

**MODIFIKASI PERENCANAAN  
STRUKTUR GEDUNG THAMRIN COURT  
APARTMENT JAKARTA  
DENGAN SISTEM BALOK PRATEKAN**

Dosen Pembimbing  
Ir. Kurdian Suprpto, MS  
Ir. Heppy Kristijanto, MS

*disusun oleh :*  
*Parada Dian Pahlevi*  
*3190.100.059*

**ABSTRAK**

Gedung Thamrin Court Apartment Jakarta ini merupakan gedung apartemen dan perkantoran yang didirikan dengan perencanaan struktur beton bertulang biasa.

Penyusun dalam perencanaan struktur gedung ini memodifikasi metode perencanaan di atas untuk memberikan alternatif perencanaan yang berbeda. Perencanaan gedung ini dibatasi pada perencanaan strukturnya saja dengan spesifikasi teknis antara lain bertingkat delapan, merupakan portal daktil beton bertulang dengan tingkat daktilitas dua. Modifikasi perencanaan berupa penambahan ruang bebas tanpa halangan kolom dengan menggunakan balok pratekan yang berbentang 19,8 m pada lantai kedelapan dan kesembilan (atap).

Perhitungan dan analisa struktur mengacu pada peraturan-peraturan yang berlaku di Indonesia terutama SKSNI T-15-1991-03 dan peraturan penunjang lainnya.

## BAB II

### DASAR - DASAR PERENCANAAN

#### 2.1. DATA - DATA PERENCANAAN

Gedung Thamrin Court Apartemen merupakan modifikasi perencanaan struktur dari 24 lantai menjadi 9 lantai dengan 2 lantai atas dimodifikasi sebagai balok pratekan. Adapun data-data secara keseluruhan adalah sebagai berikut.

##### 2.1.1. Data Bangunan dan Rencana Modifikasi

Data awal bangunan yang akan didesain dalam Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut :

Nama gedung	: THAMRIN COURT APARTEMENT
Lokasi	: Jl. Fachrudin Jakarta Pusat.
Fungsi gedung	: perkantoran dan apartement
Jumlah lantai	: 24 lantai ( 23 tingkat )
Luas per lantai	: 1089 m <sup>2</sup>
Total luas lantai	: 26136 m <sup>2</sup>
Tinggi gedung	: 92 m
Jenis struktur	: beton bertulang

Modifikasi gedung ini direncanakan :

Jumlah lantai	: 9 lantai ( 8 tingkat )
Luas per lantai	: 1089 m <sup>2</sup>
Total luas lantai	: 9801 m <sup>2</sup>
Tinggi gedung	: 32 m
Jenis struktur	: beton bertulang + beton pratekan
Pondasi	: tiang pancang

##### 2.1.2. Data Bahan

Data ini direncanakan berdasarkan atas pertimbangan keperluan dalam perencanaan dimensi struktur, agar struktur yang direncanakan nantinya mempunyai

ukuran yang wajar, tidak terlalu besar sehingga boros maupun tidak terlalu kecil sehingga tidak membahayakan dari segi keamanan.

Bahan yang dipakai untuk struktur gedung ini adalah beton bertulang, dan beton pratekan pada balok induknya di lantai atap untuk memperoleh ruang bebas yang lebih luas. Menurut pasal 3.5.1. PB 89 bahwa tulangan untuk beton harus menggunakan Baja Tulangan Deform (BJTD), yaitu baja dengan bentuk permukaan agar diperoleh lekatan yang lebih baik dengan beton yang berada di sekelilingnya.

Berikut ini bahan konstruksi yang dipakai :

a. Beton

- Untuk poer, kolom, sloof, balok dan pelat dipakai mutu  $f_c' = 35$  MPa
- Untuk balok pratekan  $f_c' = 45$  MPa

b. Bahan untuk tulangan beton

- Untuk pelat, balok anak, poer, sloof, kolom  $f_y = 390$  MPa
- Untuk balok pratekan  $f_y = 410$  MPa

### 2.1.3. Data Tanah

Data tanah ini diambil dari lokasi dimana struktur tersebut akan dibangun. Gunanya untuk perencanaan pondasi dari gedung tersebut. Dengan mengetahui daya dukung tanah dan kondisinya serta beban yang akan bekerja pada gedung tersebut maka bisa direncanakan pondasinya.

Dari data tanah yang ada menunjukkan bahwa gedung ini berdiri diatas tanah lunak, dimana letak tanah keras relatif cukup dalam dan berada pada zone gempa 4 dari wilayah gempa untuk Indonesia (PPTGIUG'83)

## 2.2. PERATURAN -PERATURAN YANG DIGUNAKAN

Adapun beberapa peraturan yang dipergunakan dalam merencanakan gedung ini adalah :

- Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung th 1983.
- Draft Konsensus Peraturan Beton Bertulang Indonesia 1989 (PB'89)
- Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung th 1983 ~ (PPTGIUG'83).

- Peraturan Beton Indonesia 1971.
- SKSNI T15 - 1991 - 03.
- Peraturan Perencanaan untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung 1983.

### 2.3. JENIS PEMBEBANAN

Gedung diperhitungkan untuk memikul beban-beban sebagai berikut :

#### 2.3.1. Beban Gravitasi

##### a. Beban mati

Mencakup semua beban yang disebabkan oleh berat sendiri dari gedung yang bersifat tetap dan merupakan bagian yang tak terpisahkan dari gedung.

Penentuan besar beban mati diambil sesuai dengan tabel 2.1. PPT'83.

- Berat sendiri beton bertulang	= 2400 kg/m <sup>2</sup>
- Adukan lantai finishing	= 21 kg/m <sup>2</sup>
- Tegel	= 24 kg/m <sup>2</sup>
- Tembok 1/2 bata	= 250 kg/m <sup>2</sup>
- Plafon + Penggantung	= 18 kg/m <sup>2</sup>
- Dinding Partisi	= 50 kg/m <sup>2</sup>

##### b. Beban hidup

Mencakup beban yang terjadi akibat penghunian atau penggunaan gedung, termasuk beban-beban lantai yang berasal dari barang-barang yang dapat bergerak.

Besarnya beban-beban tersebut disesuaikan dengan tabel 3.1. PPI - 83 yaitu :

- Lantai perkantoran	= 250 kg/m <sup>2</sup>
- Lantai atap	= 100 kg/m <sup>2</sup>
- Pelat tangga dan bordes	= 300 kg/m <sup>2</sup>
- Lantai ruang mesin	= 400 kg/m <sup>2</sup>

### 2.3.2. Beban Angin

Untuk struktur bangunan ini, beban angin tidak terlalu menentukan dibandingkan dengan beban gempa.

### 2.3.3. Beban Gempa

Perencanaan dan perhitungan struktur terhadap beban gempa dilakukan berdasarkan PPTGIUG - 83 zone gempa 4, yang berlaku untuk daerah Jakarta.

## 2.4. KONSEP DESAIN

Dua aspek yang sangat penting yang menjadi landasan desain adalah aspek teknis dan aspek ekonomis.

### 2.4.1. Aspek Teknis

Philosophi perencanaan bangunan tahan gempa Indonesia adalah :

- Bangunan tidak boleh rusak oleh gempa kecil.
- Akibat gempa sedang bangunan boleh mengalami kerusakan hanya pada elemen sekunder.
- Akibat gempa besar bangunan boleh rusak asal tidak runtuh mendadak ( getas / brittle).

Untuk itu suatu struktur harus direncanakan atas desain tertentu, yang selalu dihubungkan dengan tingkat daktilitas struktur.

#### 2.4.1.1. Daktilitas Sebagai Kriteria Perancangan Struktur Tahan Gempa

##### *Tinjauan daktilitas*

Daktilitas adalah ratio antara simpangan rancang dengan simpangan leleh awal struktur yang ditinjau, yaitu perbandingan antara simpangan maksimum ( $\Delta u$ ) dan simpangan saat leleh awal ( $\Delta y$ ) yang biasa disebut dengan faktor daktilitas defleksi ( $\mu$ ) :

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y}$$

dimana :

$\Delta u$  = defleksi maksimum lateral pada daerah elastoplastis.

$\Delta y$  = defleksi lateral saat leleh pertama terjadi.

Tingkat daktilitas adalah tingkatan dari daktilitas yang dirancang untuk suatu struktur beton. Dalam ketentuan yang ditetapkan SKSNT'91 pasal 3.14.1. tingkat daktilitas suatu struktur beton dibagi dalam tiga kelas, yaitu :

**- Tingkat daktilitas 1 :**

Pada tingkat daktilitas ini, struktur sepenuhnya elastis. Beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG -83 harus diperhitungkan dengan faktor type struktur (faktor K) sebesar 4. Sehingga apabila pengaruh beban gempa terhadap struktur dominan, maka dimensi dari komponen-komponen struktur akan besar.

**- Tingkat daktilitas 2 :**

Beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG - 83 harus dikalikan dengan faktor type struktur (faktor K) sebesar 2. Perencanaan dengan tingkat daktilitas 2 ini disebut juga sebagai perencanaan dengan daktilitas terbatas (Limited Ductility).

**- Tingkat daktilitas 3 :**

Beban rancang lateral dasar yang ditetapkan dalam PPTGIUG - 83 harus dikalikan dengan faktor type struktur (faktor K) sebesar 1. Perencanaan dengan tingkat daktilitas 3 ini disebut juga dengan perencanaan dengan daktilitas penuh (Full Ductility). Perencanaan dengan metoda daktilitas penuh memerlukan prosedur design yang kompleks dan rumit, yaitu dengan menggunakan prosedur perencanaan kapasitas design (Design Capacity).

*Perencanaan dengan tingkat daktilitas dua*

Metode perencanaan dengan daktilitas 2 akan memberikan penyelesaian yang lebih sederhana dari pada metode kapasitas design dikarenakan tuntutan daktilitas demikian kurang dari yang disyaratkan pada struktur dengan tingkat

daktilitas penuh, maka pendetailan yang dituntut menjadi lebih longgar. Tetapi sebagai akibatnya, beban gempa rencana harus dua kali lebih besar.

Dalam tugas akhir ini perencanaan dilakukan dengan tingkat daktilitas 2 yang diatur dalam SKSNI'91 pasal 3.14.1. dan memenuhi Bab I hingga Bab IV SKSNI'91. Sehingga faktor type struktur yang dipakai dalam perencanaan harus diambil sama dengan 2 ( $K = 2$ ).

#### 2.4.2. Aspek Ekonomis

Didalam mengambil keputusan pada struktur selalu memperhatikan juga pengaruh pada biaya seperti penentuan daktilitas struktur, mutu beton, mutu baja tulangan, dan pemutusan panjang beton. Namun dalam Tugas Akhir ini tidak akan dilakukan penekanan dalam hal value engineering yang berhubungan segi biaya.

### 2.5. KONSEP STRUKTUR

#### 2.5.1. Asumsi

Asumsi yang digunakan dalam analisa struktur gedung ini adalah sebagai berikut :

- Pelat dianggap sebagai diafragma yang sangat kaku untuk mendistribusikan beban gempa kepada kolom portal.
- Pelat memikul beban vertikal dalam arah memanjang dan melintang.
- Balok anak hanyalah bersifat membebani struktur utama yang berupa beban terpusat, tapi tidak mempengaruhi perilaku struktur utama.
- Tangga direncanakan dimodelkan sebagai plat ( shell ) statis tertentu biasa

- Struktur utama dimodelkan sebagai portal open space frame.
- Taraf penjepitan lateral diambil rata poer .

### 2.5.2. Analisa Struktur

- Perhitungan momen pelat dipakai koefisien momen dari PBI -71, untuk menghitung pelat yang berbentuk persegi.
- Penulangan pelat berdasarkan SKSNI T15-1991-03.
- Untuk perhitungan gaya - gaya dalam pada unsur sekunder dan struktur utama (portal ruang) dipakai metoda finite elemen dengan bantuan program komputer SAP'90.



## BAB III

### PERENCANAAN PELAT

Perencanaan pelat direncanakan menerima beban mati (DL), yang merupakan berat sendiri pelat dan beban hidup (LL), seperti yang diatur dalam Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung Tahun 1983 berdasarkan fungsi lantai tersebut.

Adapun kombinasi beban yang dipakai sesuai dengan peraturan SK - SNI '91 adalah :

$$U = 1,2 DL + 1,6 LL \quad \dots(\text{SK-SNI T-15-1991-03 ps. 3.2.1})$$

#### 3.1. Data Perencanaan

- Mutu baja U39 :  $f_y = 390 \text{ MPa}$
- Mutu beton :  $f_c' = 35 \text{ MPa}$
- Tebal pelat yang direncanakan :
  - Tebal rencana pelat atap = 12 cm
  - Tebal rencana pelat lantai perkantoran = 12 cm
- Diameter tulangan yang direncanakan :
  - Tulangan arah x menggunakan =  $\phi 10$
  - Tulangan arah y menggunakan =  $\phi 10$
  - Tulangan susut menggunakan =  $\phi 8$
- Tebal decking beton terpengaruh cuaca = 40 mm
- Tebal decking beton dalam ruangan = 20 mm

#### 3.2. Pembebanan pada pelat.

Pembebanan pelat dilakukan berdasarkan pada Peraturan Pembebanan Indonesia untuk Gedung 1983.

