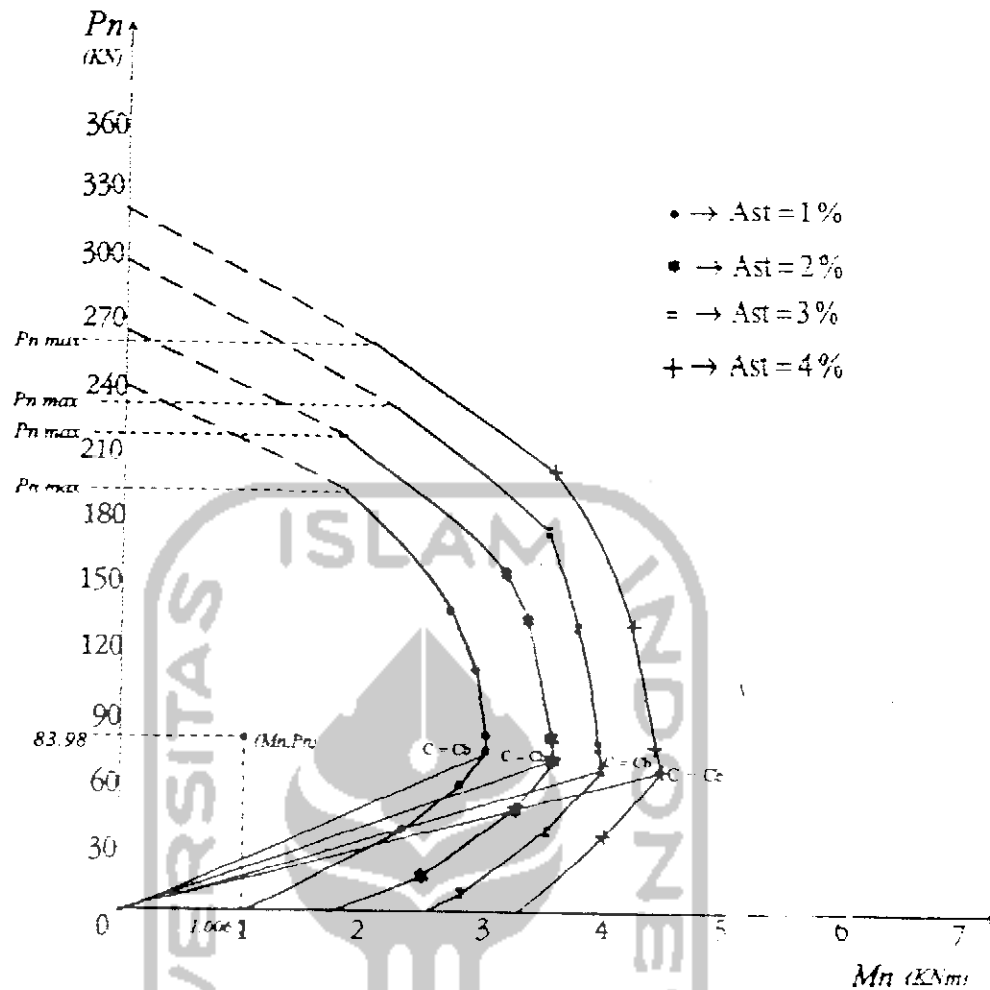
	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	46.667	10	30	40	50	60	70
$a$ (mm)	39.667	8.5	25.5	34	42.5	51	59.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214.288	-300	0	150	240	300	300
$f_s$ (Mpa)	299.994	300	300	300	240	100	0
$C_c$ (KN)	84.2924	18.0625	54.1875	72.25	90.3125	108.375	126.4375
$C_s$ (KN)	38.6076	-4.25	-12.75	-17	-21.75	-26.25	-30.75
$T_s$ (KN)	59.9088	60	60	60	48	20	0
$P_n$ (KN)	62.9012	100.1675	-10.0625	38	80.0625	144.125	182.1875
$M_n$ (KNm)	4.5149	0.74	3.133	4.089	4.531	4.17	3.675
$e$ (mm)	0.07178	-0.007	-0.3	0.108	0.052	0.03	0.02

Merencanakan sengkang:

Dengan menggunakan batang tulangan  $\phi 10$  mm, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini:

- d. 16 kali diameter tulangan pokok memanjang ( $D12$ ) = 192 mm
- e. 48 kali diameter tulangan sengkang ( $D10$ ) = 480 mm
- f. dimensi terkecil kolom = 100 mm.

maka digunakan batang tulangan sengkang  $\phi 10$  dengan jarak 100 mm.



Gambar 3.4 Diagram Interaksi Kolom 10 x 10 cm

Dari plotting  $(M_n, P_n)$  pada diagram interaksi, didapat besar penulangan kolom yang diperlukan ( $A_{st}$ ) yaitu sebesar 1% ( $A_g = 100 \text{ mm}^2$ ), sehingga dipakai tulangan  $\phi$  12 mm sebanyak 4 buah,  $A_s = 452 \text{ mm}^2$

Cek kelangsingan

diketahui kolom 100 x 100 mm

$f'_c = 25 \text{ Mpa}$ ,  $f_y = 300 \text{ Mpa}$ ,  $k = 1$

$$P_u = 54.587 \text{ KN}$$

$$M_u = 0.654 \text{ KNm}$$

$$\left. \begin{array}{l} M_1 = 0.000 \text{ KNm} \\ M_2 = 0.654 \text{ KNm} \end{array} \right\} \frac{M_1}{M_2} = \frac{0.000}{0.6541} = 0.000$$

diambil  $\beta_d = 0.25$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4(0.000) = 0.6$$

$$R = 0.3 h = 0.3 \cdot 100 = 30 \text{ mm}$$

Cek angka kelangsingannya:  $\frac{k \cdot L_u}{r} = \frac{1 \cdot 1000}{30} = 33.333 > 22$ , bergoyang

→ kolom langsing

karena  $\frac{k \cdot L_u}{r} > 22$ , digunakan metoda pembesaran momen

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} 100 \cdot 100^3 = 8.333 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5 \cdot (1 + \beta_d)} = \frac{23500 \cdot 8.333 \cdot 10^6}{2.5 \cdot (1 + 0.25)} = 6.2667 \cdot 10^{10} \text{ Nmm}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot L_u)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 6.2667 \cdot 10^{10}}{(1 \cdot 1000)^2} = 38656 \text{ N}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{0.6}{1 - \frac{54.587 \cdot 10^3}{0.65 \cdot 38656}} = 0.517, \text{ dipakai } \delta = 1$$

$$M_c = \delta \cdot M_u = 1 \cdot 0.654$$

$$= 0.654 \text{ KNm}$$

c. Pendimensian kolom tepi (bawah) :

Dari perhitungan mekanika didapatkan  $P_u = +3.081 \text{ KN}$

$$M_u = -5.049 \text{ KNm}$$

dicoba memakai ukuran kolom 15x15 cm, dengan diameter tulangan 12 mm

$$A_g = 150 \cdot 150 = 22.500 \text{ mm}^2$$

$$d' = 45 \text{ mm}$$

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ Mpa}$$

$$f_y = 300 \text{ Mpa}, f_c' = 25 \text{ Mpa}$$

$$\text{Untuk } A_{st} = 1\% A_g = 225 \text{ mm}^2$$

$$A_s + A_s' = A_{st}$$

$$A_s = A_s' = 112.5 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_{n0} &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(22500 - 225) + 225 \cdot 300) \\ &= 540.844 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n \text{ max}} &= 0.8 \cdot P_{n0} \\ &= 432.675 \text{ KN} \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Murni ( $M_n$ )

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{112.5 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 150} = 10.558 \text{ mm}$$

$$Mn0 = As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 112,5 \cdot 300 \left( 120 - \frac{10,558}{2} \right) = 3.871 \text{ KNm}$$

$$\text{Untuk } Ast = 2 \% Ag = 450 \text{ mm}^2$$

$$As + As' = Ast$$

$$As = As' = 225 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$Pn0 = (0,85 \cdot fc' (Ag - Ast) + Ast \cdot fy)$$

$$= (0,85 \cdot 25(22500 - 450) + 450 \cdot 300)$$

$$= 603.562,5 \text{ KN}$$

$$Pn \text{ max} = 0,8 \cdot Pn0$$

$$= 482.85 \text{ KN}$$

Mencari Momen Lentur Murni Mn0

$$e = \frac{As \cdot fy}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{225 \cdot 300}{0,85 \cdot 25 \cdot 150} = 21,177 \text{ mm}$$

$$Mn0 = As \cdot fy \left( d - \frac{a}{2} \right)$$

$$= 225 \cdot 300 \left( 120 - \frac{21,177}{2} \right) = 7.385 \text{ KNm}$$

$$\text{Untuk } Ast = 3 \% Ag = 675 \text{ mm}^2$$

$$As + As' = Ast$$

$$As = As' = 337,5 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_{n0} &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(22500 - 675) + 675 \cdot 300) \\ &= 666.281 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n \text{ max}} &= 0.8 \cdot P_{n0} \\ &= 533.025 \text{ KN} \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_{n0}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{337.5 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 150} = 31.765 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{n0} &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 337.5 \cdot 300 \left( 120 - \frac{31.765}{2} \right) = 10.542 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk  $A_{st} = 4\% A_g = 900 \text{ mm}^2$

$$A_s + A_s' = A_{st}$$

$$A_s = A_s' = 450 \text{ mm}^2$$

Untuk beban konsentris:

$$\begin{aligned} P_{n0} &= (0.85 \cdot f_c' (A_g - A_{st}) + A_{st} \cdot f_y) \\ &= (0.85 \cdot 25(22500 - 900) + 900 \cdot 300) \\ &= 729 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P_{n \text{ max}} &= 0.8 \cdot P_{n0} \\ &= 583.2 \text{ KN} \end{aligned}$$

Mencari Momen Lentur Murni  $M_{n0}$

$$a = \frac{A_s \cdot f_y}{0.85 \cdot f_c' \cdot b} = \frac{450 \cdot 300}{0.85 \cdot 25 \cdot 150} = 42.353 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} M_{n0} &= A_s \cdot f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \\ &= 450 \cdot 300 \left( 120 - \frac{42.353}{2} \right) = 13.341 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Untuk beban eksentris