*Pelat Lantai*♦ **Pembebanan untuk perkantoran :***Beban Mati*

- Berat sendiri pelat	: 0.12 x 2400	= 288 kg/m <sup>2</sup>
- Peggantung + plafond	: 7+11	= 18 kg/m <sup>2</sup>
- Pipa + ducting AC	:	= 40 kg/m <sup>2</sup>
- Tegel t=3 cm	: 0.03 x 2400	= 72 kg/m <sup>2</sup>
- Spesi t=3 cm	: 0.03 x 2100	= 63 kg/m <sup>2</sup>
		+ -----
		DL = 481 kg/m <sup>2</sup>

*Beban Hidup*

- Beban hidup		= 250 kg/m <sup>2</sup>
		LL = 250 kg/m <sup>2</sup>

♦ *Beban Berfaktor*

$$\begin{aligned}
 q_b &= 1.2 \times DL + 1.6 \times LL \\
 &= 1.2 \times 481 + 1.6 \times 250 \\
 &= 977.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

*Pelat atap**Beban Mati*

- Berat sendiri pelat	: 0.12 x 2400	= 288 kg/m <sup>2</sup>
- Finishing t=1 cm	: 0.01 x 2100	= 21 kg/m <sup>2</sup>
- Aspal	: 1 x 14	= 14 kg/m <sup>2</sup>
- Peggantung + plafond	: 7+11	= 18 kg/m <sup>2</sup>
- Pipa + ducting AC	:	= 40 kg/m <sup>2</sup>
		+ -----
		DL = 381 kg/m <sup>2</sup>

*Beban Hidup*

- Beban dari pekerja	=	100 kg/m <sup>2</sup>
- Beban air hujan dan lain-lain	=	50 kg/m <sup>2</sup>
		_____+
LL	=	150 kg/m <sup>2</sup>

♦ *Beban Berfaktor*

$$\begin{aligned}
 q_u &= 1.2 \times DL + 1.6 \times LL \\
 &= 1.2 \times 381 + 1.6 \times 150 \\
 &= 697.2 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

**3.3. Preliminary Design****3.3.1. Preliminary Design Balok**

Dimensi balok seperti yang dipersyaratkan berkisar :

$$\begin{aligned}
 \text{tinggi balok ( h )} &= ( 1/10 - 1/14 ) l \\
 \text{lebar balok} &= ( 0,50 - 0,67 ) h \text{ ( Wang - Salmon )}
 \end{aligned}$$

\* Dimensi balok anak :

$$l = 6600 \text{ mm , maka :}$$

$$\begin{aligned}
 h \text{ balok} &= 1/13 \times 6600 \\
 &= 507,7 \quad = 500 \text{ mm} \\
 b \text{ balok} &= 0,6 \times 500 \\
 &= 300 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Jadi dipakai balok anak dengan dimensi 300 x 500 mm<sup>2</sup>

\* Dimensi balok induk :

$$l = 6600 \text{ mm , maka :}$$

$$h \text{ balok} = 1/11 \times 6600$$

$$= 600 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} b \text{ balok} &= 0,67 \times 600 \\ &= 402 \text{ mm} = 400 \text{ mm} \end{aligned}$$

Jadi dipakai balok anak dengan dimensi  $400 \times 600 \text{ mm}^2$

### 3.3.2 Preliminary Design Pelat

Preliminary design dilakukan pada pelat dua arah, hal ini dimaksudkan untuk mendapatkan tebal pelat yang ideal sehingga bahaya akibat lendutan yang melebihi dari yang disyaratkan dapat dihindari.

Agar dalam perencanaan pelat ini besar lendutan tidak perlu dikontrol, maka pada SKSNI-1991-03 mensyaratkan sebagai berikut :

$$h = \frac{\ln(0,8+f_y/1500)}{36+5\beta(\alpha m - 0,12(1-1/\beta))} \quad \text{SK-SNI pers. 3.2-12}$$

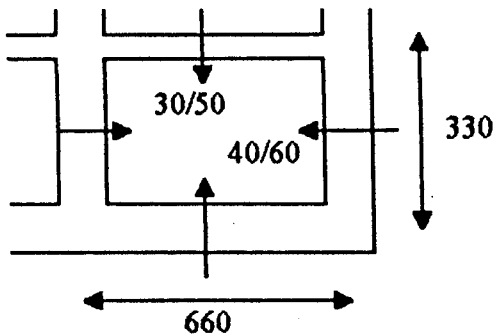
tetapi tidak kurang dari :

$$h = \frac{\ln(0,8+f_y/1500)}{36+9\beta} \quad \text{SK-SNI pers. 3.2-13}$$

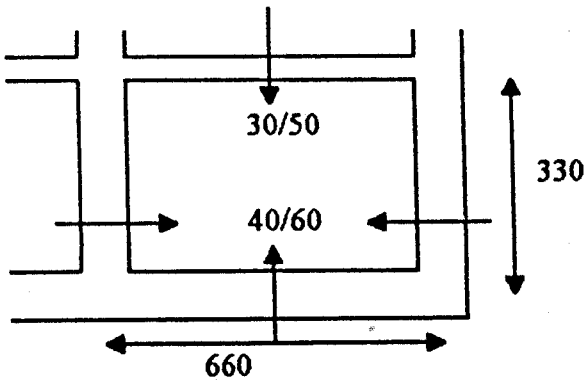
tetapi tidak perlu lebih dari :

$$h = \frac{\ln(0,8+f_y/1500)}{36} \quad \text{SK-SNI pers. 3.2-13}$$

Dimana harga  $\alpha m$ ,  $\beta s$  dan  $\beta$  dapat dicari sesuai dengan dimensi balok sebagai tumpuan dari pelat. Sebagai contoh diambil pelat I :



- Untuk balok tengah anak as E' / 1-2 ( 30/50 )
- Untuk balok induk as F / 1-2 ( 40/60 )



$h = 60 \text{ cm}$  ,  $t = 12 \text{ cm}$   
 $bw = 40 \text{ cm}$  ,  $be = bw + 8t = 40 + 8 \times 12 = 136 \text{ cm}$  atau  
 $be = bw + 2(h - t) = 40 + 2 \times (60 - 12) = 136 \text{ cm}$

diambil yang terkecil  $be = 136 \text{ cm}$

$be/bw = 136/40 = 3,4$  dan  $t/h = 12/60 = 0,2$

dari perumusan :

$$k = \frac{1+(be/bw-1)(t/h)[4-6(t/h)+4(t/h)^2+(be/bw-1)(t/h)^3]}{1+(be/bw-1)(t/h)}$$

diperoleh :

$k = 1,642$

$$\begin{aligned}
 I_b &= k \times (1/12) \times b_w \times h^3 \\
 &= 1,642 \times 1/12 \times 40 \times 60^3 \\
 &= 1,182,240 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 I_s &= 1/12 \times b_s \times t^3 \\
 &= 1/12 \times 660 \times 12^3 \\
 &= 95,040 \text{ cm}^4
 \end{aligned}$$

$$E_{cb} = E_{cs} = 4700 \sqrt{35} = 27.805,6 \text{ MPa}$$

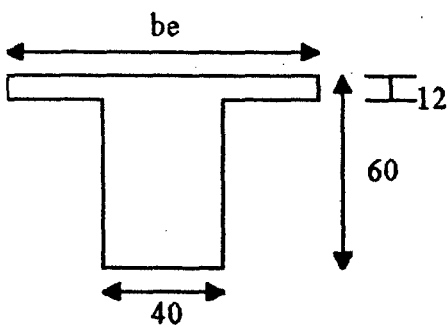
$$\alpha_1 = (E_{cb} \times I_b) / (E_{cs} \times I_s) = 12,1$$

Dengan cara yang sama diatas diperoleh :

- Untuk balok anak as E' / 1-2 didapat  $\alpha_2 = 11,2$

- Untuk balok tepi ( exterior beam )

Balok induk as F / 1-2 ( 40 / 60 )



$$h = 60 \text{ cm} \quad , \quad t = 12 \text{ cm}$$

$$b_w = 40 \text{ cm} \quad , \quad b_e = b_w + 4 t = 40 + 4 \times 12 = 88 \text{ cm} \text{ atau}$$

$$b_e = b_w + (h - t) = 40 + (60 - 12) = 88 \text{ cm}$$

diambil yang terkecil  $b_e = 88 \text{ cm}$

$$b_e/b_w = 88/40 = 3,2 \text{ dan } t/h = 12/60 = 0,2$$

dari perumusan :

diperoleh :

$$k = \frac{1+(b/bw-1)(t/h)[4-6(t/h)+4(t/h)^2+(b/bw-1)(t/h)^3]}{1+(b/bw-1)(t/h)}$$

$$k = 1,4$$

$$\begin{aligned} I_b &= k \times (1/12) \times b_w \times h^3 \\ &= 1,4 \times 1/12 \times 40 \times 60^3 \\ &= 1,008,000 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} I_s &= 1/12 \times b_s \times t^3 \\ &= 1/12 \times 350 \times 12^3 \\ &= 50,400 \text{ cm}^4 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} E_{cb} &= E_{cs} = 4700 \sqrt{35} = 27.805,6 \text{ MPa} \\ \alpha_3 &= (E_{cb} \times I_b) / (E_{cs} \times I_s) = 20 \end{aligned}$$

Dengan cara yang sama diatas diperoleh :

- Untuk balok induk tepi ( 40/60 ) didapat  $\alpha_4 = 37,8$

$$\begin{aligned} \alpha_m &= (\alpha_1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4) / 4 \\ &= (12,1 + 11,2 + 20 + 37,8) / 4 \\ &= 20,275 \end{aligned}$$

$$L_n = 660 - (40 + 40) / 2 = 620$$

$$S_n = 330 - (40 + 30) / 2 = 295$$

$$\beta = L_n / S_n = 620 / 295 = 2,1$$

Tebal minimum pelat :

$$\begin{aligned} h &= \frac{6200(0,8+(390/1500))}{36+5 \times 2,1(20,275-0,12(1+1/2,1))} \\ &= 26,60 \text{ mm} \end{aligned}$$

Tetapi tidak kurang dari :

$$h = \frac{6200(0,8+(390/1500))}{36+9 \times 2,1}$$
$$= 119,71 \text{ mm}$$

Dan tidak perlu melebihi :

$$h = \frac{6200(0,8+(390/1500))}{36}$$
$$= 182,56 \text{ mm}$$

Mengingat bahwa pelat yang tipis dapat mempersulit disamping itu membutuhkan ketelitian yang tinggi dalam pelaksanaannya untuk menjamin toleransi selimut beton tetap terjamin ketebalannya , maka didesign tebal pelat lantai 12 cm.

Dengan tebal pelat yang ada ,  $t_{ada} = 120 \text{ mm} > h_{min} = 119,71 \text{ mm}$  , maka tidak perlu mengontrol besar lendutan yang terjadi .

Untuk preliminary design pelat yang lain dapat dilihat dalam tabel terlampir.

#### 3.4. Analisa Gaya - Gaya dalam dan Pemodelan Struktur.

Gaya - gaya dalam pelat dihitung dengan menggunakan tabel 13.3.2 pada PBI 71.

Pemodelan struktur dilakukan untuk pelat dengan tepi menerus dan merupakan bidang simetri terhadap pembebanan , tumpuannya terhadap balok dianggap sebagai terjepit elastis karena pelat merupakan satu kesatuan monolit dengan balok pemikulnya yang relatif tidak terlalu kaku yang memungkinkan pelat untuk berputar pada tumpuan itu. Sedangkan untuk pelat dengan tepi yang tidak menerus , tumpuannya pada balok dianggap sebagai terletak bebas.



### 3.5. Perencanaan Penulangan Pelat.

Untuk mempermudah pelaksanaan konstruksi di lapangan, penulangan pelat sedapat mungkin diusahakan seragam pemasangan tulangan antara bagian satu dengan bagian lain pada tiap lantainya. Karena itu perhitungan penulangan pelat tidak meninjau keseluruhan bagian lantai, tetapi hanya bagian-bagian yang dianggap menentukan saja, yang diperhitungkan.

♦ *Penulangan lentur*

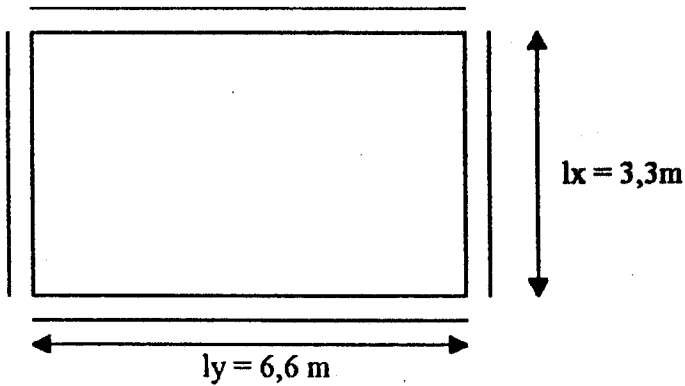
$$\begin{aligned} f_c' &= 35 \text{ MPa} \text{-----} \rightarrow \beta_1 = 0,81 \\ E &= 4700 \sqrt{f_c'} \text{-----} (\text{SK SNI}'91 \text{ ps } 3.3.3) \\ E &= 279805,6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_b &= \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \times \beta_1 \times \left( \frac{600}{600 + f_y} \right) \\ &= \frac{0,85 \times 35}{390} \times 0,81 \times \left( \frac{600}{600 + 390} \right) \\ &= 0,0374 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho_{max} &= 0,75 \cdot \rho_b = 0,75 \cdot 0,0374 = 0,028 \\ \rho_{min} &= 1,4/f_y \text{-----} (\text{SK SNI}'91 \text{ ps } 3.3.5.1) \\ &= 1,4/390 = 0,00359 \\ m &= f_y/0,85 \cdot f_c' = 390/0,85 \cdot 35 = 13,1 \end{aligned}$$

#### 3.5.1. Sistem Pelat Dua Arah.

Sistem pelat dua arah ( Two - Way Slab ) digunakan untuk pelat yang mempunyai dimensi dengan perbandingan bentang panjang terhadap bentang pendek kurang dari dua (  $l_y / l_x < 2$  ). Sebagai contoh perhitungan diambil model pelat # I sebagai berikut :



Momen - momen dari pelat diambil dari PBI ' 71 tabel 13.3.2. ( Anggapan jepit elastis ).