Kondisi Balance :

$$d = 150 - 45 = 105 \text{ mm}$$

$$c_b = \frac{600}{600 + f_y} \cdot d = \frac{600}{600 + 300} \cdot 105 = 70 \text{ mm}$$

$$a_b = \beta_1 \cdot c_b = 0.85 \cdot (70)$$

$$= 59.5 \text{ mm}$$

$$f_s' = \frac{0.003(200000)(c - d')}{c}$$

$$= \frac{0.003(20000)(70 - 45)}{70}$$

$$= 214,286 \text{ Mpa} < f_y = 300 \text{ Mpa, dipakai } f_s' = 214,286 \text{ Mpa}$$

$$f_s = \frac{d - c}{c} \cdot 600$$

$$f_s = \frac{105 - 70}{70} \cdot 600$$

$$f_s = 300 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0.85 \cdot f_c' \cdot b \cdot a_b$$



$$= 0.85 \cdot 25 \cdot 150 \cdot 59.5$$

$$= 189,656 \text{ KN}$$

$$C_s = A_s' (f_s' - 0.85 f_c')$$

$$= 112.5(214,286 - 0.85 \cdot 25)$$

$$= 21,716 \text{ KN}$$

$$T_s = A_s f_s$$

$$= 112.5 \cdot 300$$

$$= 33.75 \text{ KN}$$

$$P_{n_{balance}} = C_c + C_s - T_s$$

$$= 177,622 \text{ KN}$$

$$M_{n_{balance}} = P_{n_{balance}} \cdot e$$

$$= C_c \left( y - \frac{ab}{2} \right) + C_s (y - d') + T_s (d - y)$$

$$y = \frac{h}{2} = \frac{150}{2} = 75 \text{ mm}$$

$$= 189,656 \left( 75 - \frac{59.5}{2} \right) + 21,716(75 - 45) + 33.75(105 - 75)$$

$$= 10,246 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{M_{n(b)}}{P_{n(b)}} = \frac{10,246}{177,622} = 0.05768 \text{ m}$$

$$= 57,68 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan berikut ini:

$$\text{Untuk nilai } A_{st} = 1\% , A_{st} = 0.01 \cdot A_g = 225 \text{ mm}^2$$

$$A_s = A_s' = 112.5 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.9 Perhitungan interaksi kolom  $15 \times 15$  ( $A_{st} = 0.01 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	70	25	50	75	90	100	110
$a$ (mm)	59.5	21.25	42.5	51	76.5	85	93.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214.286	0	60	150	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	100	30	27.27
$C_c$ (KN)	189.656	67.734	135.468	162.562	243.844	270.037	298.051
$C_s$ (KN)	21.716	0	4.359	14.484	31.359	31.359	31.359
$T_s$ (KN)	33.75	33.75	33.75	33.75	11.25	3.375	3.067
$P_n$ (KN)	177.622	33.984	106.077	143.296	263.952	298.920	326.323
$M_n$ (KNm)	10.245	5.380	8.425	9.444	10.24	9.847	9.452
$e$ (mm)	0.05768	0.158	0.0794	0.0663	0.0368	0.0329	0.0289

Untuk nilai  $A_{st} = 2\%$ ,  $A_{st} = 0.02 \cdot A_g = 450 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_s' = 225 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.10 Perhitungan interaksi kolom  $15 \times 15$  ( $A_{st} = 0.02 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )			Runtuh Desak ( $C > C_b$ )		
$C_b$ (mm)	70	25	50	75	90	100	110
$a$ (mm)	59.5	21.25	42.5	51	76.5	85	93.5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214.286	0	60	150	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	100	30	27.27
$C_c$ (KN)	189.656	67.734	135.468	162.562	243.844	270.037	298.051
$C_s$ (KN)	43.433	4.781	8.719	28.908	62.718	62.718	62.718

Ts (KN)	67,5	67,5	67,5	67,5	22,5	6,75	6,135
Pn (KN)	165,589	-4,547	76,687	124,03	284,062	326,005	354,614
Mn (KNm)	11,909	6,241	9,567	10,940	11,97	10,658	10,484
e (mm)	0,0719	0,1373	0,1247	0,0882	0,0405	0,0327	0,0296

Untuk nilai  $A_{st} = 3\%$ ,  $A_{st} = 0,03 \cdot A_g = 675 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_{s'} = 337,5 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.11 Perhitungan interaksi kolom  $15 \times 15$  ( $A_{st} = 0,03 A_g$ )

	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( $C < C_b$ )				Runtuh Desak ( $C > C_b$ )	
$C_b$ (mm)	70	25	50	60	90	100	110
a (mm)	59,5	21,25	42,5	51	70,5	85	93,5
$f_y$ (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
$f_s'$ (Mpa)	214,28	0	60	150	300	300	300
$f_s$ (Mpa)	300	300	300	300	100	50	27,27
$C_c$ (KN)	189,656	67,734	135,468	162,562	243,844	270,037	298,031
$C_s$ (KN)	65,149	-7,172	13,078	43,453	94,078	94,078	94,078
Ts (KN)	101,25	101,25	101,25	101,25	33,75	10,125	9,203
Pn (KN)	153,555	-40,688	47,296	104,765	304,172	353,990	382,906
Mn (KNm)	13,579	5,887	10,711	12,389	13,796	11,902	11,517
e (mm)	0,0884	0,1447	0,2265	0,1182	0,0421	0,0336	0,0301

Untuk nilai  $A_{st} = 4\%$ ,  $A_{st} = 0,04 \cdot A_g = 900 \text{ mm}^2$

$$A_s = A_{s'} = 450 \text{ mm}^2$$

Tabel 3.12 Perhitungan interaksi kolom 15 × 15 (Ast = 0,04 Ag)

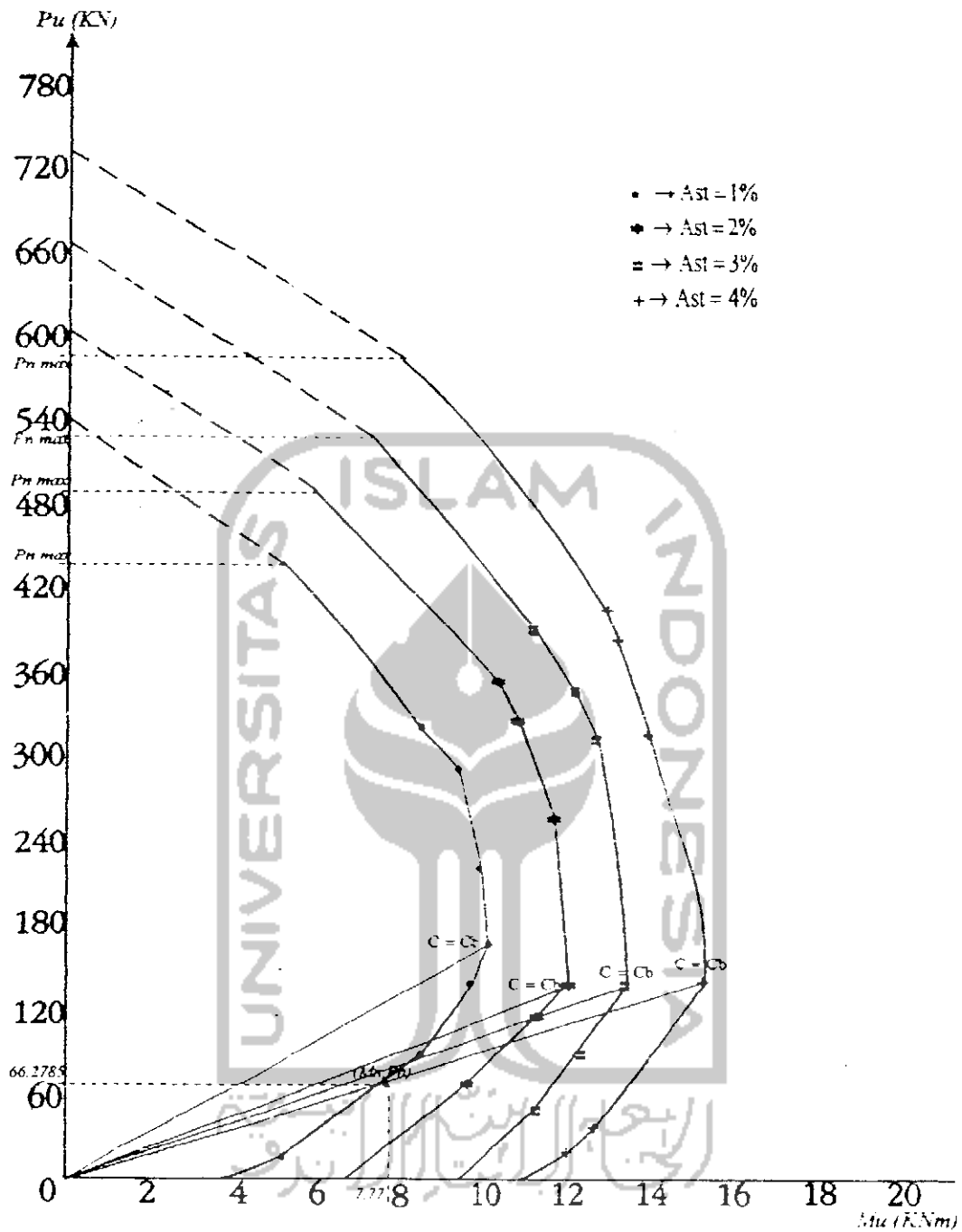
	Beban Eksentris						
	Balanced	Runtuh Tarik ( C < Cb )			Runtuh Desak ( C > Cb )		
Cb (mm)	76	25	50	60	90	100	110
a (mm)	59,5	21,25	42,5	51	76,5	85	93,5
fy (Mpa)	300	300	300	300	300	300	300
fs' (Mpa)	214,286	0	60	150	300	300	300
fs (Mpa)	300	300	300	300	100	30	27,27
Cc (KN)	189,656	67,734	135,468	162,5625	243,844	270,057	298,051
Cs (KN)	86,866	-9,562	17,437	7,938	125,437	125,437	125,437
Ts (KN)	135	135	135	135	45	13,5	12,271
Pn (KN)	141,522	-76,828	17,905	35,5005	324,281	381,974	411,197
Mn (KNm)	15,237	8,123	11,855	12,344	15,274	12,944	12,551
e (mm)	0,1077	0,1057	0,6621	0,3475	0,0434	0,0339	0,0357

Merencanakan sengkang:

Dengan menggunakan batang tulangan  $\phi 10$  mm, jarak spasi sengkang ditentukan nilai terkecil dari ketentuan-ketentuan berikut ini:

- 16 kali diameter tulangan pokok memanjang (D12) = 192 mm
- 48 kali diameter tulangan sengkang (D10) = 480 mm
- dimensi terkecil kolom = 150 mm

maka digunakan batang tulangan sengkang D10 dengan jarak 150 mm



Gambar 3.5 Diagram Interaksi Kolom 15 x 15 cm

Dari plotting  $(M_n, P_n)$  pada diagram interaksi, didapat besar penulangan kolom yang diperlukan ( $A_{st}$ ) yaitu sebesar 1%  $(A_g = 225 \text{ mm}^2)$ , sehingga dipakai tulangan  $\phi$  12 mm sebanyak 4 buah,  $A_s = 452.4 \text{ mm}^2$

## Cek kelangsingan

diketahui kolom 150 x 150 mm

$$f_c = 25 \text{ Mpa}, f_y = 300 \text{ Mpa}, k = 1$$

$$P_u = 43.801 \text{ KN}$$

$$M_u = 5.049 \text{ KNm}$$

$$\begin{aligned} M1 &= 0.000 \text{ KNm} & M1 &= 0.000 \\ M2 &= 5.049 \text{ KNm} & M2 &= 5.049 \end{aligned} = 0.000$$

$$\text{dambil } \beta_d = 0.25$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 \left( \frac{M_1}{M_2} \right) = 0.6 + 0.4(0.000) = 0.6$$

$$R = 0.3 h = 0.3 \cdot 150 = 45 \text{ mm}$$

$$\text{Cek angka kelangsingannya: } \frac{k \cdot Lu}{r} = \frac{1 \cdot 1000}{45} = 22.2 > 22, \text{ bergoyang}$$

→ kolom langsing

karena  $\frac{k \cdot Lu}{r} > 22$ , digunakan metoda pembesaran momen

$$I_g = \frac{1}{12} b \cdot h^3 = \frac{1}{12} 150 \cdot 150^3 = 4.21875 \cdot 10^7 \text{ mm}^4$$

$$E_c = 4700 \sqrt{f_c} = 4700 \sqrt{25} = 23500 \text{ Mpa}$$

$$EI = \frac{E_c \cdot I_g}{2.5 \cdot (1 + \beta_d)} = \frac{23500 \cdot 4.21875 \cdot 10^7}{2.5 \cdot (1 + 0.25)} = 3.1725 \cdot 10^{11} \text{ Nmm}^2$$