- tebal pelat = 120 mm
- direncanakan dipakai tulangan arah x D - 10
- direncanakan dipakai tulangan arah y D - 10
- direncanakan dipakai tulangan susut D - 8
- tebal selimut beton = 20 mm
- koefisien reduksi penampang = 0,8 .....SK.SNI 91 ps

3.2.3

- tinggi efektif :

arah X  $d = 120 - 20 - 5 = 95 \text{ mm}$

arah Y  $d = 120 - 20 - 10 - 5 = 85 \text{ mm}$

-  $\rho$  max = 0,028

-  $\rho$  min = 0,00359

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 \text{ DL} + 1,6 \text{ LL} \\ &= 1,2 \cdot 481 + 1,6 \cdot 250 \\ &= 977,2 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_y/l_x &= 6,6/3,3 = 2 \text{ ----->} & C_x &= 62 \\ & & C_y &= 35 \end{aligned}$$

Tabel PBI ' 71 13.3.2..... (Anggapan jepit elastis).

$$\begin{aligned} M_{lx} &= -M_{tx} = 0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot C_x \\ &= 0,001 \cdot 977,2 \cdot 3,3^2 \cdot 62 \\ &= 659,79 \text{ kg.m} \\ \mu &= 6,597,900 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{ly} &= -M_{ty} = 0,001 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot C_y \\ &= 0,001 \cdot 977,2 \cdot 3,3^2 \cdot 35 \\ &= 372,459 \text{ kg.m} \\ \mu &= 3,724,590 \text{ N.mm} \end{aligned}$$

♦ *Penulangan Arah X*

$$\begin{aligned} \mu &= 6,597,900 \text{ N.mm} \\ M_n &= \mu / \phi = 6,597,900 / 0,8 = 8,247,375 \text{ N.mm} \\ R_n &= M_n / b \cdot d^2 = 8,247,375 / 1000 \cdot 95^2 = 0,9138 \\ \rho &= 1/m \left( 1 - \sqrt{1 - ((2 \cdot m \cdot R_n) / f_y)} \right) \\ &= 1/13,1 \cdot (1 - \sqrt{1 - ((2 \cdot 13,1 \cdot 0,9138) / 390)}) \\ &= 0,00238 \end{aligned}$$

Berdasarkan SK-SNI 91 pasal 3.3.5 sebagai alternative , luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang dipakai :

$$\begin{aligned} \rho &= \rho_{analisis} \times 4/3 \\ &= 0,00238 \times 4/3 \\ &= 0,003174 \quad \rho_{min} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Maka } A_s \text{ perlu} &= \rho \cdot b \cdot d = 0,003174 \cdot 1000 \cdot 95 \\ &= 301,43 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Di pakai D10-180

$$A_s \text{ terpasang} = 654 \text{ mm}^2$$

Kontrol spasi maksimum ( SK-SNI ps. 3.16.5 )

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 3 \times t \\ &= 3 \times 12 = 36 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$S \text{ terpasang} = 20 \text{ cm} < S_{\max}$$

Tulangan susut dan suhu ( SK-SNI ps. 3.16.12.2 ) :

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= 0,002 \times b \times t \\ &= 0,002 \times 100 \times 12 = 2,4 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Dipakai tulangan D8 - 20 , } A_s = 3,93 \text{ cm}^2$$

Tulangan susut dan suhu harus dipasang dengan jarak tidak lebih dari :  $5 \times t = 5 \times 12 = 60 \text{ cm}$  atau  $600 \text{ mm}$  ( SK-SNI ' 91 ps. 3.1.10 ). Jadi jarak terpasang =  $12 \text{ cm}$  ( memenuhi syarat ).

♦ *Penulangan Arah Y*

Dengan cara yang sama dengan arah X , maka untuk arah Y diperoleh :

$$M_u = 3,724,590 \text{ N.mm}$$

$$M_n = M_u / 0,8 = 3724590 / 0,8 = 4655737,5 \text{ N.mm}$$

$$R_n = M_n / b \cdot d^2 = 4655737,5 / 1000 \cdot 85^2 = 0,64$$

$$\begin{aligned} \rho &= 1/m \left( 1 - \sqrt{1 - ((2 \cdot m \cdot R_n) / f_y)} \right) \\ &= 1/13,1 \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - ((2 \cdot 13,1 \cdot 0,64) / 390)} \right) \\ &= 0,00165 \end{aligned}$$

Berdasarkan SK-SNI' 91 pasal 3.3.5 sebagai alternative , luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang dipakai :

$$\begin{aligned} \rho &= \rho_{analitis} \times 4/3 \\ &= 0,0016 \times 4/3 \\ &= 0,0022 < \rho_{\min} \end{aligned}$$

$$\text{Maka } A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0035 \cdot 1000 \cdot 85$$

$$= 302 \text{ mm}^2$$

Di pakai D10-180

$$\text{As terpasang} = 654 \text{ mm}^2$$

Tulangan susut dan suhu : D8 - 20 cm.

Untuk penulangan pelat tipe yang lainnya dapat dilihat pada tabel penulangan pelat (terlampir).

### 3.5.1.1. Kontrol Gaya Geser.

Besarnya gaya geser diperoleh dari koefisien untuk geser dari komponen struktur ujung pada bidang muka dari komponen struktur pendukung dalam pertama, yaitu :

$$V_u = 1,15 \cdot W_u \cdot l_n / 2$$

dimana akan didapat gaya geser terbesar (SK-SNI '91 ps. 3.1.2)

Untuk pelat lantai :

$$W_u = 977,2 \text{ kg/m}^2$$

koefisien reduksi = 0,6 (SK-SNI' 91 ps. 3.2.3.2)

$$l_n = 0,9 \cdot 9 = 8,1 \text{ m}$$

maka :

$$\begin{aligned} V_u &= 1,15 \cdot 977,2 \cdot 8,1 / 2 \\ &= 4551,309 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_n &= 4551,309 / 0,6 \\ &= 7585,515 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Untuk perhitungan yang lain dapat dilihat pada tabel penulangan pelat (lampiran).

Kekuatan geser beton :

$$\begin{aligned} V_c &= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot b \cdot d \\ &= \frac{1}{6} \sqrt{35} \cdot 1000 \cdot 95 = 93671,25 \text{ N/mm} \end{aligned}$$

Jadi  $V_c > V_n$

Tidak diperlukan tulangan geser .....> (SK.SNI '91 ps. 3.4.5)

### 3.5.1.2. Kontrol Lendutan .

Karena tebal pelat lebih besar daripada tebal minimum seperti yang disyaratkan pada pasal 3.2.5.3 SK.SNI ' 91 maka tidak perlu dilakukan kontrol lendutan .

### 3.5.1.3. Kontrol Lebar Retak.

Lebar retak perlu diperhitungkan jika digunakan tulangan dengan mutu  $f_y > 60000$  psi ( 413,7 MPa ) , menurut Chu Kia Wang dan Charles G. Salmon dalam Reinforced Concrete Design .

Mutu tulangan yang digunakan pada pelat lantai dan atap pada struktur gedung ini adalah  $f_y = 390$  MPa , sehingga tidak perlu meninjau retak yang terjadi .

## BAB IV

### PERENCANAAN STRUKTUR SEKUNDER

#### 4.1. PERENCANAAN TANGGA

Perencanaan struktur tangga dapat dilakukan dengan beberapa macam alternatif. Konstruksi tangga dapat direncanakan sebagai konstruksi lembaran/ plat atau shell, maupun sebagai konstruksi rangka/balok atau frame.

Hal terpenting dalam perencanaan tangga ini, harus diingat bahwa tangga adalah termasuk unsur struktur sekunder, dimana unsur sekunder tidak boleh mempengaruhi kelakuan struktur utama di dalam menerima gaya-gaya utama. Dalam perencanaan ini, tangga diasumsikan sebagai frame dimana kondisi ujung perletakan dianggap perletakan sendi, sedangkan pada bordes dianggap sebagai perletakan rol.

##### 4.1.1. Preliminary Design

Data perencanaan tangga adalah :

Mutu beton ( $f_c$ )	:	35 MPa
Mutu baja ( $f_y$ )	:	390 MPa
Lebar tangga	:	100 cm
Tebal pelat dasar tangga	:	15 cm
Tebal pelat bordes	:	15 cm

Menurut Imam Subarkah, perencanaan injakan tangga diperkirakan berkisar antara  $60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 62 \text{ cm}$ , dimana :

$t$  adalah tinggi injakan

$i$  adalah lebar injakan (diambil 27 cm)

$$\begin{aligned} \text{maka, } 60 \text{ cm} &\leq 2t + i &\leq 62 \text{ cm} \\ 60 \text{ cm} &\leq 2t + 27 &\leq 62 \text{ cm} \\ 16,5 \text{ cm} &\leq t &\leq 17,5 \text{ cm} \end{aligned}$$

- Tinggi injakan (t) : 17 cm  
 Lebar injakan (i) : 27 cm  
 Kemiringan tangga (  $\alpha$  ) :  $\text{arc tg} ( 17/27 ) = 32,2^\circ$   
 Syarat - syarat teknis : -  $60 \text{ cm} \leq 2t + i \leq 62 \text{ cm}$ , cek  
 $2(17) + 27 = 61 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{ok}$   
 -  $25^\circ \leq \alpha \leq 40^\circ$ , cek  
 $\alpha = 32,2^\circ < 40^\circ \dots\dots\dots \text{ok}$

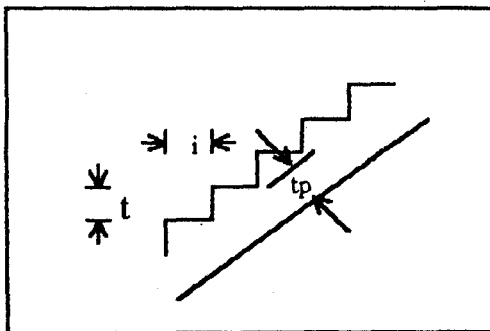
Jumlah injakan (n) :  $200/17 = 11,76 \approx 12$  injakan

Tebal plat rata-rata (tr) :

$$a = \sqrt{\left(\frac{i}{2}\right)^2 + \left(\frac{t}{2}\right)^2}$$

$$a = \sqrt{8,5^2 + 13,5^2}$$

$$= 15,953 \text{ cm}$$



Luas segitiga =  $1/2 \cdot a \cdot tr$   
 $1/2 \cdot 27/2 \cdot 17/2$  =  $1/2 \cdot 15,953 \cdot tr$   
 $tr$  = 7,193 cm

Tebal pelat rata-rata = tebal pelat tangga + tebal ekivalen  
 = 15 + 7,193  
 = 22,193 cm



## 4.1.2. Pembebanan

## 4.1.2.1. Pembebanan Pelat Tangga

♦ *Beban Mati*

$$\begin{aligned}
 & \text{- Beban sendiri} = 0,22193 \times (2400/\cos 32,2) = 629,445 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Tegel dan spesi} = 3.(24 + 21) & = 135 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Berat sandaran} & = 50 \text{ kg/m}^2 \\
 & & \underline{\hspace{10em} +} \\
 \text{DL} & = 814,445 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

♦ *Beban Hidup*

$$\begin{aligned}
 & \text{- Beban hidup} & = 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{LL} & = 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

♦ *Beban Berfaktor*

$$\begin{aligned}
 q_u & = 1,2 \times 814,445 + 1,6 \times 300 \\
 & = 1457,334 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

## 4.1.2.2. Pembebanan Pelat Bordes

♦ *Beban Mati*

$$\begin{aligned}
 & \text{- Berat sendiri} & = 0,15 \times 2400 & = 360 \text{ kg/m}^2 \\
 & \text{- Tegel dan spesi} & = 3.(24+21) & = 135 \text{ kg/m}^2 \\
 & & \underline{\hspace{10em} +} \\
 \text{DL} & = 495 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

♦ *Beban Hidup*

$$\begin{aligned}
 & \text{- Beban hidup} & = 300 \text{ kg/m}^2 \\
 \text{LL} & = 300 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

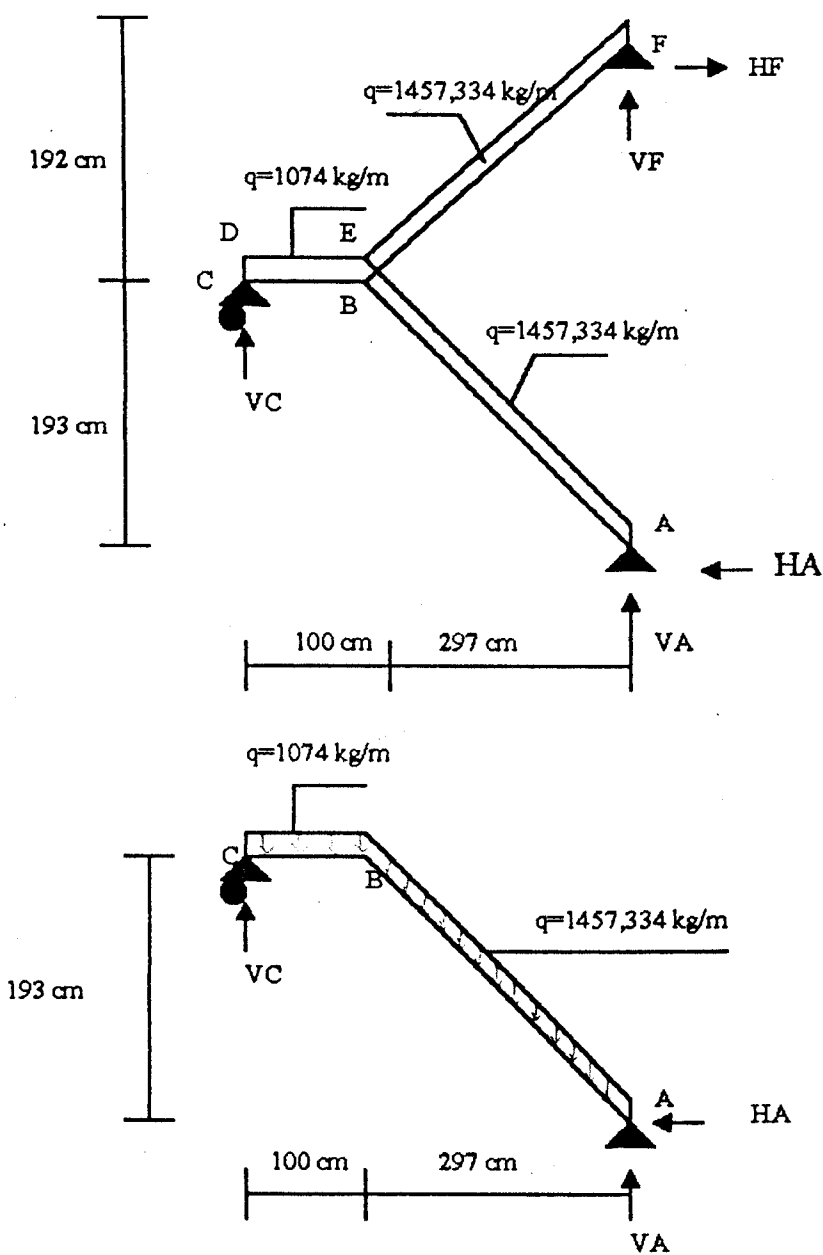
♦ *Beban berfaktor*

$$\begin{aligned}
 q_u & = 1,2.495 + 1,6 \cdot 300 \\
 & = 1074 \text{ kg/m}^2
 \end{aligned}$$

4.1.3. Perhitungan Gaya Dalam

Untuk mendapatkan gaya-gaya dalam dari tangga dipakai perhitungan mekanika teknik, dengan asumsi ujung perletakan dianggap sendi, sedangkan pada bordes dianggap perletakan roll.

♦Perhitungan Momen



$$\Sigma M_A = 0$$

$$V_C \cdot 3,97 - 1074 \cdot 1 \cdot (0,5 + 2,97) - 1457,334 \cdot 2,97 \cdot 2,97/2 = 0$$

$$V_C = 2557,75 \text{ kg}$$

$$\Sigma V = 0$$

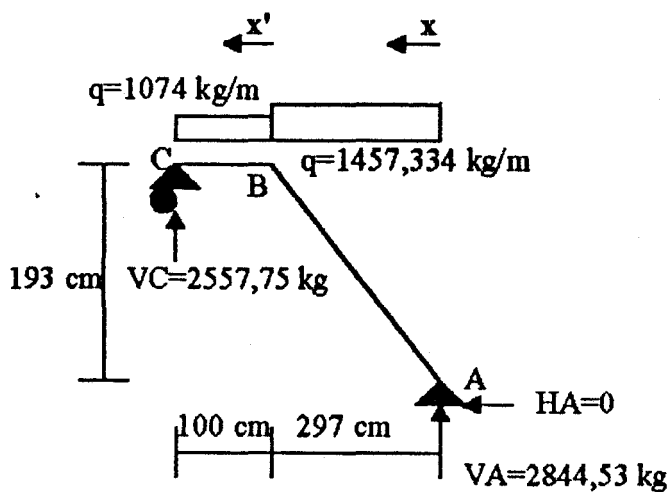
$$V_A + V_C - 1074 \cdot 1 - 1457,334 \cdot 2,97 = 0$$

$$V_A = 2844,53 \text{ kg}$$

$$\Sigma M_C = 0$$

$$2844,53 \cdot 3,97 - H_A \cdot 1,93 - 1457,334 \cdot 2,97 \cdot (2,97/2 + 1) - 1074 \cdot 1 \cdot 0,5 = 0$$

$$H_A = 0$$



$$M_x = V_A \cdot x - 1457,334/2 \cdot x^2$$

$$x = 0,0 \text{ -----> } M = 0$$

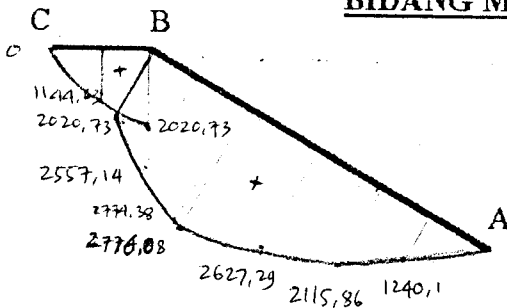
$$x = 0,5 \text{ -----> } M = +1240,1 \text{ kg.m}$$

$x = 1,0$ ----->	$M = +2115,86 \text{ kg.m}$
$x = 1,5$ ----->	$M = +2627,29 \text{ kg.m}$
$x = 2,0$ ----->	$M = +2774,38 \text{ kg.m}$
$x = 2,5$ ----->	$M = +2557,14 \text{ kg.m}$
$x = 2,97$ ----->	$M = +2020,73 \text{ kg.m}$

$$Mx' = VA \cdot (2,97 + x') - 1457,334 \cdot 2,97 \cdot (2,97/2 + x') - 1074/2 \cdot x'^2$$

$x' = 0,0$ ----->	$M = 2020,73 \text{ kg.m}$
$x' = 0,5$ ----->	$M = 1144,63 \text{ kg.m}$
$x' = 1,0$ ----->	$M = 0 \text{ kg.m}$

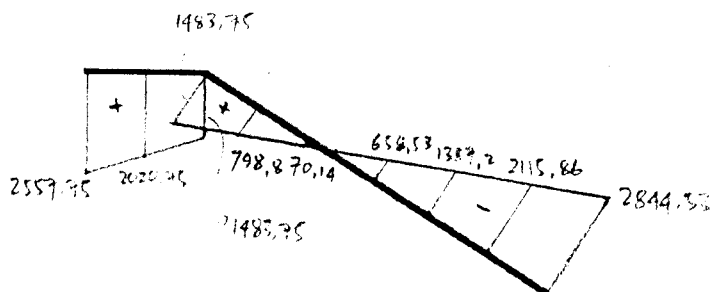
BIDANG MOMEN



$$x = 1,952 \rightarrow Dx = 0 \text{ ( Mmax. )}$$

$$\begin{aligned} M_{max} &= VA \cdot 1,952 - 1457,334/2 \cdot (1,952)^2 \\ &= 2844,53 \cdot 1,952 - 1457,334/2 \cdot (1,952)^2 \\ &= + 2776,08 \text{ kg.m} \end{aligned}$$

BIDANG D



$$Dx = -VA + q1.x$$

$$Dx' = -VA + q1.2,97 + q2.x'$$

$$Dx = 0 \rightarrow -VA + q1.x = 0$$

$$x = \frac{2844,53}{1457,334} = 1,952 \text{ m}$$

$$x = 0,0 \text{ -----} \rightarrow Dx = - 2844,53 \text{ kg}$$

$$x = 0,5 \text{ -----} \rightarrow Dx = - 2115,86 \text{ kg}$$

$$x = 1,0 \text{ -----} \rightarrow Dx = - 1387,20 \text{ kg}$$

$$x = 1,5 \text{ -----} \rightarrow Dx = - 658,53 \text{ kg}$$

$$x = 1,952 \text{ -----} \rightarrow Dx = 0$$

$$x = 2,0 \text{ -----} \rightarrow Dx = +70,14 \text{ kg}$$

$$x = 2,5 \text{ -----} \rightarrow Dx = +798,81 \text{ kg}$$

$$x = 2,97 \text{ -----} \rightarrow Dx = +1483,75 \text{ kg}$$

$$x' = 0 \text{ -----} \rightarrow Dx = +1483,75 \text{ kg}$$

$$x' = 0,5 \text{ -----} \rightarrow Dx = +2020,75 \text{ kg}$$

$$x' = 1,0 \text{ -----} \rightarrow Dx = +2557,75 \text{ kg}$$

#### 4.1.4. Perhitungan Penulangan Tangga

• *Penulangan lentur pelat tangga*

- Tebal pelat tangga = 15 cm
- Penutup beton = 20 mm
- Tulangan pokok = D16
- d = 150 - 20 - 0,5.16 = 122 mm

Dari hasil perhitungan mekanika teknik diperoleh :

$$M_u = 2774,38 \text{ kg m} = 27743800 \text{ Nmm}$$

$$M_n = \frac{M_u}{\Phi} = \frac{27743800}{0,8} = 34679750 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\max} = 0,028$$

$$\rho_{\min} = 0,00359$$

$$\text{diambil } \sigma = \frac{A_s'}{A_s} = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - \sigma)M_n}{b \cdot w \cdot d^2} = \frac{(1 - 0,5) \times 34679750}{1000 \times 122^2} = 1,165$$

$$\rho_1 = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right)$$

$$\rho_1 = \frac{0,85 \times 35}{390} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1,165}{0,85 \times 35}} \right)$$

$$\rho_1 = 0,00305$$

$$\rho_2 = \frac{\sigma \cdot M_n}{f_y \cdot (d - d') \cdot b \cdot w \cdot d}$$

$$\rho_2 = \frac{0,5 \times 34679750}{390 \cdot (122 - 28) \cdot 1000 \cdot 122} = 0,00775$$

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = 0,0108$$

$$\rho' = \rho_2 = 0,00775$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,0108 \times 1000 \times 122 = 1317,6 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D16 - 125 ( $A_s = 1809,55 \text{ mm}^2$ )

$$A_s' \text{ perlu} = \rho' \cdot b \cdot d = 0,00775 \times 1000 \times 122 = 945,5 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D16 - 200 ( $A_s' = 1206,37 \text{ mm}^2$ )

♦ *Penulangan lentur pada bordes*

$$M_u = 2020,73 \text{ kgm} = 20207300 \text{ Nmm}$$

$$M_n = M_u / \Phi = 20207300 / 0,8 \\ = 25259125 \text{ Nmm}$$

$$\rho_{\text{max}} = 0,028$$

$$\rho_{\text{min}} = 0,00359$$

$$\text{diambil } \sigma = A_s' / A_s = 0,5$$

$$R_n = \frac{(1 - \sigma) \cdot M_n}{b \cdot e \cdot d^2} = \frac{(1 - 0,5) \cdot 25259125}{1000 \times 122^2} = 0,849$$

$$\rho_1 = \frac{0,85 \cdot f_c'}{390} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right]$$

$$\rho_1 = 0,00221$$

$$\rho_2 = \frac{\sigma \cdot M_n}{f_y \cdot (d - d') \cdot b_w \cdot d} = \frac{0,5 \cdot 25259125}{390 \cdot (122 - 28) \cdot 1000 \cdot 122} = 0,00282$$

$$\rho = \rho_1 + \rho_2 = 0,00503$$

$$\rho' = \rho_2 = 0,00282$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \cdot b \cdot d = 0,00503 \times 1000 \times 122 = 613,66 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D16 - 200 ( $A_s = 1206,37 \text{ mm}^2$ )

$$A_s' \text{ perlu} = \rho' \cdot b \cdot d = 0,00282 \times 1000 \times 122 = 344,04 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D16 - 300 ( $A_s' = 804,24 \text{ mm}^2$ )

♦ *Penulangan Susut*

$$A_s \text{ perlu} = 0,002 \times 1000 \times 150 = 300 \text{ mm}^2$$

dipasang tulangan D10 - 200 ( $A_s = 589,04 \text{ mm}^2$ )

♦ *Kontrol spasi maksimum (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.16.5)*

$$S_{\text{max}} = 3 \times t$$

$$= 3 \times 15 = 45 \text{ cm}$$

$$S \text{ terpasang} = 30 \text{ cm} < S_{\text{max}}$$

## BAB V

### PERENCANAAN BALOK ANAK

#### 5.1. UMUM

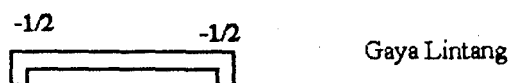
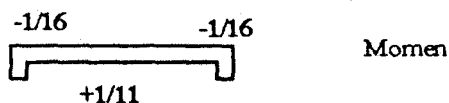
Pada perencanaan ini balok anak merupakan unsur yang mendukung beban gravitasi berupa berat pelat dan beban-beban gravitasi lain yang bekerja padanya. Balok anak dimodelkan sebagai balok yang terletak pada beberapa tumpuan dengan menganggap tumpuan tengah sebagai balok menerus dan tumpuan tepi sebagai jepit elastis sedangkan gaya-gaya dalamnya dihitung dengan ikhtisar momen dan gaya lintang pada PBI '71.