$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot EI}{(k \cdot Lu)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 3.1725 \cdot 10^{11}}{(1 \cdot 1000)^2} = 813111132 \text{ N}$$

$$\delta = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} = \frac{0.6}{1 - \frac{43.081 \cdot 10^3}{0.65 \cdot 3131132}} = 0.6129 \text{ , dipakai } \delta = 1$$

$$M_c = \delta \cdot M_u = 1 \cdot 5.049$$

$$= 5.049 \text{ KNm}$$

### 3.4 Perencanaan Pondasi

#### 3.4.1 Daya Dukung Tanah

Dengan mengambil data laboratorium dalam suatu pengujian tanah di lapangan, pada kedalaman 0 – 2.00 m didapatkan data tanah sebagai berikut:

$$\text{kadar air (w)} = 11.98 \%$$

$$\gamma_b = 1.8 \text{ gr/cc} = 1.80 \text{ ton/m}^3 = 17.65 \text{ KN/m}^3$$

$$\phi = 29^\circ$$

$$c = 0.088 \text{ kg/cm}^2 = 0.88 \text{ t/m}^2$$

panjang dan lebar pondasi ditaksir sebesar 65 cm = 0.65 m

tebal pondasi (d) ditaksir sebesar 12 cm

Dengan memakai tabel interpolasi, didapatkan nilai-nilai  $N_c, N_\gamma, N_q$

φ	$N_c$			$N_\gamma$			$N_q$		
	28°	29°	32°	28°	29°	32°	28°	29°	32°
Nilai	11.4	14.115	30.0	4.4	5.05	10.0	7.1	0.85	14.1

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$= \tan^2 \left( 45 - \frac{29}{2} \right) = 0.347$$

$$K_p = \frac{1}{K_u} = 2.882$$

1. Daya Dukung Tanah menurut Terzaghi

$$\begin{aligned} q_{ult} &= 1.3 \cdot c \cdot N_c + q \cdot N_q + 0.4 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \\ &= 1.3 \cdot 0.88 \cdot 14.115 + (1 \cdot 1.8) \cdot 9.85 + 0.4 \cdot 1.8 \cdot 0.65 \cdot 5.95 \\ &= 36.972 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

dengan menggunakan safety faktor ( SF ) = 2,0 maka

$$q_{ult} = \frac{36.972}{2} = 18.485 \text{ t/m}^2 = 181.3 \text{ KN/m}^2$$

2. Daya Dukung Tanah menurut Meyerhoff

$$Q_{ult} = c \cdot N_c \cdot S_c \cdot d_c + q \cdot N_q \cdot S_q \cdot d_q + 0.5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot S_\gamma \cdot d_\gamma$$

dengan :

$$S_c = 1 + 0.2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L} = 1 + 0.2 \cdot 2.882 \cdot \frac{0.65}{0.65} = 1.5764$$

$$S_q = S_\gamma = 1$$

$$d_c = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{K_p \frac{D_f}{B}} = 1 + 0.2 \cdot \sqrt{2.882 \cdot \frac{1}{0.65}} = 1.42$$

$$d_q = d_\gamma = 1$$

$$q_{ult} = 0.88 \cdot 14.115 \cdot 1.5764 + 1 + (1 \cdot 1.8) \cdot 9.85 \cdot 1 \cdot 1.21 +$$

$$0.5 \cdot 1.8 \cdot 0.65 \cdot 5.95 \cdot 1.1$$

$$= 44.51 \text{ t/m}^2$$

dengan SF = 2

$$q_{ult} = \frac{44.51}{2} = 22.255 \text{ t/m}^2 = 218.248 \text{ KN/m}^2$$





$$\begin{aligned}
 V_u &= \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\
 &= 0.6 \cdot \sqrt{25} \cdot 0.65 \cdot d \cdot \frac{1}{6} = 0.325 \cdot d
 \end{aligned}$$

$$V_u = \sigma(x-d) \cdot b$$

$$= \left[ \left( \frac{53.8513 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \right) + 18.35 \cdot 10^{-3} \right] (120 - d) \cdot 650$$

$$= 94.77(120-d)$$

$$0.325d = 94.77(120-d)$$

$$11372.4 = 95.095d$$

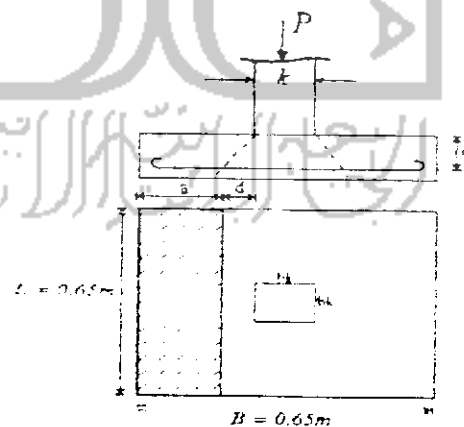
$$d = 119.589 \text{ mm} < 120 \text{ mm, dipakai } d = 120 \text{ mm.}$$

Kontrol Kuat Geser

- Gaya lintang

$$d = 120 - p_b - \phi_{tul}$$

$$= 120 - 40 - 12 = 68 \text{ mm}$$



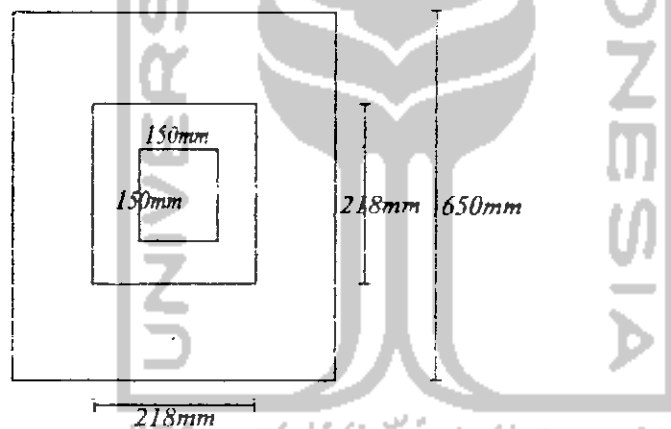
Gambar 3.6 Gaya Geser Pondasi Satu Arah

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{1}{2}B - \frac{1}{2}bk - d \\
 &= \frac{1}{2}650 - \frac{1}{2}120 - 68 = 197 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_u &= \frac{P}{A} \cdot A_{\text{arsiran}} \\
 &= \frac{53.8513 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \cdot 197 \cdot 650 \\
 &= 16.321 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{25} \cdot 650 \cdot 68 = 36.833 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.6 \cdot 36.833 = 22.100 \text{ KN} > V_u = 16.321 \text{ KN. Aman}$$



Gaya Geser Pons

$V_c$  diambil nilai terkecil,

$$\begin{aligned}
 V_c &= (4\sqrt{f_c'}) f_u \cdot d \\
 &= (4\sqrt{25}) 650 \cdot 68 = 884 \text{ KN}
 \end{aligned}$$

$$V_c = \left( \frac{\alpha_c \cdot d}{b_v} + 2 \right) \left( \frac{1}{12} \sqrt{f_c'} \right) b_u \cdot d$$

$$= \left( \frac{40 \cdot 68}{650} + 2 \right) \left( \frac{1}{12} \sqrt{25} \right) 650 \cdot 68 = 113.9 \text{ KN}$$

$V_u = \sigma_{\text{netto}} \cdot \text{Aarsiran}$

$$= \left( \frac{53.8513 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \right) \cdot (650^2 - (218 \cdot 218)) = 47.794 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.6 \cdot 113.9 = 68.34 \text{ KN} > V_u = 47.794 \text{ KN}, \text{ Aman}$$

b) Beban kolom dengan dimensi kolom 10/10 cm

$$P_u = \frac{54.587}{0.8} = 68.234 \text{ KN}$$

$$M_u = \frac{0.000}{0.8} = 0.000 \text{ KNm}$$

$$e = \frac{0.000}{68.234} = 0.000 \text{ m}$$

Tegangan maksimum dan minimum yang terjadi pada telapak pondasi adalah:

$$q_{\frac{\text{max}}{\text{min}}} = \frac{V}{A} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot e}{B} \right)$$

$$q_{\frac{\text{max}}{\text{min}}} = \frac{68.234}{0.65 \cdot 0.65} \left( 1 \pm \frac{6 \cdot 0.000}{0.65} \right) = 161.501 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{\text{ijin}} = 181.3 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \text{berat tanah} \cdot (1 - 0.12) \cdot 17.25 = 15.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{berat pondasi} \cdot (0.12 \cdot 2400) \cdot 0.000981 = 2.82 \text{ KN/m}^2$$

$$18.35 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} + qu \\ &= \frac{68.234}{0.4225} + 18.35 = 179.85 \text{ KN/m}^2 < \sigma = 181.3 \text{ KN/m}^2\end{aligned}$$

→ Aman

Menentukan tebal plat

$$V_c = \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$V_u \leq \phi \cdot V_n \rightarrow V_n = V_c$$

$$V_u = \phi \cdot \frac{1}{6} \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d$$

$$= 0.6 \cdot \sqrt{25} \cdot 0.65 \cdot d \cdot \frac{1}{6} = 0.325 \cdot d$$

$$V_u = \sigma(x-d) \cdot b$$

$$= \left[ \left( \frac{68.234 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \right) + 18.35 \cdot 10^{-3} \right] (120 - d) \cdot 650$$

$$= 116.9(120-d)$$

$$0.325d = 116.9(120-d)$$

$$117.225d = 14028$$

$$d = 119.667 \text{ mm} < 120 \text{ mm, dipakai } d = 120 \text{ mm.}$$

Kontrol Kuat Geser

- Gaya lintang

$$d = 120 - p_b - \phi_{tul}$$

$$= 120 - 40 - 12 = 68 \text{ mm}$$

$$a = \frac{1}{2} B - \frac{1}{2} bk - d$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 650 - \frac{1}{2} \cdot 100 - 68 = 207 \text{ mm}$$

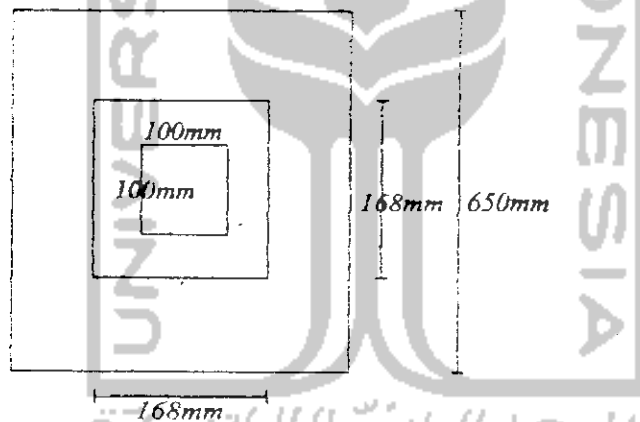
$$V_u = \frac{P}{A} \cdot A_{\text{arsiran}}$$

$$= \frac{68.234 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \cdot 207 \cdot 650$$

$$= 21.730 \text{ KN}$$

$$V_c = \sqrt{f_c'} \cdot B \cdot d \cdot \frac{1}{6} = \sqrt{25} \cdot 650 \cdot 68 \cdot \frac{1}{6} = 36.833 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.6 \cdot 36.833 = 22.100 \text{ KN} > V_u = 21.730 \text{ KN}, \text{ Aman}$$