#### 5.2. DASAR-DASAR PERENCANAAN

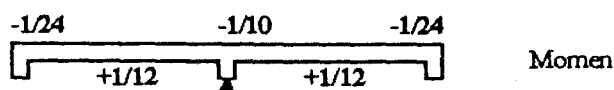
- ♦ Penulangan lentur untuk momen negatif pada daerah tumpuan dihitung dengan menganggap penampang balok sebagai penampang persegi, sedangkan pada daerah lapangan, apabila balok dicor monolit dengan pelat adalah memakai prosedur desain konstruksi balok T dengan persyaratan lebar flens sesuai dengan *SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.1.1*.
- ♦ Balok dianggap terjepit elastis pada suatu tumpuan, apabila merupakan satu kesatuan monolit dengan balok lain, dinding atau kolom beton bertulang yang memberikan perlawanan terhadap perubahan bentuk balok di tumpuan tersebut. (*PBI-71 ps. 13.2.1*)
- ♦ Momen-momen balok akibat beban terbagi rata  $q$  persatuan panjang balok ditetapkan sebagai berikut :



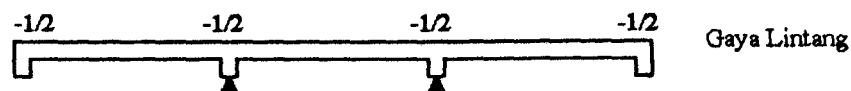
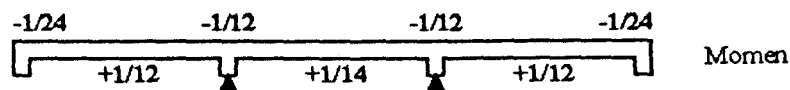
- Lajur Menerus Satu Arah



- Lajur Menerus Dua Arah



- Lajur Menerus Tiga Bentang atau Lebih



Gambar 5.1. Ikhtisar momen-momen dan gaya lintang akibat beban terbagi rata berdasarkan PBI-71 pasal 13.2.

- ♦ Beban-beban yang bekerja pada balok pemikul dari pelat, untuk semua keadaan tumpuan pelat, dapat dianggap sebagai beban segitiga pada tepi yang pendek dan sebagai beban trapesium pada tepi panjang dengan intensitas maksimum sebesar  $1/2 q l x$  per satuan panjang, yang akan dijelaskan lebih lanjut kemudian. (PBI-71 ps. 13.3.10)

- ♦ Tinggi balok non-pratekan minimum adalah  $L/18,5$  untuk satu ujung menerus atau  $L/21$  untuk kedua ujung menerus. (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.2.5.2)
- ♦ Kekuatan Nominal dari suatu komponen struktur untuk memikul beban lentur didasarkan atas SKSNI T-1991-03 pasal 3.3.2 Yaitu :
  1. Regangan maksimum yang dapat digunakan pada serat beton tekan terluar harus diasumsikan sama dengan 0.003. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.3.2.3)
  2. Tegangan yang terjadi pada tulangan di bawah kuat leleh yang di tentukan maka  $f_y$  yang digunakan harus diambil sebesar  $E_s$  dikalikan dengan regangan baja . Untuk regangan yang lebih besar dari regangan yang memberikan  $f_y$ , tegangan pada tulangan harus dianggap tidak tergantung pada regangan dan diambil sama dengan  $f_y$ . (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.3.2.4) :
    - bila  $\epsilon_s \leq \epsilon_y$  maka :  
 $f_s = E_s \epsilon_s$
    - bila  $\epsilon_s \geq \epsilon_y$  maka :  
 $f_s = f_y$
  3. Dalam perhitungan lentur pada struktur non prategang maka kuat tarik beton harus diabaikan. (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.3.2.5)
  4. Hubungan antara distribusi tegangan tekan beton dan regangan beton dianggap dipenuhi oleh suatu distribusi tegangan beton persegi ekuivalen yang didefinisikan sebagai berikut
    - a. Tegangan beton sebesar  $0.85 f_c'$  harus diasumsikan terdistribusi secara merata pada daerah tekan ekuivalen yang dibatasi oleh tepi penampang dan garis lurus yang sejajar dengan sumbu netral sejarak  $a = \beta_1 \cdot c$
    - b. Jarak  $c$  dari serat dengan regangan maksimum ke sumbu netral harus di ukur dalam arah tegak lurus terhadap sumbu tersebut.
    - c. Faktor  $\beta_1$  harus diambil sebesar 0.85 untuk kuat tekan beton  $f_c' = 30$  MPa

sedangkan untuk kekuatan diatas 30 MPa  $\beta_1$  harus direduksi secara menerus sebesar 0.008 untuk setiap kelebihan 1 MPa diatas 30 MPa tetapi  $\beta_1$  tidak boleh diambil kurang dari 0.65 :

$$f_c' \leq 30 \text{ MPa} \quad \beta_1 = 0.85$$

$$f_c' \geq 30 \text{ MPa}$$

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

...(SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.3.2.7)

- ♦ Batasan penulangan minimum diberikan untuk pertimbangan ekonomis beton. Jika tulangan terpasang lebih kecil dari tulangan minimum yang disyaratkan, maka pada saat tercapainya kekuatan nominal dari suatu komponen struktur beton, otomatis tegangan tekan yang terjadi pada beton sangat kecil dibandingkan dengan kekuatan hancur beton sehingga kekuatan beton seolah-olah tidak dimanfaatkan untuk menunjang kekuatan komponen struktur tersebut. (Wang, Chu Kia, C.G. Salmon, *Reinforced Concrete Design*, Harper & Row, 1985)
- ♦ Definisi regangan berimbang pada suatu penampang adalah suatu kondisi dimana tulangan tarik mencapai tegangan leleh yang disyaratkan ( $f_y$ ) pada saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas sebesar 0.003.
- ♦ Untuk menjamin keruntuhan secara daktail dapat tercapai maka diadakan batasan maksimum rasio penulangan sebesar 0.75 dari  $\rho_{\text{balance}}$ .
 
$$\rho_b = \frac{0.85f_c'}{f_y} \beta_1 \left( \frac{600}{600 + f_c'} \right)$$

$$\rho_{\text{max}} = 0.75 \rho_b$$
 (Wang, Chu Kia, C.G. Salmon, *Reinforced Concrete Design*, Harper & Row, 1985)
- ♦ Tulangan minimum dari komponen struktur lentur seperti yang disyaratkan pada Ayat 3.3.5. butir 1 s/d 2, yaitu sebagai berikut :

1. Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur lentur, kecuali yang ditetapkan pada ayat 3.3.5 butir 2 dan 3 dimana berdasarkan analisis diperlukan tulangan positif, rasio  $\rho$  yang ada tidak boleh kurang dari :

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

pada balok T dan balok rusuk dimana bagian badan balok mengalami tarik, rasio  $\rho$  dihitung berdasar lebar badan balok.

2. Sebagai alternatif, luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan berdasarkan analisis.

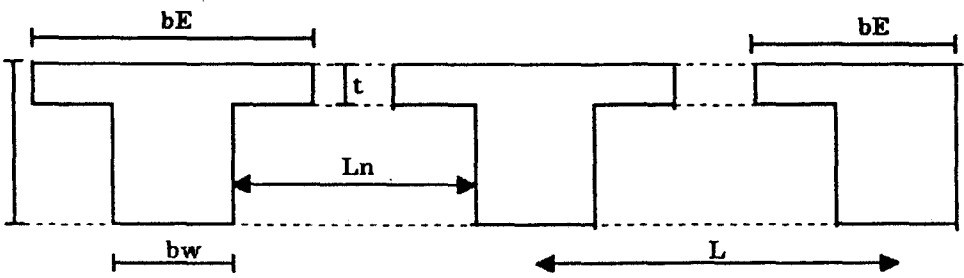
- ♦ Penulangan lentur balok anak direncanakan menggunakan tulangan tarik saja. Tulangan tekan dibutuhkan hanya apabila rasio tulangan yang diperlukan melebihi rasio tulangan maximum yang disyaratkan.
- ♦ Balok T diperoleh dari pengecoran monolith antara balok dan pelat pada sisi atasnya. Pada kondisi momen positif maka luas penampang pelat akan menambah luas daerah tekan pada balok. Sedangkan pada kondisi momen negatif balok tetap dianggap sebagai balok berpenampang persegi karena daerah tekan berada sepenuhnya pada badan balok tanpa pengaruh flens.
- ♦ Berdasarkan *SKSNI T-1991-03 pasal 3.1.10*, maka ketentuan untuk lebar flens pada penampang balok T adalah sbb :

1. Untuk balok Interior (pelat pada kedua belah sisi) dipilih nilai yang terkecil dari :

- a.  $bE < 1/4 L$
- b.  $bE < bw + 16 t$
- c.  $bE < bw + Ln$

2. Untuk balok Exterior (pelat hanya satu sisi) dipilih nilai terkecil dari :

- a.  $bE < bw + 1/12 L$
- b.  $bE < bw + 6 t$
- c.  $bE < bw + 1/2 Ln$



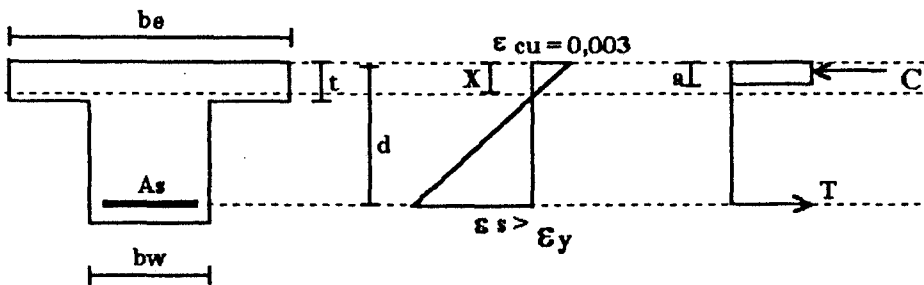
Gambar 5.2. Lebar efektif balok T bagian dalam dan balok T bagian luar

♦ Untuk perhitungan kekuatan nominal dari balok T harus diperiksa dahulu tinggi daerah tekan yang mengenai flens penampang T.

a. Bila tinggi  $a$  dari blok tegangan persegi adalah sama atau lebih kecil dari  $t$  (tinggi flens) maka balok T dihitung sama dengan balok empat persegi panjang dengan lebar  $b_E$ . Kondisi seperti diatas sering disebut balok *T palsu*.

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

$$A_s = \frac{M_u}{\phi (d - a/2) f_y}$$



Gambar 5.3. Balok dengan penampang T palsu

b. Bila tinggi  $a$  dari blok tegangan persegi lebih besar dari  $t$  maka kekuatan nominal dihitung secara prosedur balok *T murni*.

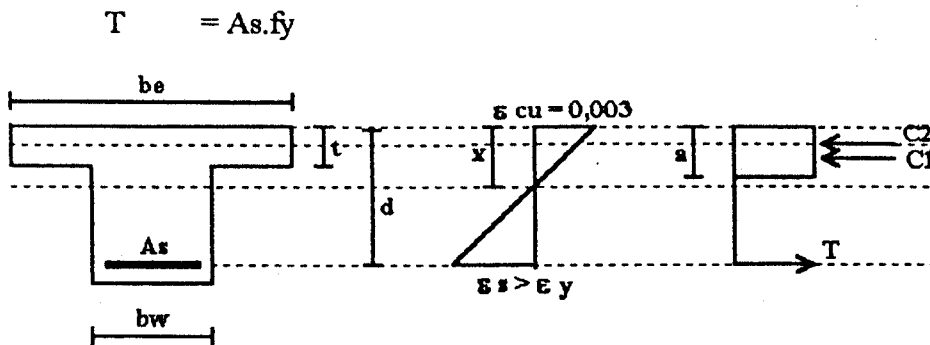
$$M_n = C_1 (d - a/2) + C_2 (d - t/2)$$

dimana :

$$C_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot a$$

$$C_2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b_E - b_w) \cdot t$$

$$a = \frac{T - C_2}{0,85 f_c' / b_w}$$



Gambar 5.4. Balok dengan penampang T murni

### 5.3. PERENCANAAN BALOK ANAK

Penulangan balok anak meliputi penulangan lentur, penulangan geser, sedangkan tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan anggapan bahwa balok anak terletak di tengah pelat tidak menerima torsi.

#### 5.3.1. Penulangan Lentur Balok Anak

Langkah-langkah perencanaan tulangan lentur balok anak adalah sebagai berikut :

1. Menentukan dimensi balok anak meliputi :

- lebar balok (  $b_w$  )
- tinggi balok (  $h$  )
- selimut beton (  $d_c$  )

2. Menghitung momen yang ada

3. Menghitung  $R_n$  :

$$R_n = \frac{M_u}{\Phi b d^2}$$

4. Hitung  $\rho$  yang dibutuhkan dengan rumus sbb :

$$\rho = \frac{0.85 f_c'}{f_y} \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0.85 f_c'}} \right)$$

5. Cek  $\rho$  ada dengan  $\rho_{min}$  dan  $\rho_{max}$

- apabila  $\rho_{ada} > \rho_{max}$  maka dibutuhkan tulangan tekan

- apabila  $\rho$  ada  $< \rho_{min}$  maka tulangan tekan tidak dibutuhkan dan desain tulangan berdasar tulangan tunggal saja

6. Cek  $a$  terhadap tebal pelat (khusus untuk momen positif = pada daerah lapangan )

- apabila  $a < t$  maka prosedur penulangan diatas sudah benar yaitu penampang balok sebagai balok T palsu ( balok berpenampang persegi dengan  $b_E$  sebagai  $b$  )
- apabila  $a > t$  maka penulangan harus didasarkan atas perhitungan balok T sejati.

### 5.3.2. Penulangan Geser dan Torsi

Desain pada suatu penampang beton yang menerima geser harus didasarkan pada :

$$V_u \leq \phi V_n$$

dimana :

- $V_u$  merupakan gaya geser berfaktor akibat beban luar yang ditinjau dari penampang
- $V_n$  merupakan kuat geser nominal suatu komponen struktur yang didapat dari sumbangan kekuatan beton ( $V_c$ ) dan kekuatan tulangan geser ( $V_s$ ) :

$$V_n = V_c + V_s$$

### 5.3.3. Sumbangan Kekuatan Geser Beton

Sesuai dengan *SKSNI pasal 3.4.3* :

- pada butir 1,

Untuk komponen struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja berlaku sebagai berikut :

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

- pada butir 2,

Untuk penampang dimana momen torsi terfaktor  $T_u$  melebihi  $\phi \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) \Sigma x^2 y$

$$\text{besar kuat geser beton } V_c = \frac{(\sqrt{f_c'} / 16) bwd}{\sqrt{1 + \left(2.5C \frac{T_u}{V_u}\right)^2}}$$

### 5.3.4. Kuat Geser Minimum Yang Disumbangkan Oleh Tulangan Geser

#### a. Tulangan Geser Minimum

1. Jika  $V_u < 1/2 \phi V_c$  maka tulangan harus selalu dipasang tulangan geser minimum . .....(SKSNI T-1991-03 ps. 3.4.5.5)

2. Jika  $T_u < \phi \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \Sigma x^2 y \right)$  maka luas tulangan geser minimum maka

$$A_v = \frac{bws}{3f_y} \quad \text{.....(SKSNI T-1991-03 ps. 3.4.5.5.3)}$$

3. Jika momen torsi berfaktor  $T_u > \phi \left[ \left( \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \right) \Sigma x^2 y \right]$

luasan tulangan sengkang harus minimum harus dihitung dari :

$$A_v + 2 A_t \geq \frac{bws}{3f_y} \quad \text{.....(SKSNI T-1991-03 ps. 3.4.5.6.2)}$$

#### b. Tulangan Geser Yang Dibutuhkan :

$$V_s = \frac{A_v f_y d}{s}$$

$$\frac{A_v}{s} = \frac{(V_u - \phi V_c) s}{\phi f_y d}$$

### 5.3.5. Kombinasi Kuat Geser dan Torsi

1. Pengaruh Torsi harus diperhitungkan bersama geser dan lentur bila momen torsi

$$\text{berfaktor } T_u > \phi \left[ \frac{\sqrt{f_c'}}{20} \Sigma x^2 y \right]$$

Pengaruh Torsi dapat diabaikan apabila  $T_u$  lebih kecil dari nilai tersebut diatas



Harga  $\Sigma x^2y$  harus dihitung untuk komponen persegi dari penampang dan sayap yang diperhitungkan dalam perencanaan tidak boleh melebihi tiga kali tebalnya.

2. Kuat momen Torsi harus didasarkan pada :

$$T_u \leq \phi T_n$$

$$T_n = T_c + T_s$$

$T_c$  adalah kuat momen torsi nominal yang disumbangkan oleh beton

$$T_c = \frac{\left( \frac{\sqrt{f_c}}{15} \Sigma x^2y \right)}{\sqrt{1 + \left( \frac{0.4V_u}{\alpha T_u} \right)^2}}$$

$T_s$  adalah kuat momen torsi yang disumbangkan oleh tulangan torsi :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{(T_u - \phi T_c)}{\alpha t \lambda_1 \lambda_1 f_y}$$

dimana :

$A_t$  adalah luasan dari satu kaki sengkang tertutup penahan torsi dalam jarak  $s$ .

$$\alpha t = \frac{\left( 2 + \frac{y_1}{x_1} \right)}{3} < 1.5$$

Selanjutnya perlu disediakan tulangan longitudinal  $A_l$  yang didistribusikan di sekeliling perimeter sengkang tertutup.

3. Luasan perlu longitudinal yang didistribusikan harus dihitung sebagai nilai yang terbesar antara :

$$1. A_l = 2A_t \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

2.

$$A_l = \left[ \frac{2.8 X S}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3Ct}} \right) - 2A_t \right] \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

tetapi tidak perlu lebih dari nilai dari:

$$3. A_l = \left[ \frac{2.8 X S}{f_y} \left( \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3Ct}} \right) - \frac{bwS}{3f_y} \right] \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

4. Kuat momen Torsi  $T_u$  tidak boleh melebihi 4  $T_c$

5. Batas spasi untuk Tulangan Torsi harus memenuhi

a. spasi dari sengkang tertutup tidak boleh lebih dari nilai antara

$$(X1 + Y1)/4 \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

b. spasi dari batang tulangan longitudinal dengan diameter tidak kurang dari 12 mm dan yang disebarakan disekeliling perimeter sengkang tertutup tidak boleh lebih dari 300 mm. Paling tidak pada setiap sudut sengkang tertutup harus ditempatkan satu batang tulangan longitudinal.

## 5.4. DATA PERENCANAAN

### 5.4.1. Bahan

- Mutu beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$
- Mutu baja :  $f_y = 390 \text{ Mpa}$
- Tulangan utama menggunakan D19
- Tulangan sengkang menggunakan  $\phi 10$
- $\rho_{\max} = 0,028$
- $\rho_{\min} = 0,00359$

### 5.4.2. Dimensi

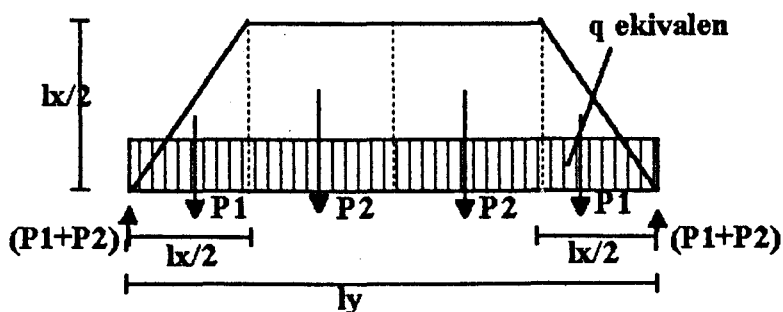
- Semua balok anak berdimensi  $30 \times 50 \text{ cm}^2$

## 5.5. PEMBEBANAN

Beban-beban yang bekerja pada balok anak adalah berat sendiri balok tersebut dan semua beban merata pada pelat (termasuk berat sendiri pelat dan beban hidup merata). Distribusi bebannya didasarkan pada cara Tributary Area yaitu beban pelat dinyatakan dalam bentuk trapesium maupun segitiga. Beban-beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok anak ini antara lain :

- Beban Ekuivalen Trapesium



$$q_{ek} = \frac{1}{2} q Lx \left[ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right]$$

Gambar 5.5. Beban ekuivalen trapesium yang bekerja pada balok anak

## 5.6. LAJUR MENERUS BALOK ANAK

Balok anak dianalisa tiap lajur menerus balok dengan metode penyelesaian PBI-71 :

$$\text{Momen} = \text{Koefisien} \times q \times L^2$$

$$\text{Geser} = \text{Koefisien} \times q \times L$$

## 5.7. PERHITUNGAN PENULANGAN BALOK ANAK

Penulangan balok anak meliputi penulangan lentur, penulangan geser, sedangkan tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan anggapan bahwa balok anak terletak ditengah pelat tidak menerima torsi.

### 5.7.1. Penulangan Lentur Balok Anak

#### - Balok Dengan Penampang Persegi Empat

Penampang persegi direncanakan hanya menggunakan tulangan-tulangan tarik saja, penambahan tulangan tekan baru diperhitungkan bila rasio tulangan tarik yang diperlukan melebihi rasio tulangan max yang disyaratkan atau dengan kata lain tulangan tekan dibutuhkan bila moment yang terjadi melebihi kapasitas moment yang dapat ditahan oleh tulangan tarik saja.

Dalam buku referensi yang berjudul '*Reinforced Concrete Design*' karangan Chu Kia Wang dan Charles J. Salmon, dikatakan bahwa :

- Keperluan akan penggunaan tulangan tekan untuk menambah kekuatan nominal adalah jarang.
- Alasan utama di dalam penggunaan tulangan tekan adalah untuk mengurangi lendutan jangka panjang akibat rangkakan dan susut saja.
- Prosedur yang logis untuk perencanaan tulangan tekan adalah dengan menentukan apakah tulangan tekan diperlukan untuk kekuatan apa tidak, ini dapat dilakukan dengan membandingkan kapasitas moment yang dapat dipikul oleh tulangan tarik saja terhadap moment yang terjadi.

Apabila moment yang terjadi lebih kecil dari kapasitas moment yang

mampu dipikul oleh tulangan tarik saja, maka praktis tulangan tekan tidak dibutuhkan untuk tambahan kekuatan.

#### - *Konstruksi Balok T*

Bentuk balok T diperoleh dari pengecoran monolit antara balok dan pelat pada sisi atasnya, sehingga pada daerah moment positif balok, luas penampang pelat akan menambah luas daerah tekan pada balok sedangkan pada daerah moment negatif, balok tetap dianggap sebagai penampang persegi.

Perencanaan untuk balok T adalah seperti perencanaan balok berpenampang persegi dengan tulangan tunggal, hal ini mengingat bahwa luas daerah tekan beton pada balok T mendapat tambahan dari pelat di atasnya sehingga pemakaian tulangan tekan dapat diabaikan.

#### 5.7.2. Penulangan Geser Dan Torsi

Desain pada suatu penampang beton yang menerima geser harus didasarkan pada :

$$V_u \leq \phi V_n \quad \dots (\text{SKSNI ps. 3.4.1.1})$$

dimana :

-  $V_u$  merupakan gaya geser berfaktor akibat beban luar yang ditinjau pada penampang, dan

-  $V_n$  merupakan kuat geser nominal suatu komponen struktur yang didapat dari sumbangan kekuatan beton ( $V_c$ ) dan kekuatan tulangan geser ( $V_s$ ) :

$$V_n = V_c + V_s$$

Besarnya  $V_c$  bervariasi tergantung dari dimensi balok dan mutu beton yang digunakan, sedangkan besarnya  $V_s$  tergantung dari diameter tulangan geser, mutu baja, dan jarak pemasangannya.

#### - *Sumbangan Kekuatan Geser Beton ( $V_c$ )*

- Untuk struktur yang hanya dibebani oleh geser dan lentur saja, berlaku rumus:

$$V_c = 1/6 \sqrt{f_c'} bw.d \quad \dots (\text{SKSNI ps. 3.4.3.1})$$

- Untuk komponen struktur yang dibebani tekan aksial :

$$V_c = \left[ 1 + \frac{N_u}{14 A_g} \right] \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} bw.d \quad \dots (\text{SKSNI ps. 3.4.3.2})$$

\*) besaran  $Nu/Ag$  dalam Mpa

- Untuk komponen struktur yang dibebani gaya tarik aksial yang cukup besar :

$$V_c = 0 \text{ (Nol)} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.3.3})$$

### 5.7.3. Design Penulangan Geser Dan Lentur

Kategori design kekuatan geser dan lentur saja menurut SKSNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

1. Jika  $V_u < 1/2 \phi V_c$ , maka tulangan geser tidak diperlukan dan hanya dipasang praktis. (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.5.)
2. Jika  $1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s_{\min}}$ , maka hanya dipasang tulangan geser minimum saja.

$$A_v = \frac{b_w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.5.3})$$

3. Jika  $V_u > \phi V_c$ , maka dipasang tulangan geser dengan luas tulangan :

$$A_v = \frac{(V_{cr} - \phi V_c)s}{f_y d} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.6.2.})$$

### 5.7.4. Design Penulangan Torsi

Pada perencanaan balok anak ini, torsi relatif kecil sehingga tulangan torsi hanya dipasang minimum dengan :

#### ▪ Tulangan Melintang (Sengkang)

- ♦ Jika  $T_u < \phi \left[ \left( \sqrt{f_c'} / 20 \right) \Sigma x^2 y \right]$ , maka luas geser minimum yang diperlukan,

$$A_v = \frac{b_w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.5.3})$$

- ♦ Jika  $T_u > \phi \left[ \left( \sqrt{f_c'} / 20 \right) \Sigma x^2 y \right]$ , maka luas tulangan sengkang tertutup minimum harus dihitung dari :

$$A_v + 2 A_t = \frac{b_w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.5.5})$$

$A_v$  harus dianggap sama dengan 0 (Nol) karena tulangan geser dihitung secara tersendiri dan  $A_t$  merupakan luas satu kaki sengkang tertutup dalam daerah sejarak  $s$  yang menahan torsi.

Tulangan melintang ini dapat diabaikan bila perhitungan luas tulangan geser lebih besar atau sama dengan luas tulangan geser minimum.

▪ Tulangan Memanjang (Longitudinal)

$$A_L = 2At \left[ \frac{x_1 + y_1}{s} \right] \dots (\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.9.3})$$

Dengan mensubstitusikan  $2At = bw.s/(3fy)$  ke dalam persamaan di atas maka didapat :

$$A_L = \frac{bw}{3fy} (x_1 + y_1)$$

dimana :

- $x_1$  = jarak pusat ke pusat terpendek dari suatu sengkang tertutup
- $y_1$  = jarak pusat ke pusat terpanjang dari suatu sengkang tertutup

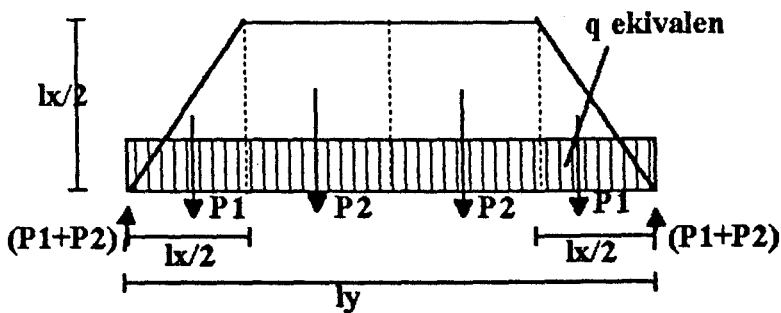
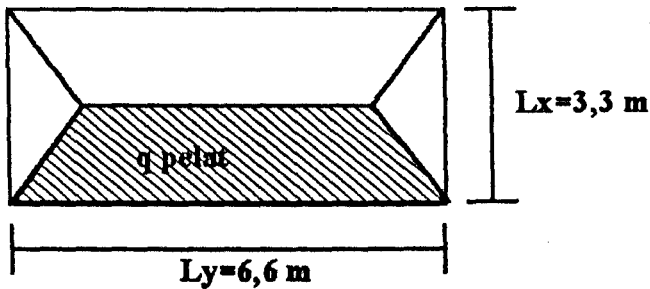
Tulangan longitudinal ini dikombinasikan dengan tulangan memanjang lainnya.