- Gaya Geser Pons

$V_c$  diambil nilai terkecil.

$$V_c = (4\sqrt{f_c'}) b_w \cdot d$$

$$= (4\sqrt{25}) 650 \cdot 68 = 884 \text{ KN}$$

$$V_c = \left( \frac{\alpha_s \cdot d}{b_w} + 2 \right) \left( \frac{1}{12} \sqrt{f_c'} \right) b_w \cdot d$$

$$= \left( \frac{40 \cdot 68}{650} + 2 \left( \frac{1}{12} \sqrt{25} \right) \right) 650 \cdot 68 = 113.9 \text{ KN}$$

$V_u = \sigma_{\text{netto}} \cdot \text{Aarsiran}$

$$= \left( \frac{68.234 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \right) \cdot (650^2 - (168 \cdot 168)) = 63.675 \text{ KN}$$

$$\phi V_c = 0.6 \cdot 113.9 = 68.34 \text{ KN} > V_u = 63.675 \text{ KN}, \text{ Aman}$$

### 3.4.2 Perencanaan Penulangan

- Untuk kolom 15/15 cm

$$\text{NFD kolom} = \frac{43.081}{0.8} = 53.8513 \text{ KN}$$

$$x = \frac{1}{2} (b - b_k)$$

$$x = \frac{1}{2} (0.65 - 0.15) = 0.250 \text{ m}$$

$$M_u = \frac{1}{2} \left( \frac{53.8513 \cdot 10^3}{0.4225 \cdot 10^6} \right) \cdot 650 \cdot 250^2 = 2.589 \text{ KNm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.85}{300} \cdot \frac{600}{600 + 300} = 0.0401$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.0301$$

$$\rho_{\text{min}} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.004667$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{300}{0.85 \cdot 25} = 14.118$$

$$R_n = \frac{Mu}{\phi b d^2} = \frac{2.589 \cdot 10^6}{0.6 \cdot 650 \cdot 98^2} = 0.6912$$

$$\rho_{perlu} = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14.118 \cdot 0.6912}{300}} \right) \cdot \frac{1}{14.118} = 0.002343$$

$$\rho_{perlu} < \rho_{min} \rightarrow \rho_{min} = 0.004667$$

$$A_s = \rho_{perlu} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.004667 \cdot 650 \cdot 98 = 297.288 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan  $\phi = 10 \text{ mm}$ ,  $A_s 1\phi = 78.54 \text{ mm}^2$

$$\text{jumlah tulangan} = \frac{297.288}{78.54} = 3.785 \approx 4 \text{ buah}$$

- Untuk kolom 10'10 cm

$$\text{NFD kolom} = \frac{54.587}{0.8} = 68.2338 \text{ KN}$$

$$x = \frac{1}{2}(b - bk)$$

$$x = \frac{1}{2}(0.65 - 0.1) = 0.275 \text{ m}$$

$$Mu = \frac{1}{2} \left( \frac{68.2338 \cdot 10^4}{0.4225 \cdot 10^6} \right) \cdot 650 \cdot 275^2 = 3.9694 \text{ KNm}$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \cdot 25 \cdot 0.85}{300} \cdot \frac{600}{600 + 300} = 0.0414$$

$$\rho_{max} = 0.75 \cdot \rho_b = 0.0301$$



$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{300} = 0.004667$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \cdot f_c'} = \frac{300}{0.85 \cdot 25} = 14.118$$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2} = \frac{3.9694 \cdot 10^6}{0.6 \cdot 650 \cdot 98^2} = 1.0597$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 14.118 \cdot 1.0597}{300}} \right) \frac{1}{14.118} = 0.00363$$

$$\rho_{\text{perlu}} < \rho_{\min} \rightarrow \rho_{\min} = 0.004667$$

$$A_s = \rho_{\text{perlu}} \cdot b \cdot d$$

$$= 0.004667 \cdot 650 \cdot 98 = 297.288 \text{ mm}^2$$

dipakai tulangan  $\phi = 10 \text{ mm}$ ,  $A_s 1\phi = 78.54 \text{ mm}^2$

$$\text{jumlah tulangan} = \frac{297.288}{78.54} = 3.775 \approx 4 \text{ buah}$$

### 3.4.3 Stabilitas Pondasi

Ukuran kolom 15/15 cm

Kecamatan terhadap geseran

Angka keamanan terhadap geseran dapat diperoleh dengan rumus:

$$\delta_s = \frac{V \tan \phi + c \cdot B + (0.5 E_p)}{T}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 1^2 \cdot 2.882 \cdot 0.00981$$

$$= 25.445 \text{ KN}$$

$$c = 880 - 0.00981 = 8.633 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = 0.347$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (1800 - 0.00981) \cdot 1^2 \cdot 0.347 = 3.06 \text{ KN}$$

$$T = E = 3.06 \text{ KN}$$

V = gaya vertikal pada pondasi

$$= (0.65^2 \cdot 0.12 \cdot 2400 + 0.88 \cdot 0.15^2 \cdot 2400) - 0.00981 = 1.66 \text{ KN}$$

$$\delta_s = \frac{1.66 \tan 29 + 8.633 \cdot 0.65 + (0.5 \cdot 25.445)}{3.06}$$

$$= 6.292 > 1.5, \text{ Aman}$$

Ukuran kolom 40/40 cm

Keamanan terhadap geseran

Angka keamanan terhadap geseran dapat diperoleh dengan rumus:

$$\delta_s = \frac{V \tan \phi + c \cdot B + (0.5 E_p)}{T}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_p$$

$$= \frac{1}{2} \cdot 1800 \cdot 1^2 \cdot 2.882 \cdot 0.00981$$

$$= 25.445 \text{ KN}$$

$$c = 880 \cdot 0.00981 = 8.633 \text{ KN/m}^2$$

$$K_a = 0.347$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_a$$

$$= \frac{1}{2} \cdot (1800 \cdot 0.00981) \cdot 1^2 \cdot 0.347 = 3.06 \text{ KN}$$

$$T = E = 3.06 \text{ KN}$$

$V$  = gaya vertikal pada pondasi

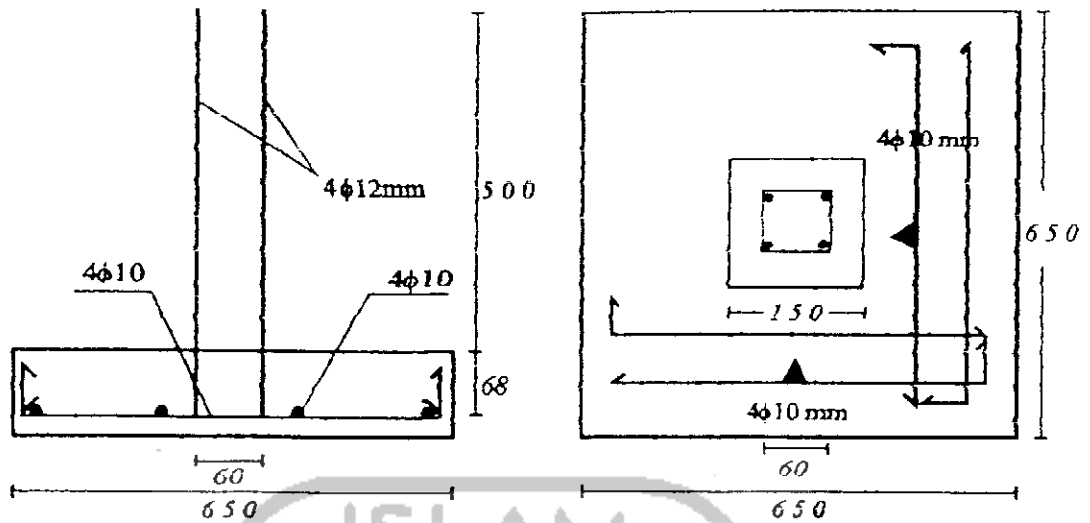
$$= (0.65^2 \cdot 0.12 \cdot 2400 + 0.88 \cdot 0.1^2 \cdot 2400) \cdot 0.00981 = 1.4 \text{ KN}$$

$$\delta_s = \frac{1.4 \tan 29 + 8.633 \cdot 0.65 + (0.5 - 25.445)}{3.06}$$

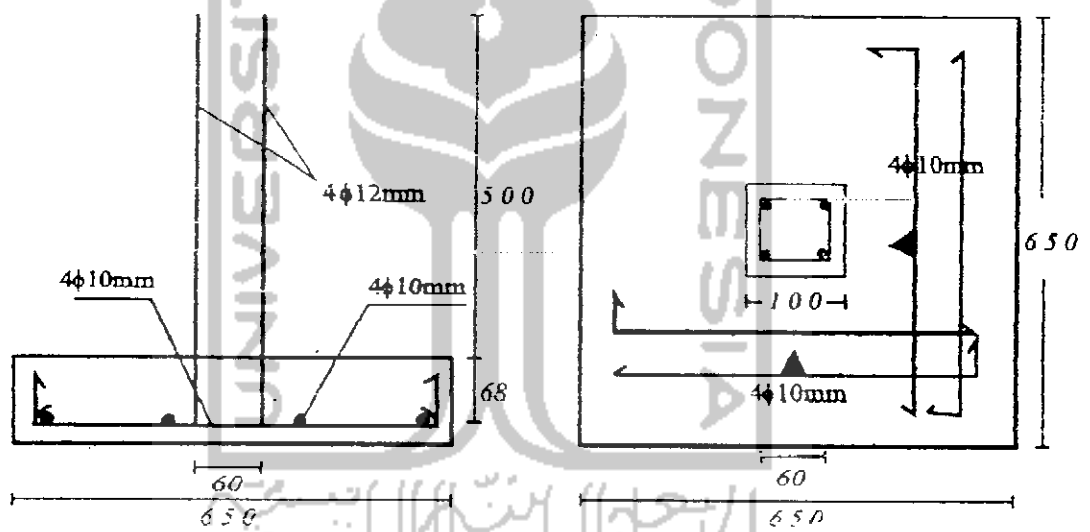
$$= 6.245 > 1.5, \text{ Aman}$$

#### 3.4.4 Desain Pracetak

Untuk konsep desain pracetaknya hanya memakai tulangan pokok telapak yang masuk ke dalam kolom sepanjang  $40 \cdot D = 40 \cdot 12 \text{ mm} \approx 50 \text{ cm}$ , sedangkan pelaksanaan di lapangan tinggal menyambung dengan tulangan pokok kolomnya kemudian dicor dengan memakai bekesting sesuai ukuran kolom yang dikehendaki.

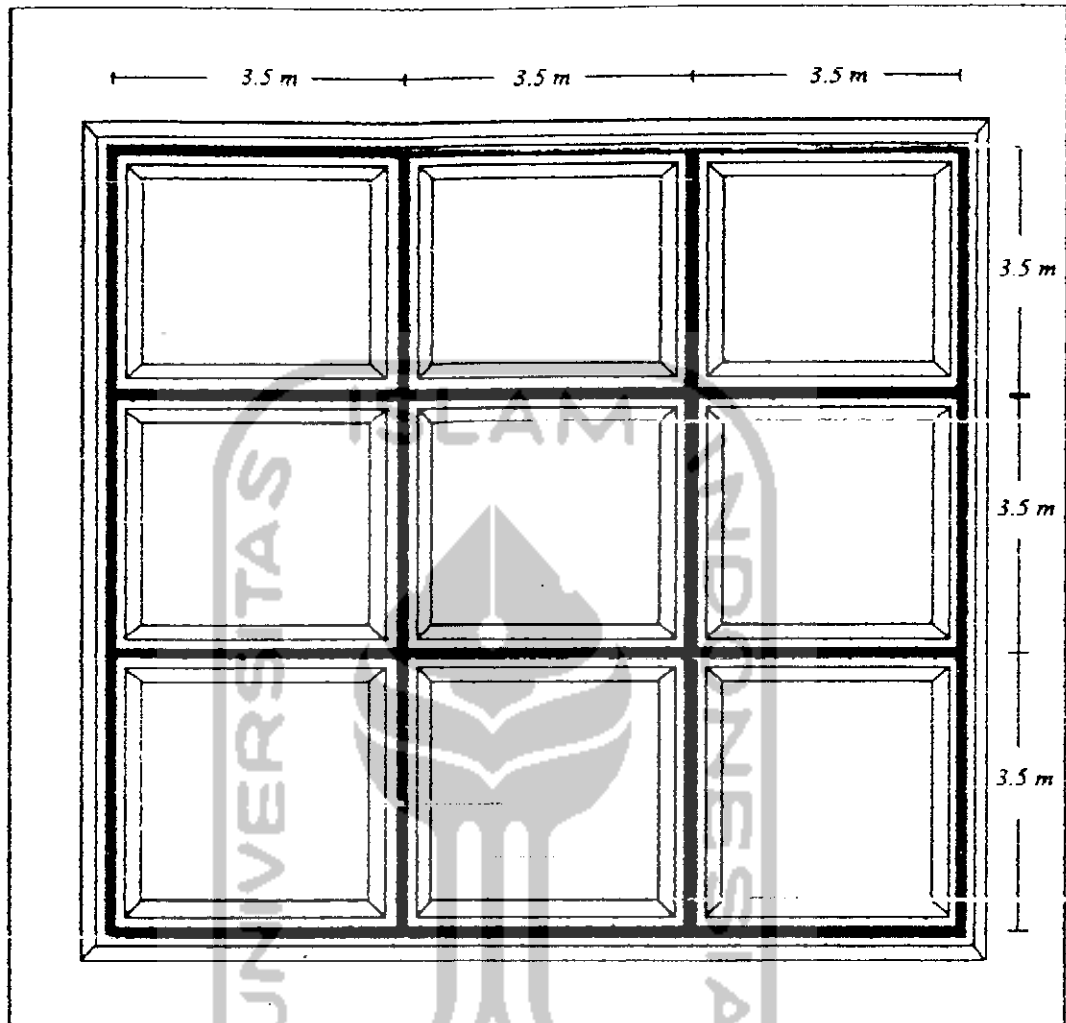


Gambar 3.7 Dimensi dan penulangan pondasi telapak dengan kolom 15 x 15 cm

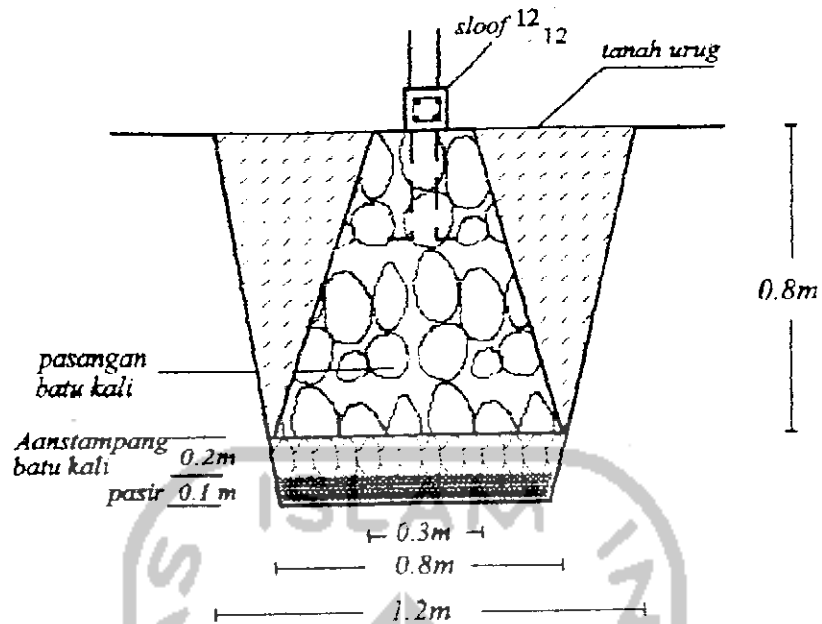


Gambar 3.8 Dimensi dan penulangan pondasi telapak dengan kolom 10 x 10 cm

### 3.5 Pondasi Menerus (Staal)



Gambar 3.9 Denah Pondasi Staal



Gambar 3.10 Dimensi Pondasi Staal

Kontrol Lebar Pondasi

Beban yang bekerja:

1. Atap, kuda-kuda =  $1.2 \cdot 12.51 = 15.012 \text{ KN}$
2. Air hujan =  $1.6 \cdot 2.883 = 4.6128 \text{ KN}$
3. Pasangan batako =  $1.2 \cdot 11.77 = 14.124 \text{ KN/m}$

$$4. \text{ Pondasi} = \frac{0.3 + b}{2} \cdot 4 \cdot 2200 \cdot 0.00981 = 3.2373 + 10.791 \cdot b$$

$$5. \text{ Pasir urug} = 1500 \cdot 0.00981 = 14.715 \text{ KN}$$

$$6. \text{ Berat sloof} = 0.12 \cdot 0.12 \cdot 2400 \cdot 0.00981 = 0.339 \text{ KN}$$

$$7. \text{ Berat penggantung} = 1.2 \cdot 0.6178 = 0.7414 \text{ KN}$$

$$P = 52.7815 + 10.791 \cdot b$$

Daya dukung tanah yang digunakan ( $\sigma = 36.972 \text{ t/m}^2$ )

$$\text{dengan SF} = 2, \text{ maka } q_{ult} = \frac{36.972}{2} = 18.485 \text{ t/m}^2$$

$$= 181.3 \text{ KN/m}^2$$

$$181.3 b = 52.7815 + 10.791 \cdot b$$

$$170.509 \cdot b = 52.7815$$

$$b = 0.309 \text{ m, dipakai } b = 0.8 \text{ m}$$



### 3.6 Analisis Perbandingan Anggaran Biaya Pekerjaan Pondasi Staal Dengan Pondasi Telapak

Tabel 3.13 DAFTAR HARGA SATUAN BAHAN BANGUNAN

No	URAIAN	Satuan Bahan
1.	Semen Portland Type 1 Merk Gresik 40 Kg	Rp. 10.000 / zak
2.	Agregat kasar/krikil	Rp. 16.875 / M <sup>3</sup>
3.	Pasir Urug	Rp. 7.700 / M <sup>3</sup>
4.	Pasir Beton	Rp. 15.525 / M <sup>3</sup>
5.	Papan Kayu Meranti ukuran 2/25	Rp. 4.375 / M <sup>2</sup>
6.	Besi Beton Polos	Rp. 3.300 / Kg
7.	Kawat pengikat tulangan beton / bindrat	Rp. 0.500 / Kg
8.	Paku	Rp. 4.000 / Kg

Tabel 3.14 DAFTAR UPAH TENAGA

No	JENIS PEKERJA	Satuan
1.	Pekerja / Tenaga	Rp. 4.850 / hari
2.	Tenaga Gali Tanah / Pondasi	Rp. 4.850 / hari
3.	Tukang Kayu	Rp. 8.500 / hari
4.	Tukang Batu	Rp. 8.000 / hari
5.	Tukang Besi	Rp. 8.000 / hari
6.	Kepala Tukang Kayu	Rp. 9.000 / hari
7.	Kepala Tukang Batu	Rp. 9.000 / hari
8.	Kepala Tukang Besi	Rp. 9.000 / hari
9.	Mandor	Rp. 9.000 / hari



Tabel 3.15 Perhitungan Upah dan Bahan

No	Uraian	Bahan	Upah	Harga Satuan Pekerjaan
1.	Pekerjaan Galian ( per m <sup>3</sup> )			
	0.75 pekerja	-	4850	Rp. 3637,5
	0.025 mandor	-	9000	Rp. 225
				Rp. 3862,5
2.	Pekerjaan Urugan Kembali			
	0.75 pekerja	-	4850	Rp. 3637,5
	0.025 mandor	-	9000	Rp. 225
	Sub Total Pekerjaan Galian			Rp. 3862,5
3.	Pekerjaan Urugan Pasir			
	1.2 m <sup>3</sup> pasir	7700	-	Rp. 9240
	0.3 pekerja	-	4850	Rp. 1455
	0.01 mandor	-	9000	Rp. 90
	Sub Total Pekerjaan Timbunan			Rp. 10785
4.	Aanstampang Batu Kali ( per m <sup>3</sup> )			
	1.1 m <sup>3</sup> batu kali	16875	-	Rp. 18562,5
	0.5 m <sup>3</sup> pasir urug	7700	-	Rp. 3850
	1.5 pekerja	-	4850	Rp. 7275
	0.075 mandor	-	9000	Rp. 675
	Sub Total Aanstampang			Rp. 30362,5
5.	Pasangan Batu Kali campuran 1:4 (per m <sup>3</sup> )			
	1.2 m <sup>3</sup> batu kali	16875	-	Rp. 20250
	4.0715 zak semen	10000	-	Rp. 40715
	0.522 m <sup>3</sup> pasir	7700	-	Rp. 4019,4
	1.2 tukang batu	-	8000	Rp. 9480
	0.12 kepala tukang batu	-	9000	Rp. 1080
	3.6 pekerja	-	4850	Rp.17460
	0.18 mandor	-	9000	Rp. 1620
	Sub Total Pasangan Batu Kali			Rp. 94624,4

6.	Pekerjaan Beton per M <sup>3</sup>			
	1 m <sup>3</sup> beton dengan campuran 1:2:3			
	0.82 m <sup>3</sup> kerikil	16875	-	Rp. 13837.5
	0.54 m <sup>3</sup> pasir	15525	-	Rp. 4158
	6.8 zak semen	10000	-	Rp. 68000
	1 tukang batu	-	8000	Rp. 8000
	0.1 kepala tukang batu	-	9000	Rp. 900
	6 pekerja	-	4850	Rp. 29100
	0.3 mandor	-	9000	Rp. 2700
	Sub Total Pekerjaan Beton			Rp. 126695.5
7.	Pekerjaan Pembesian per 100 Kg			
	9 tukang besi	-	8000	Rp. 72000
	0.9 kepala tukang besi	-	9000	Rp. 8100
	9 pekerja	-	4850	Rp. 43650
	100 kg besi	33000	-	Rp. 330000
	2 kg kawat	6500	-	Rp. 13000
	Sub Total Pekerjaan Pembesian			Rp. 466750
8.	Pekerjaan Bekisting per M <sup>2</sup>			
	0.5 tukang kayu	-	8500	Rp. 4250
	0.05 kepala tukang kayu	-	9000	Rp. 450
	0.2 pekerja	-	4850	Rp. 970
	0.01 mandor	-	9000	Rp. 90
	0.4 kg paku	4000	-	Rp. 1600
	+ papan (2.25)	4875	-	Rp. 17500
	0.5 pekerja bongkar + siram	-	450	Rp. 2425
	Sub Total Pekerjaan Bekisting			Rp. 27285
9.	Pekerjaan Lantai Kera campuran 1:3:5			
	0.91 m <sup>3</sup> kerikil	16875	-	Rp. 15356,25
	0.54 m <sup>3</sup> pasir	7700	-	Rp. 4158
	4.54 zak semen	16000	-	Rp. 45400
	6 pekerja	-	4850	Rp. 29100