### 5.7.5. Contoh Perhitungan

Sebagai contoh diambil balok anak atap :

tinggi balok (h)	= 50 cm
lebar balok (b)	= 30 cm
bentang (lu)	= 6,6 m
beton decking	= 40 mm
sengkang	= $\phi$ 10
tulangan utama	= D19
mutu beton ( $f_c'$ )	= 35 Mpa
mutu baja ( $f_y$ )	= 390 Mpa
$\rho_{min}$	= 0,00359

▀Pembebanan



$$P_1 = 1/2 \cdot q \cdot 1/2 \cdot l_x \cdot 1/2 \cdot l_x = 1/8 \cdot q \cdot l_x$$

$$P_2 = q \cdot (l_y/2 - l_x/2) \cdot l_x/2 = 1/4 \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y/l_x)$$

$$\begin{aligned} M_{\max} (q \text{ pelat}) &= (P_1+P_2) \cdot l_y/2 - P_1 \cdot (l_y/2 - 2/3 \cdot l_x/2) - P_2 \cdot (l_y/2 - l_x/2)/2 \\ &= (1/8 \cdot q \cdot l_x^2 + 1/4 \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y - l_x)) \cdot l_y/2 - 1/8 \cdot q \cdot l_x^2 \cdot (l_y/2 - l_x/3) - \\ &\quad 1/4 \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y - l_x) \cdot \left( \frac{l_y - l_x}{4} \right) \\ &= 1/16 \cdot q \cdot l_x \cdot l_y^2 + 2/48 \cdot q \cdot l_x^3 - 3/48 \cdot q \cdot l_x^3 \end{aligned}$$



$$= 1/16 \cdot q \cdot l_x \cdot l_y^2 + 1/48 \cdot q \cdot l_x^3$$

$$= 1/8 \cdot (1/2 \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y^2 - 1/3 \cdot l_x^2))$$

$$M_{\max} (q \text{ ekuivalen}) = 1/8 \cdot q_{ek} \cdot l_y^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max} (q \text{ ekuivalen}) &= M_{\max} (q \text{ pelat}) \\ 1/8 \cdot q_{ek} \cdot l_y^2 &= 1/8 \cdot (1/2 \cdot q \cdot l_x \cdot (l_y^2 - 1/3 \cdot l_x^2)) \\ q_{ek} &= 1/2 \cdot q \cdot l_x \cdot (1 - 1/3 \cdot \frac{l_x^2}{l_y^2}) \end{aligned}$$

### Beban Mati.

- Beban mati pelat atap ekuivalen ( $q_D = 381 \text{ kg/m}^2$ )

$$q_{ek} = 2 \cdot (1/2 \cdot 381 \cdot 3,3 \cdot (1 - 1/3 \cdot \frac{3,3^2}{6,6^2})) = 1152,525 \text{ kg/m'}$$

- Berat sendiri balok anak atap ( $30/50 = 0,3 \times 0,5 \times 2400$ ) = 360,000 kg/m'  
 $q_D = 1512,525 \text{ kg/m'}$

### Beban Hidup.

- Beban hidup pelat atap ekuivalen ( $q_L = 150 \text{ kg/m}^2$ )

$$q_{ek} = 2 \cdot (1/2 \cdot 150 \cdot 3,3 \cdot (1 - 1/3 \cdot \frac{3,3^2}{6,6^2})) = 453,75 \text{ kg/m'}$$

$$q_L = 453,75 \text{ kg/m'}$$

### Kombinasi Pembebanan.

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 1512,525 + 1,6 \times 453,75 \\ &= 2541 \text{ kg/m'} \end{aligned}$$

### Perhitungan Momen Dan Gaya Lintang.

Perhitungan momen dan gaya lintang yang terjadi dihitung berdasarkan koefisien momen dan gaya lintang yang ditetapkan SK.SNI psl. 3.1.3.3

**Momen.**

$$\begin{aligned}
 M1 &= 1/24 \cdot qu \cdot L^2 = 1/24 \times 2541 \times 6,6^2 = 4611,945 \text{ kg.m} \\
 M1-2 &= 1/11 \cdot qu \cdot L^2 = 1/11 \times 2541 \times 6,6^2 = 10062,359 \text{ kg.m} \\
 M2 &= 1/10 \cdot qu \cdot L^2 = 1/10 \times 2541 \times 6,6^2 = 11068,596 \text{ kg.m} \\
 M2-3 &= 1/16 \cdot qu \cdot L^2 = 1/16 \times 2541 \times 6,6^2 = 6917,873 \text{ kg.m} \\
 M3 &= 1/11 \cdot qu \cdot L^2 = 1/11 \times 2541 \times 6,6^2 = 10062,359 \text{ kg.m} \\
 M3-4 &= 1/16 \cdot qu \cdot L^2 = 1/16 \times 2541 \times 6,6^2 = 6917,873 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

**Gaya Lintang.**

$$\begin{aligned}
 V1\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 2541 \times 6,6 = 8385,3 \text{ kg} \\
 V2\text{-kiri} &= 1,15/2 \cdot qu \cdot L = 1,15/2 \times 2541 \times 6,6 = 9643,095 \text{ kg} \\
 V2\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 2541 \times 6,6 = 8385,3 \text{ kg} \\
 V3\text{-kiri} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 2541 \times 6,6 = 8385,3 \text{ kg} \\
 V3\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 2541 \times 6,6 = 8385,3 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

■ **Perhitungan Penulangan Lentur**

*Pada Tumpuan :*

$$\begin{aligned}
 Mu &= 4611,915 \text{ kg.m} = 46119150 \text{ N.mm} \\
 d &= 500 - 40 - 10 - 19/2 = 440,5 \text{ mm} \\
 d' &= 40 + 10 + 19/2 = 59,5 \text{ mm} \\
 Rn &= \frac{(1 - \delta) Mu}{\phi b d^2} = \frac{(1 - 0,5) 46119150}{0,8 \cdot 300 \cdot 440,5^2} \\
 &= 0,495 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 Rn}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 \cdot 35}{390} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,495}{0,85 \cdot 35}} \right]$$

$$= 0,0013$$

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi f_y (d-d')} bd$$

$$= \frac{0,5 (46119150)}{0,8 \cdot 390 \cdot (440,5 - 59,5) (300) (440,5)}$$

$$= 0,0015$$

$$\rho = (\rho - \rho') + \rho = 0,0028$$

$$\rho_{\min} > \rho_{\text{ada}}$$

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

$$= 0,00359 \cdot (300) \cdot (440,5)$$

$$= 474,418 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D19 ( $A_s = 852 \text{ mm}^2$ )

$$A_s' = \delta A_s$$

$$= 0,5 \cdot (474,418) = 237,209 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D19 ( $A_s' = 568 \text{ mm}^2$ )

Catatan : luas tulangan ini nantinya akan ditambah dengan luas tulangan memanjang akibat torsi (Al).

*Pada Lapangan :*

$$Mu = 10062,359 \text{ kg.m} = 100623590 \text{ N.mm}$$

$$d = 500 - 40 - 10 - 19/2 = 440,5 \text{ mm}$$

$$b_e = L/4 = 660/4 = 165 \text{ cm atau,}$$

$$= b_w + 16 t = 30 + 16 \cdot (12) = 222 \text{ cm atau,}$$

$$= \text{jarak pusat ke pusat balok} = 165 \text{ cm}$$

$$b_e \text{ yang menentukan} = 165 \text{ cm}$$

$$R_n = \frac{(1 - \delta) Mu}{\phi b d^2} = \frac{(1 - 0,5) 100623590}{0,8 (1650) (440,5)^2}$$

$$= 0,195 \text{ Mpa}$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 \cdot f_c'}} \right]$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 \cdot 35}{390} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 0,195}{0,85 \cdot 35}} \right]$$

$$= 0,00053$$

$$\rho' = \frac{\varepsilon \text{ Mu}}{\phi f_y (d - d') b d}$$

$$= \frac{0,5 (100623590)}{0,8 (390) (440,5 - 59,5) (1650) (440,5)}$$

$$= 0,00057$$

$$\rho = (\rho - \rho') + \rho'$$

$$\rho = 0,0011$$

$$a = \frac{\rho f_y \cdot d}{0,85 \cdot f_c'}$$

$$= 0,0011 \cdot \frac{390 \cdot 440,5}{0,85 \cdot 35}$$

$$= 6,389 \text{ mm} \ll 120 \text{ mm, kategori balok T palsu}$$

$$A_s = \frac{\text{Mu}}{\phi (d - a/2) f_y}$$

$$= \frac{100623590}{0,8 (440,5 - 5,17/2) 390}$$

$$= 736,518 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D19 ( $A_s = 852 \text{ mm}^2$ )

$$A_s' = 0,5 A_s = 0,5 (736,518)$$

$$= 368,259 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 2D19 ( $A_s = 568 \text{ mm}^2$ )

Catatan : luas tulangan ini nantinya akan ditambah dengan luas tulangan memanjang akibat torsi ( $A_l$ ).

Selanjutnya untuk hasil perhitungan penulangan lentur balok anak yang lain dapat dilihat pada tabel 5.1 -5.2.

#### ▪ Kemampuan Penampang Beton Menahan Gaya Geser

$$V_u = 8385,3 \text{ kg} = 83853 \text{ N}$$

$$A_v \text{ ada} = 2 \cdot 0,25 \cdot \pi \cdot 10^2$$

$$= 157,1 \text{ mm}^2$$

## ♦ Penulangan Geser

$$\begin{aligned}\phi V_c &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 300 \cdot 440,5 \\ &= 78180,99 \text{ N} \\ V_{u_{cr}} &= 83853 (3,3 - 0,4405)/3,3 \\ &= 72659,895 \text{ N} \\ \phi V_{s_{min}} &= \phi \cdot 1/3 \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,6 (1/3) (300) (440,5) \\ &= 26430 \text{ N}\end{aligned}$$

Kategori desain :

$$1/2 \phi V_c < V_u \leq \phi V_c + \phi V_{s_{min}}$$

Hanya dipasang tulangan geser minimum saja.

- Jarak tulangan geser perlu :

$$\begin{aligned}s &= \frac{A_v \cdot 3 \cdot f_y}{b_w} = \frac{157,1 \cdot 3 \cdot 390}{300} \\ &= 612,69 \text{ mm}\end{aligned}$$

- Jarak maksimum tulangan geser :

$$\begin{aligned}s &< d/2 \leq 600 \text{ mm} \\ s &< 440,5/2 \leq 600 \text{ mm} \\ s &< 220,25 \text{ mm} \leq 600 \text{ mm} \\ &\text{Digunakan tulangan geser } \phi 10\text{-}200 \text{ mm}\end{aligned}$$

## ♦ Penulangan Torsi Melintang

$$A_v = \frac{(V_{u_{cr}} - \phi V_c) s}{f_y \cdot d} \quad \rightarrow \text{diabaikan karena } V_u < \phi V_c$$

## ♦ Penulangan Torsi Memanjang

$$\begin{aligned}x_1 &= 300 - 2(40) - 10 = 250 \text{ mm} \\ y_1 &= 500 - 2(40) - 10 = 410 \text{ mm} \\ A_l &= \frac{b_w}{3 \cdot f_y} (x_1 + y_1) \\ &= \frac{300}{3 \cdot 390} (250 + 410) = 169,23 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan longitudinal ini disebarakan pada ketiga bagian penampang balok yaitu pada tulangan atas, tulangan tengah dan tulangan bawah serta ditambahkan pada tulangan akibat lentur.

Masing-masing sisi dipasang  $A_l/3 = 169,23/3 = 56,41 \text{ mm}^2$

#### ▪ Desain Akhir Balok Anak (tumpuan)

- *Tulangan Atas :*

$$\begin{aligned} A_{s_{total}} &= A_{s_{lentur}} + A_l \\ &= 474,418 + 56,41 = 530,828 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 3D19 ( $A_s = 852 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Tengah :*

$$A_{s_{penu}} = A_l = 56,41 \text{ mm}^2$$

Dipasang tulangan 2  $\phi 12$  mm ( $A_s = 226 \text{ mm}^2$ )

- *Tulangan Bawah :*

$$\begin{aligned} A_{s'_{total}} &= A_{s'} + A_l \\ &= 237,209 + 56,41 = 293,62 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 2D19 ( $A_s = 568 \text{ mm}^2$ )

Untuk penulangan geser dan torsi balok anak lainnya dapat dilihat pada tabel 5.3 - 5.4.