0.3 mandor	-	9000	Rp. 2700
0.5 tukang batu	-	8000	Rp. 4000
0.05 kepala tukang batu	-	9000	Rp. 450
Sub Total Pekerjaan Lantai Kera			Rp.101164,25



Tabel 3.16 Harga Pekerjaan Beton Bertulang per M<sup>3</sup>

	Uraian	Harga Satuan	Jumlah Harga	Total Harga
1.	1 M <sup>3</sup> Pekerjaan Beton Sloof 12/12			
	Beton 1 M <sup>3</sup>	126695,5	126695,5	
	Besi 246.52 Kg	466750	1150632	
	Bekisting 13.888 M <sup>2</sup>	27285	378934	
	Total Harga per M <sup>3</sup> Beton Bertulang			Rp.1656261,5
2.	1 M <sup>3</sup> Pekerjaan Beton Sloof 12/22			
	Beton 1 M <sup>3</sup>	126695,5	126695,5	
	Besi 284 Kg	466750	1325570	
	Bekisting 7.5757 M <sup>2</sup>	27285	206703	
	Total Harga per M <sup>3</sup> Beton Bertulang			Rp.1658968,5
3.	1 M <sup>3</sup> Pekerjaan Beton Kolom 15/15			
	Beton 1 M <sup>3</sup>	126695,5	126695,5	
	Besi 50.24 Kg	466750	234495	
	Bekisting 17.77 M <sup>2</sup>	27285	48485	
	Total Harga per M <sup>3</sup> Beton Bertulang			Rp. 846044,5
4.	1 M <sup>3</sup> Pekerjaan Beton Kolom 10/10			
	Beton 1 M <sup>3</sup>	126695,5	126695,5	
	Besi 113.04 Kg	466750	527614	
	Bekisting 40 M <sup>2</sup>	27285	1091400	
	Total Harga per M <sup>3</sup> Beton Bertulang			Rp. 1745709,5
5.	1 M <sup>3</sup> Pekerjaan Beton Telapak			
	Beton 1 M <sup>3</sup>	126695,5	126695,5	
	Besi 112.13 Kg	466750	523497	
	Bekisting 5.8 M <sup>2</sup>	27285	158253	
	Total Harga per M <sup>3</sup> Beton Bertulang			Rp. 808315,5

A. Perhitungan pemakaian bahan bangunan yang dipakai pondasi staal:

$$1. \text{ volume galian} = \frac{0.8 + 1.2}{2} \cdot 1 = 1 \text{ m}^3$$

$$= 1 \text{ m}^3 \cdot 84 = 84 \text{ m}^3$$

$$2. \text{ Volume timbunan kembali} = \frac{1}{4} \cdot 1 \text{ m}^3 = 0.25 \text{ m}^3$$

$$= 0.25 \text{ m}^3 \cdot 84 = 21 \text{ m}^3$$

3. Urugan pasir

$$\text{Tinggi urugan pasir} = 0.1 \text{ m}$$

$$\text{lebar urugan pasir} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Volume} = 0.1 \cdot 0.8 \cdot 1 = 0.08 \text{ m}^3$$

$$= 0.08 \text{ m}^3 \cdot 84 = 6.72 \text{ m}^3$$

4. Aanstampang batu kali

$$\text{Tinggi} = 0.2 \text{ m}$$

$$\text{lebar} = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Volume} = 0.2 \cdot 0.8 = 0.16 \text{ m}^3$$

$$= 0.16 \text{ m}^3 \cdot 84 = 13.44 \text{ m}^3$$

5. Pasangan batu kali

$$\text{Volume} = \frac{0.8 + 0.3}{2} \cdot 0.7 = 0.385 \text{ m}^3$$

$$= 0.385 \text{ m}^3 \cdot 84 = 32.34 \text{ m}^3$$

6. Pekerjaan Beton Sloof

$$\text{Volume} = 0.12 \cdot 0.12 \cdot 1 = 0.0144 \text{ m}^3$$

$$= 0.0164 \text{ m}^3 \cdot 84 = 1.296 \text{ m}^3$$

B. Perhitungan pemakaian bahan bangunan yang dipakai pondasi telapak:

$$1. \text{ Volume galian} = 1 \cdot 1 \cdot 1 = 1 \text{ m}^3$$

$$= 1 \text{ m}^3 \cdot 16 = 16 \text{ m}^3$$

2. Volume timbunan kembali = volume galian – volume telapak – volume kolom

$$1 - [(0.65 \cdot 0.65 \cdot 0.12) + (0.1 \cdot 0.1 \cdot 0.78)] = 0.9415 \text{ m}^3$$

$$= 0.9415 \cdot 16 = 15.064 \text{ m}^3$$

3. Urugan pasir

$$\text{Volume} = 0.1 \cdot 1 \cdot 1 = 0.1 \text{ m}^3$$

$$= 0.1 \text{ m}^3 \cdot 16 = 1.6 \text{ m}^3$$

4. Pekerjaan Beton Slood

$$\text{Volume} = 0.12 \cdot 0.22 \cdot 1 = 0.0264 \text{ m}^3$$

$$= 0.0264 \text{ m}^3 \cdot 84 = 2.2176 \text{ m}^3$$

5. Pekerjaan Beton Kolom 15x15 cm ( 8 buah )

$$\text{Volume} = 0.15 \cdot 0.15 = 0.0225 \text{ m}^3$$

$$= 0.0225 \text{ m}^3 \cdot 8 = 0.18 \text{ m}^3$$

6. Pekerjaan Beton Kolom 10x10 cm ( 8 buah )

$$\text{Volume} = 0.10 \cdot 0.10 = 0.01 \text{ m}^3$$

$$= 0.01 \text{ m}^3 \cdot 8 = 0.08 \text{ m}^3$$

7. Pekerjaan Beton Telapak

$$\text{Volume} = 0.65 \cdot 0.65 \cdot 0.12 = 0.0507 \text{ m}^3$$

$$= 0.0507 \cdot 16 = 0.8112 \text{ m}^3$$

8. Pembuatan Lantai Kerja

$$\text{Volume} = 0.04 \cdot 0.12 \cdot 84 = 0.4032 \text{ m}^3$$

Tabel 3.17 Harga Borongan Pembuatan Pondasi dan Sloof

## A. Pondasi Menerus (Staal)

No.	Uraian Pekerjaan	Harga Satuan	Volume (M <sup>3</sup> )	Harga Borongan
1.	Pekerjaan Galian	Rp. 3892,5	84	Rp. 324450
2.	Pekerjaan Timbunan	Rp. 3892,5	21	Rp. 81112,5
3.	Pekerjaan Urugan Pasir	Rp. 10785	6,72	Rp. 72475,2
4.	Pekerjaan Pasangan Aanstampang Batu Kali	Rp. 30502,5	13,44	Rp. 408072
5.	Pekerjaan Pasangan Batu Kali	Rp. 94924,4	32,34	Rp. 3060515
6.	Pekerjaan Beton Sloof 12/12	Rp. 1658261,5	1,2096	Rp. 2003413
Jumlah				Rp. 5.950.035

## B. Pondasi Telapak

No.	Uraian Pekerjaan	Harga Satuan	Volume (M <sup>3</sup> )	Harga Borongan
1.	Pekerjaan Galian	Rp. 3892,5	16	Rp. 61800
2.	Pekerjaan Timbunan	Rp. 3892,5	13,404	Rp. 52004,7
3.	Pekerjaan Urugan Pasir	Rp. 10785	1,6	Rp. 17256
4.	Pekerjaan Beton Sloof 12/22	Rp. 1658968,5	2,2176	Rp. 3678928,5
5.	Pekerjaan Beton Kolom (15/15)	Rp. 849044,5	0,18	Rp. 152288
6.	Pekerjaan Beton Kolom (10/10)	Rp. 1745709,5	0,08	Rp. 139656
7.	Pekerjaan Beton Telapak	Rp. 88315,5	0,8112	Rp. 655705,5
8.	Pembuatan Lantai Kerja campuran 1:3:5	Rp. 10164,25	0,4032	Rp. 40789,4
Jumlah =				Rp. 4.798.428

## **BAB IV**

### **PEMBAHASAN**

#### **4.1 Struktural**

a. Balok pendukung pada pondasi telapak yang didesain untuk mendukung beban mempunyai dimensi lebih besar dari balok sloof yang biasa digunakan pada pondasi staal. Dimensi balok sloof pada pondasi konvensional yang dipakai sebagai pembanding yaitu ukuran 12/12 cm sedangkan dimensi balok pendukung yang mendukung beban pada pondasi telapak setelah dianalisis didapatkan 12/22 cm.

b. Dimensi kolom yang digunakan dibedakan antara kolom tepi dan kolom tengah. Dimensi kolom tepi 15/15 cm dan kolom tengah adalah 10/10 cm. Perbedaan ini dikarenakan beban yang diterima kolom tepi lebih besar dibandingkan kolom tengah.

c. Dimensi telapak dari hasil analisis ialah 65/65/12 cm. Semakin tumpul (lebar) alas pondasi maka akan semakin aman. Penyambungan tulangan antara kolom dengan pondasi dipakai tulangan diameter 12 mm sepanjang 50 cm berjumlah 4 buah.

#### **4.2 Ekonomi**

Sebagai perbandingan dari segi biaya yang dikeluarkan dalam pengertian masing-masing pondasi, secara garis besar efisiensi biayanya akan diuraikan dibawah ini. Dari uraian biaya akan dapat diambil suatu kesimpulan tentang penggunaan struktur pondasi yang paling efisien baik dari segi biaya maupun waktu pelaksanaan, tetapi tidak mengurangi nilai keamanan dan kenyamanan dari bangunan tersebut.

Dari perhitungan analisa terdahulu menunjukkan alternatif penggunaan pondasi jenis staal mengandung banyak pemborosan baik dalam



penggunaan material/bahan maupun segi waktu pelaksanaan. Untuk tahapan pekerjaan yang sama, antara pondasi jenis staal dengan pondasi jenis telapak terdapat penghematan yang dapat diperoleh, seperti terlihat pada tabel di bawah ini:

Tabel 4.1 Tabel Perbandingan Volume Pekerjaan Seragam

Uraian Pekerjaan	Pondasi Staal	Pondasi Telapak
1. Pekerjaan Galian	84 M <sup>3</sup>	16 M <sup>3</sup>
2. Pekerjaan Timbunan	21 M <sup>3</sup>	13.464 M <sup>3</sup>
3. Pekerjaan Urugan Pasir	6.72 M <sup>3</sup>	1.6 M <sup>3</sup>
4. Pekerjaan Beton Sloof	1.2096 M <sup>3</sup>	2.2176 M <sup>3</sup>

Dengan tabel diatas terlihat untuk jenis pondasi staal dapat meringankan biaya pada jenis pekerjaan yang sama. Perbedaan terbesar terjadi pada penggunaan sloof dari material beton bertulang yang lebih besar daripada yang dipakai pada pondasi staal. Hal ini mengakibatkan penambahan biaya yang tidak kecil disebabkan karena harga per 1 m<sup>3</sup> beton bertulang yang mahal.

Jika dihitung secara kasar, penghematan yang dapat diperoleh dengan menggunakan pondasi staal adalah:

$$(2.2176 - 1.2096) \cdot 1658970 - [(84 - 16) \cdot 3862,5 + (21 - 13.464) \cdot 3862,5] - (6.72 - 1.6) \cdot 10785 = \text{Rp. } 1.325.265$$

Tabel 4.2 Tabel Penggunaan Tenaga Kerja

No.	Macam Pekerjaan	Tenaga Kerja					
		Pondasi Staal			Pondasi Telapak		
		M	Tk	P	M	Tk	P
1.	Pekerjaan Galian	2.1	-	63	4	-	12
2.	Pekerjaan Timbunan	0.525	-	15.75	0.5766	-	11.3

3.	Pekerjaan Urugan Pasir	0.0672	-	2.016	0.016	-	0.48
4.	Pasangan Aanstampang Batu Kali	1.008	-	20.16	-	-	-
5.	Pasangan Batu Kali	9.702	38.808	116.42	-	-	-
6.	Pekerjaan Beton Sloof 12/12	4.17	36.4	45.8	-	-	-
7.	Pekerjaan Beton Telapak	-	-	-	1.424	11.35	16.3
8.	Pekerjaan Beton Kolom 15 15	-	-	-	0.342	2.592	4.1292
9.	Pekerjaan Beton Kolom 10 10	-	-	-	0.305	2.5	3.528
10.	Pekerjaan Lantai Kerja	-	-	-	0.1411	0.2016	2.4192
11.	Pekerjaan Sloof 12-22	-	-	-	7.54	67.2	81.74
Total Tenaga Kerja Terpakai		17.572	75.208	263.15	10.545	83.78	131.9

Namun, penggunaan pondasi telapak mempunyai keunggulan lain yang tidak diperoleh pada pondasi stal yaitu adanya penghematan penggunaan bahan batu kali. Pada pondasi stal penggunaan batu kali sebanyak 45.78 M<sup>3</sup> sebagai material inti juga tidak dapat dianggap murah, karena proses pengerjaan di lapangan akan membutuhkan tenaga kerja yang lebih banyak serta waktu yang lebih lama. Khusus untuk telapak pondasi yang sudah dipabrikasi akan menghemat waktu lebih banyak karena tidak perlu harus menunggu beberapa waktu untuk hingga betonnya mengeras.

Untuk beberapa tahapan pekerjaan yang satu sama lain berbeda, perbandingan biaya yang dipakai merupakan harga pekerjaan masing-masing tahapan, seperti diperlihatkan dalam tabel berikut ini:

Tabel 4.3 Tabel Perbandingan Volume Pekerjaan Tidak Seragam

No.	Urutan Pekerjaan	Harga Satuan	Pondasi Stal Volume (M <sup>3</sup> )	Pondasi Telapak Volume (M <sup>3</sup> )
1.	Pasangan Aanstampang	Rp. 30362,5	13.44	-
2.	Pasangan Batu Kali	Rp. 94624,4	32.34	-
3.	Beton Kolom 15.15 cm	Rp. 846044,5	-	0.18

4.	Beton Kolom 10/10 cm	Rp.1745709,5	-	0.08
5.	Beton Telapak	Rp. 808315,5	-	0.8112
6.	Lantai Kerja	Rp. 101164,25	-	0.4032
		Total Biaya	Rp. 3.468.225	Rp. 988.440

Dari tabel 4.1 dan 4.3, terlihat penghematan biaya yang terjadi relatif besar apabila keseluruhan biaya tersebut di total, yaitu sebesar:

$$\text{Rp. ( 3.468.225 - 988.440) - Rp. 1.325.265 = Rp. 1.154.520}$$

$$= \text{Rp. 1.155.000}$$



## BAB V

### PENUTUP

#### 5.1 Kesimpulan

Dari hasil perencanaan struktur sloof sebagai balok pendukung beban dan dikombinasikan penggunaan pondasi telapak terfabrikasi untuk rumah tinggal dapat ditarik kesimpulan sebagai berikut:

1. Balok pendukung yang didesain untuk mendukung beban menghasilkan dimensi lebih besar dari balok sloof pada pondasi staal yang umum digunakan.
2. Distribusi beban atap dibebankan pada kolom tepi sehingga kolom tepi mempunyai dimensi lebih besar
3. Pada struktur sloof yang menahan beban sebagaimana balok portal tidak dapat diproduksi secara massal (pabrikasi) disebabkan dimensinya yang besar sehingga menyulitkan dalam proses pengerjaan di lapangan.
4. Keuntungan dari sistem pracetak adalah terkendalinya mutu bangunan, karena dibuat dibawah pengawasan yang memadai dan dapat menghemat biaya acuannya.

#### 5.2 Saran

1. Apabila penggunaan bahan bangunan yang berasal dari alam sulit untuk didapat maka penggunaan pondasi telapak menjadi lebih efektif dibandingkan pondasi konvensional (mencrus) yang biasa digunakan di masyarakat.

2. Telapak pondasi dapat dibuat sendiri untuk bangunan rumah tinggal dengan jumlah banyak/massal (perumahan).
3. Untuk menghemat sumber alam yang tidak dapat diperbaharui, penggunaan pondasi telapak akan menjadi pilihan yang tepat.
4. Apabila penggunaan telapak terfabrikasi ini diaplikasikan pada suatu proyek perumahan, hasilnya akan terlihat nyata dapat mempersingkat waktu pelaksanaan tanpa mengurangi kualitas bangunan yang ada.



## DAFTAR PUSTAKA

1. Ashworth, Allan, **PERENCANAAN BIAYA BANGUNAN**, PT Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, 1994
2. Canonica, Lucio, MSc.CE ETHZ, **MEMAHAMI PONDASI**, Penerbit Angkasa Bandung, 1991
3. Dipohusodo, Istimawan, **STRUKTUR BETON BERTULANG**, PT. Gramedia Pustaka Utama, Jakarta, 1996
4. Ibrahim Bachtiar H., **RENCANA DAN ESTIMATE REAL OF COST**, Bumi Aksara, 1994
5. Joseph, E.Bowles, **ANALISIS DAN DESAIN PONDASI**, edisi keempat. Mc Graw Hill, Airlangga, Surabaya, 1991
6. Nawy, E.G., **BETON BERTULANG SUATU PENDEKATAN DASAR**, PT Eresco, Bandung, 1990
7. Puspantoro, Benny Ign., **KONSTRUKSI BANGUNAN GEDUNG TIDAK BERTINGKAT**, Penerbit Atma Jaya, Yogyakarta, 1996
8. R.B. Peck, Walter E.Hanson, Thomas H.Thorburn, **TEKNIK FONDASI**, Jilid 2, Gadjah Mada University Press, 1996
9. Sosrosudarsono, Suyono, Kazuto Nakazawa, **MEKANIKA TANAH DAN TEKNIK PONDASI**, Pradya Paramita, Jakarta, 1990
10. Terzaghi Karl, R.B.Peck, **MEKANIKA TANAH DALAM PRAKTEK REKAYASA**, jilid 2, Airlangga Surabaya, 1991
11. Wang, C-K dan C.G. Salmon, **REINFORCED CONCRETE DESIGN**, fifth edition, Harper Collins Publisher Inc. 1992
12. Weking, G.B, **RENCANA ANGGARAN DAN BORONGAN BANGUNAN**, Ars Group, 199



الجامعة الإسلامية  
الابستة الاندوف

Hasil perhitungan:

STRESS COMBINATION <2D-FRAME SYSTEM>

LOAD FACTOR : 1.2/1.6

ELEM	MA	HINGE	SECTION (M)	AXIAL F. (KN)	SHEAR (KN)	MOMENT (KN-M)
1	4		0.00	-4.3081D+01	-8.7987D+00	2.3842D-07
			0.25	-4.3081D-01	-8.7987D-00	-1.2623D+00
			0.50	-4.3081D-01	-8.7987D-00	-2.5246D+00
			0.75	-4.3081D-01	-8.7987D-00	-3.7869D+00
			1.00	-4.3081D+01	-8.7987D+00	-5.0491D-00
2	2		0.00	-5.4587D+01	1.1514D+00	0.0000D+00
			0.25	-5.4587D+01	1.1514D+00	1.6353D-01
			0.50	-5.4587D+01	1.1514D+00	3.2705D-01
			0.75	-5.4587D+01	1.1514D+00	4.9058D-01
			1.00	-5.4587D+01	1.1514D+00	6.5411D-01
3	2		0.00	-5.4587D+01	-1.1514D+00	0.0000D+00
			0.25	-5.4587D+01	-1.1514D+00	-1.6353D-01
			0.50	-5.4587D+01	-1.1514D+00	-3.2705D-01
			0.75	-5.4587D+01	-1.1514D+00	-4.9058D-01
			1.00	-5.4587D+01	-1.1514D+00	-6.5411D-01
4	4		0.00	-4.3081D+01	8.7987D+00	-2.3842D-07
			0.25	-4.3081D+01	8.7987D+00	1.2623D+00
			0.50	-4.3081D+01	8.7987D+00	2.5246D+00
			0.75	-4.3081D+01	8.7987D+00	3.7869D+00
			1.00	-4.3081D-01	8.7987D-00	5.0491D-00
5	1		0.00	-2.0907D-01	-5.6635D-01	1.5212D-00
			1.00	-2.0907D-01	-5.6635D-01	9.5484D-01
			2.00	-2.0907D+01	-5.6635D-01	3.8849D-01
			3.00	-2.0907D+01	-5.6635D-01	-1.7787D-01
			4.00	-2.0907D+01	-5.6635D-01	-7.4422D-01
6	2		0.00	-2.6095D+00	5.5796D-02	-1.6556D-01
			1.00	-2.6095D+00	5.5796D-02	-1.0977D-01
			2.00	-2.6095D+00	5.5796D-02	-5.3971D-02
			3.00	-2.6095D+00	5.5796D-02	1.8251D-03
			4.00	-2.6095D+00	5.5796D-02	5.7621D-02
7	2		0.00	-2.6095D+00	-5.5796D-02	1.6556D-01
			1.00	-2.6095D+00	-5.5796D-02	1.0977D-01
			2.00	-2.6095D+00	-5.5796D-02	5.3971D-02
			3.00	-2.6095D+00	-5.5796D-02	-1.8251D-03
			4.00	-2.6095D+00	-5.5796D-02	-5.7621D-02
8	1		0.00	-2.0907D-01	5.6635D-01	-1.5212D+00
			1.00	-2.0907D+01	5.6635D-01	-9.5484D-01
			2.00	-2.0907D+01	5.6635D-01	-3.8849D-01
			3.00	-2.0907D-01	5.6635D-01	1.7787D-01
			4.00	-2.0907D-01	5.6635D-01	7.4422D-01
9	3		0.00	-8.2323D+00	2.2174D-01	-7.4465D+00
			0.88	-8.2323D+00	9.8152D+00	6.5487D+00
			1.75	-8.2323D+00	-2.5433D+00	9.7301D+00
			2.63	-8.2323D+00	-1.4902D+01	2.0979D+00
			3.50	-8.2323D+00	-2.7260D+01	-1.3078D+01
10	3		0.00	-7.1367D+00	2.4717D+01	-1.2338D+01
			0.88	-7.1367D+00	1.2359D+01	7.9706D-01
			1.75	-7.1367D+00	0.0000D+00	6.2039D+00
			2.63	-7.1367D+00	-1.2359D+01	7.9706D-01
			3.50	-7.1367D+00	-2.4717D+01	-1.2338D+01



11	3	0.00	-8.2323D+00	2.7260D+01	-1.3078D+01
		0.88	-8.2323D+00	1.4902D+01	2.0979D+00
		1.75	-8.2323D+00	2.5433D+00	9.7301D+00
		2.63	-8.2323D+00	-9.8152D+00	6.5487D+00
		3.50	-8.2323D+00	-2.2174D+01	-7.4465D+00
12	2	0.00	-5.6635D-01	1.2827D+00	-7.4422D-01
		0.88	-5.6635D-01	6.3396D-01	9.4298D-02
		1.75	-5.6635D-01	-1.4728D-02	3.6521D-01
		2.63	-5.6635D-01	-6.6342D-01	6.8523D-02
		3.50	-5.6635D-01	-1.3121D+00	-7.9577D-01
13	2	0.00	-5.1056D-01	1.2974D+00	-7.3815D-01
		0.88	-5.1056D-01	6.4869D-01	1.1326D-01
		1.75	-5.1056D-01	0.0000D+00	3.9706D-01
		2.63	-5.1056D-01	-6.4869D-01	1.1326D-01
		3.50	-5.1056D-01	-1.2974D+00	-7.3815D-01
14	2	0.00	-5.6635D-01	1.3121D+00	-7.9577D-01
		0.88	-5.6635D-01	6.6342D-01	6.8523D-02
		1.75	-5.6635D-01	1.4728D-02	3.6521D-01
		2.63	-5.6635D-01	-6.3396D-01	9.4298D-02
		3.50	-5.6635D-01	-1.2827D+00	-7.4422D-01

SUPPORT REACTIONS <2D-FRAME SYSTEM>

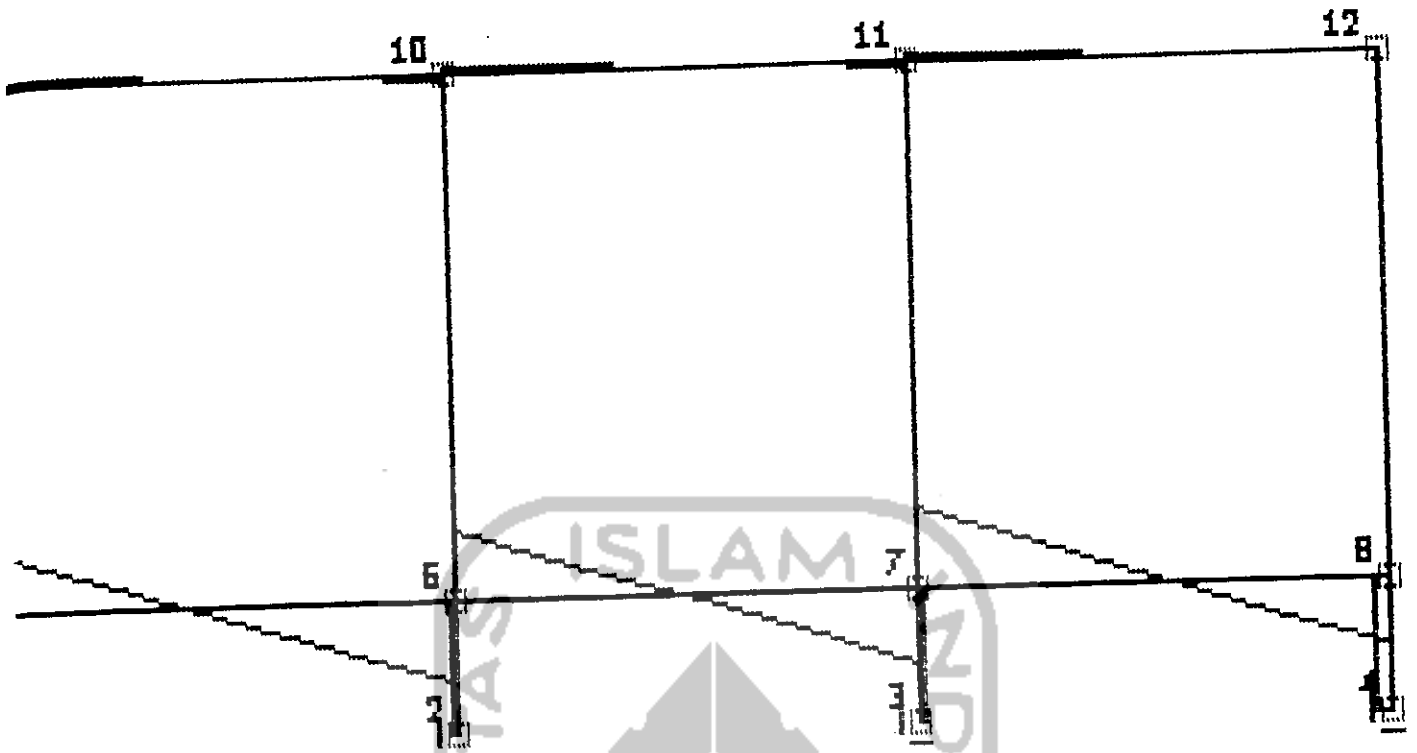
LOAD FACTOR : 1.2/1.6

NODE	1-REACTION (KN)	2-REACTION (KN)	3-REACTION (KN-M)
1	6.7987D+00	4.3081D+01	0.0000D+00
2	-1.1514D+00	5.4587D+01	0.0000D-01
3	1.1514D+00	5.4587D+01	0.0000D+00
4	-6.7987D+00	4.3081D+01	0.0000D+00

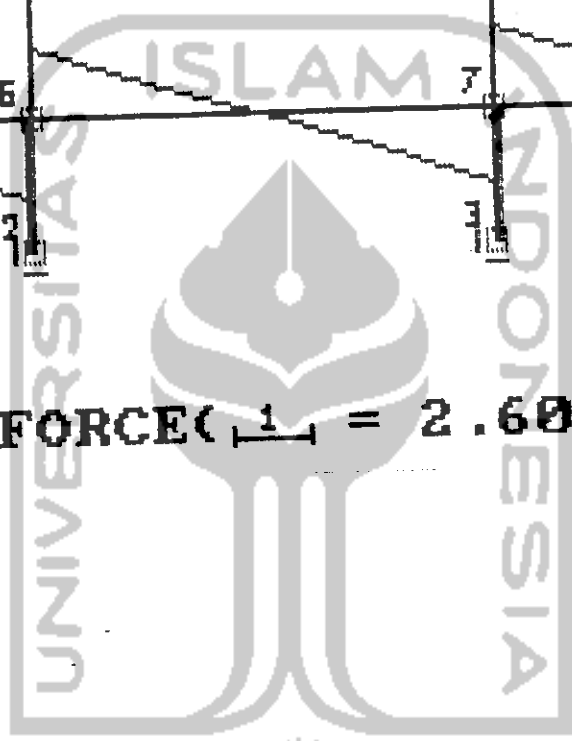
VOLUME OF MATERIALS <2D-FRAME SYSTEM>

SETS	VOLUME (M^3)
1	1.4400D-01
2	2.0500D-01
3	2.5200D-01
4	4.5000D-02

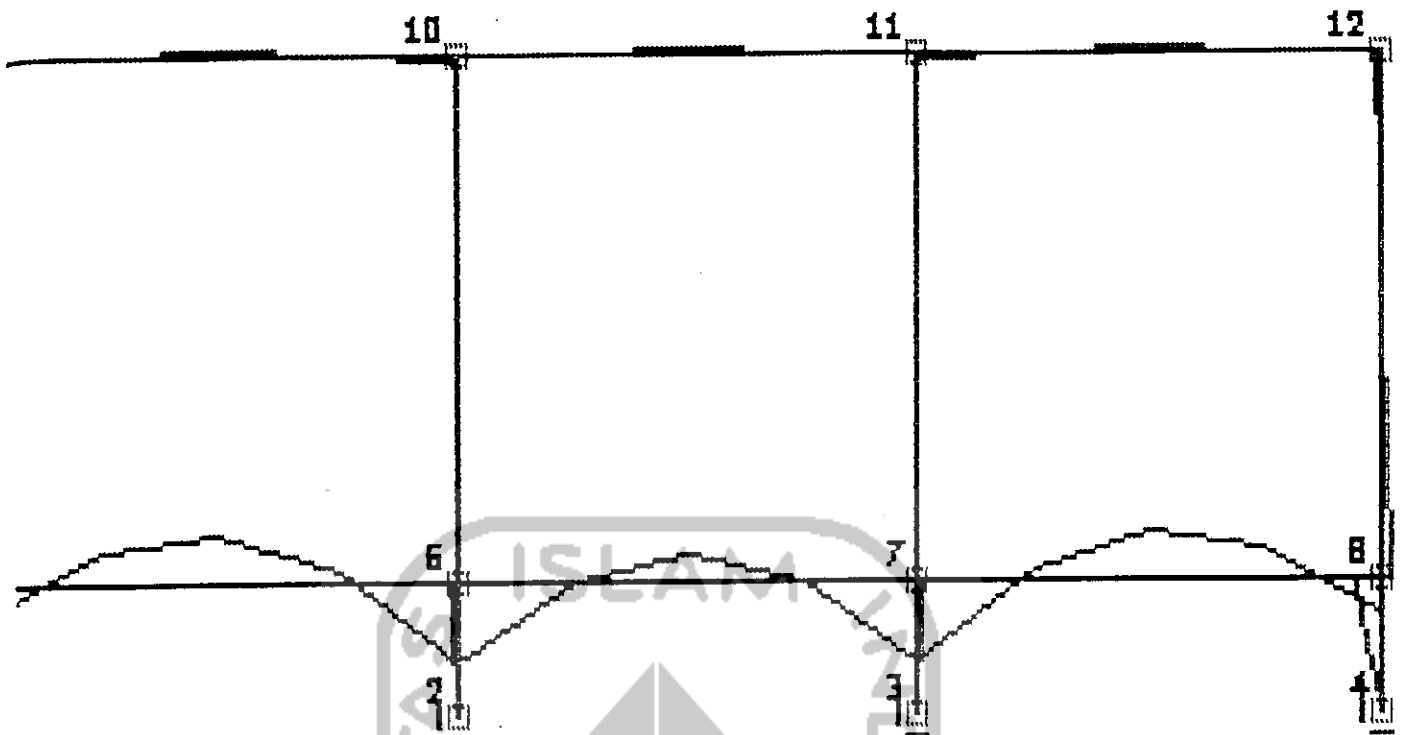
الجامعة الإسلامية  
البحرينية



**SHEAR FORCE( 1 ) = 2.60E+01**



الجامعة الإسلامية  
الاندونيسية



**MOMENT** ( 1 ) = 1.755E+01 )

UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA  
الجامعة الإسلامية  
الاندونيسية



**UNIVERSITAS ISLAM INDONESIA**  
**FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN**  
**JURUSAN TEKNIK SIPIL**  
**Jl. Kaliurang Km. 14,4 Telp. 95330 Yogyakarta**

**KARTU PESERTA TUGAS AKHIR**

No.	Nama	No. Mhs.	N.I.R.M.	Bidang Studi
1.	PANEE RAJHAWATI	88 810 148		STRUKTUR
2.	ETI MARNISI	88 810 148		STRUKTUR

JUDUL TUGAS AKHIR : PERENCANAAN STRUKTUR PERANGKOTAN BERTANGKAI

Dosen Pembimbing I : DR. EMBANG SUDIPATI, M.Eng  
 Dosen Pembimbing II : DR. EMBANG SUDIPATI, M.Eng

1



2



Yogyakarta, 08 Juli 1990

Dekan,

Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan

*[Handwritten signature]*

الجامعة الإسلامية  
 الربيعية  
 التي لا تنتهي الا لتدق