#### ▪ Kontrol Momen

Jumlah tulangan tarik terhadap luas tulangan pada keadaan berimbang akan sangat mempengaruhi ragam keruntuhan. Harga ratio penulangan pada keadaan berimbang untuk beberapa macam keadaan penampang diberikan sebagai berikut :

- *Penampang Persegi dengan Tulangan Tunggal*

Definisi regangan berimbang suatu penampang adalah suatu kondisi dimana tulangan tarik mencapai tegangan leleh yang disyaratkan ( $f_y$ ) pada saat yang bersamaan dengan bagian beton yang tertekan mencapai regangan batas sebesar 0,003. (SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.3.3 - 2)

Untuk menganalisa balok, yang perlu ditentukan pertama kali adalah penulangan maksimum yang diijinkan  $0,75 \rho_b$ . Untuk penampang segi empat dengan penulangan

tarik saja,  $\rho_b$  adalah merupakan fungsi dari mutu beton dan baja saja, yaitu modulus elastisitas baja  $E_s$  dan tegangan leleh baja  $f_y$ . Dengan diagram regangan seperti gambar 5.6.

Untuk keadaan seimbang, hubungan antara tinggi  $X_b$  (keadaan berimbang) garis netral terhadap tebal efektif dapat ditulis :

$$\begin{aligned}\frac{X_b}{d} &= \frac{\epsilon_{cu}}{\epsilon_{cu} + \epsilon_s} \\ &= \frac{0,003}{0,003 + \frac{f_y}{200000}} = \frac{600}{600 + f_y} \\ X_b &= d \frac{600}{600 + f_y}\end{aligned}$$

Hubungan antara tinggi  $a$  dari stress blok dan  $X_b$  garis netral, adalah:

$$ab = \beta_1 \cdot X_b$$

dimana :

$$\beta_1 = 0,85$$

Untuk  $f_c' \leq 30$  MPa,

$$\beta_1 = 0,85 - 0,008 (f_c' - 30) \geq 0,65$$

Untuk  $f_c' > 30$  MPa,

Tebal stress blok kondisi balance :

$$ab = \beta_1 \cdot d \cdot \frac{600}{600 + f_y}$$

Dari keseimbangan gaya didapat :

$$A_s b \cdot f_y = 0,85 f_c' \cdot b \cdot ab$$

$$\rho_b = \frac{A_s b}{bd} = \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot ab}{f_y \cdot d}$$

Dari persamaan  $ab$  di atas perbandingan tulangan berimbang menjadi :

$$\rho_b = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \beta \left( \frac{600}{600 + f_y} \right)$$

Jika rasio tulangan beton terpasang lebih besar dari keadaan berimbang tersebut di atas, maka letak garis netral beton akan turun sehingga regangan beton di daerah tekan akan lebih besar dari regangan batas beton yang disyaratkan ( $\epsilon_{cn} = 0,003$ ) pada keadaan tulangan tarik mencapai lelehnya. Keruntuhan dari balok ini akan terjadi tiba-tiba pada saat regangan mencapai 0,003 sekalipun balok mengalami deformasi kecil (tulangan belum meleleh). Jadi beton di daerah tekan akan hancur dulu sebelum tulangan tarik meleleh.

Pola keruntuhan semacam ini sedapat mungkin harus dihindari karena pola keruntuhannya bersifat mendadak. Sebaliknya diusahakan bahwa pola keruntuhan beton harus secara daktail yaitu beton harus menunjukkan deformasi yang cukup besar sebelum tercapai kekuatan runtuhnya sehingga secara dini akan tampak bahwa komponen struktur tersebut sudah membahayakan. (*Chu-Kia Wang, C.G Salmon, Reinforced Concrete Design, Harper & Row, 1985*)

Untuk menjamin bahwa pola keruntuhan secara daktail dapat tercapai, maka diadakanlah batasan maksimum rasio tulangan sebesar 0,75 dari tulangan keadaan regangan berimbang ( $\rho_b = \rho_{Balance}$ ).

$$\rho_{max} = 0,75 \cdot \rho_b$$

Tulangan minimum dari komponen struktur lentur seperti yang disyaratkan pada SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.3.5 butir 1 dan 2 yaitu sebagai berikut:

1. Pada setiap penampang dari suatu komponen struktur lentur, kecuali seperti yang ditetapkan pada ayat 3.3.5 butir 2 dan 3, dimana berdasarkan analisis diperlukan tulangan positif, rasio  $\rho$  yang ada tidak boleh kurang dari:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{f_y}$$

pada balok T dan balok rusuk dimana bagian badan balok mengalami tarik, maka  $\rho$  harus dihitung berdasarkan lebar badan balok.

2. Sebagai alternatif, luas tulangan yang diperlukan pada setiap penampang, positif atau negatif, paling sedikit harus sepertiga lebih besar dari yang diperlukan berdasarkan analisis.

Jika tulangan terpasang lebih kecil dari tulangan minimum yang disyaratkan, maka pada saat tercapainya kekuatan nominal dari suatu komponen

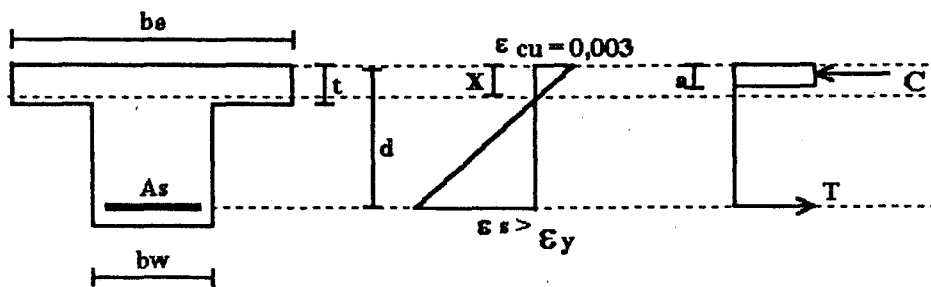


struktur beton, dengan otomatis tegangan tekan yang terjadi pada beton sangat kecil dibandingkan dengan kekuatan hancur beton sehingga kekuatan beton seolah-olah tidak dimanfaatkan untuk menunjang kekuatan komponen struktur tersebut.

(Chu-Kia Wang, C.G. Salmon, Reinforced Concrete Design, Harper & Row, 1985)

**- Balok dengan Penampang Persegi Empat dengan Tulangan Ganda**

Penulangan lentur balok anak direncanakan menggunakan tulangan rangkap yaitu penampang yang mempunyai penulangan di daerah tarik dan tekan. Hal ini untuk mencegah terjadinya keruntuhan tiba-tiba karena hancurnya beton pada daerah tekan yang disebabkan baja tulangan pada daerah tarik tidak mencapai batas leleh akibat pembebanan. Selain itu, penggunaan tulangan tekan adalah untuk mengurangi lendutan jangka panjang akibat rangkakan dan susut.



$$\epsilon_s \geq \epsilon_y = f_y/E_s$$

Gambar 5.7. Penampang balok persegi empat dengan tulangan rangkap

- Kriteria tulangan tekan mencapai leleh :

$$\epsilon_s \geq \epsilon_y \quad \dots(1)$$

$$T = \rho_b \cdot d \cdot f_y$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot c \cdot b$$

$$C_s = (f_y - 0,85 \cdot f_c') \cdot \rho' \cdot b \cdot d$$

- Berdasarkan keseimbangan gaya didapat :

$$T = C_c + C_s$$

diperoleh :

$$C = \frac{f_y \cdot d}{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'} [\rho - \rho' (1 - 0,85 f_c' / f_y)] \quad \dots(2)$$

- Dari diagram regangan didapat :

$$s' = \frac{0,003}{c} (c - d) \quad \dots(3)$$

Substitusi persamaan (3) ke persamaan (1) diperoleh :

$$c \geq \frac{0,003 \cdot E_s \cdot d'}{0,003 \cdot E_s - f_y} \quad \dots(4)$$

Substitusi persamaan (2) ke persamaan (4) diperoleh :

$$\rho - \rho' \left(1 - \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y}\right) \geq 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c' \cdot d' \cdot 0,003 \cdot E_s}{f_y \cdot d \cdot 0,003 \cdot E_s - f_y}$$

untuk  $E_s = 2.10^2$  Mpa, maka :

$$\rho - \rho' \left(1 - \frac{0,85 \cdot f_c'}{f_y}\right) \geq 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c' \cdot d' \cdot 600}{f_y \cdot d \cdot 600 - f_y}$$

- Tulangan tekan mencapai leleh

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot (d - a/2)$$

dimana :

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c')$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$a = \frac{f_y \cdot d}{0,85 \cdot f_c'} [\rho - \rho' (1 - (0,85 \cdot f_c' / f_y))]$$

- Tulangan tekan tidak mencapai leleh

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot (d - a/2)$$

dimana :

$$C_s = A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c')$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

Persamaan kesetimbangan gaya menjadi :

$$T = C_c + C_s$$

$$A_s \cdot f_y = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b + A_s' \cdot (f_y - 0,85 \cdot f_c')$$

$$= 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b \cdot c^2 + A_s' \cdot E_s \cdot (0,003 \cdot A_s' \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y) \cdot c - 0,003 \cdot (1 - d'/c)$$

Persamaan ini dijadikan persamaan kuadrat,  $ax^2 + bx + c = 0$ .

dimana :

$$a = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot b \cdot f_c'$$

$$b = 0,003 \cdot A_s' \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y$$

$$c = -0,003 \cdot A_s' \cdot d' \cdot E_s$$

Letak garis netral dari serat tekan terluar beton dapat dihitung dengan :

$$x_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

#### - Penampang T

Untuk perhitungan kekuatan nominal dari balok T, maka harus diperiksa dulu apakah balok T tersebut asli atau palsu, prosedurnya adalah sebagai berikut :

- Bila tinggi  $a$  dari blok tegangan persegi adalah lebih kecil atau sama dengan  $t$ , maka balok T dihitung sama dengan balok empat persegi panjang (balok T palsu) dengan lebar  $bE$ .

$$A_s \leq \frac{0,85 \cdot f_c' \cdot b_e \cdot t}{f_y} \quad \text{untuk } c \leq t/\beta_1$$

- Bila tinggi  $a$  lebih besar dari  $t$ , maka dihitung secara balok T murni dengan :

$$M_n = C_1 (d - a/2) + C_2 (d - t/2)$$

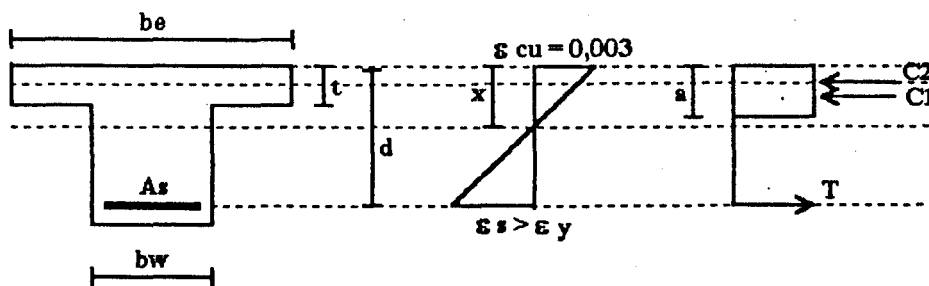
dimana :

$$C_1 = 0,85 \cdot f_c' \cdot b_w \cdot a$$

$$C_2 = 0,85 \cdot f_c' \cdot (b_e - b_w) \cdot t$$

$$a = \frac{T - C_2}{0,85 \cdot f_c' \cdot b_w}$$

$$T = A_s \cdot f_y$$



Gambar 5.8. Penampang balok T murni dengan tulangan rangkap

Contoh, diambil balok yang sama dengan perhitungan sebelumnya.

$$\rho_{ada} = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{852}{300 \cdot 440,5} = 0,00645$$

$$\rho'_{ada} = \frac{A_s'}{b \cdot d} = \frac{568}{300 \cdot 440,5} = 0,0043$$

$$A = \rho - \rho' (1 - (0,85 \cdot f_c' / f_y))$$

$$= 0,00645 - 0,0043 \cdot (1 - 0,85 \cdot 35 / 390) = 0,0025$$

$$B = 0,85 \cdot \beta_1 \cdot \frac{f_c' \cdot d'}{f_y \cdot d} \left( \frac{600}{600 - f_y} \right)$$

$$= 0,85 \cdot 0,85 \cdot \frac{30 \cdot 59,5}{390 \cdot 440,5} \left( \frac{600}{600 - 390} \right) = 0,021$$

ternyata  $A < B$ , tulangan tekan belum meleleh.

$$a = 0,85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot b$$

$$= 0,85 \cdot 35 \cdot 0,85 \cdot 300 = 7586,25$$

$$b = 0,003 \cdot A_s' \cdot E_s - 0,85 \cdot f_c' \cdot A_s' - A_s \cdot f_y$$

$$= 0,003(568)(200.000) - 0,85(35)(568) - 852(390)$$

$$= -8378$$

$$c = -0,003 \cdot A_s' \cdot d' \cdot E_s$$

$$= -0,003(568)(59,5)(200.000)$$

$$= -20277600$$

Dari persamaan abc didapat,  $c_{12} = 52,25$  mm

$$a = 0,85 \cdot c = 0,85(52,25) = 44,42 \text{ mm}$$

$$C_s = A_s'(f_y - 0,85 \cdot f_c')$$

$$= 568(390 - 0,85 \cdot 35) = -204622 \text{ Mpa}$$

$$C_c = 0,85 \cdot f_c' \cdot a \cdot b$$

$$= 0,85(35)(44,42)(300) = 396448,5 \text{ Mpa}$$

$$M_n = C_s \cdot (d - d') + C_c \cdot (d - a/2)$$

$$= 204622(440,5 - 59,5) + 396448,5(440,5 - 44,42/2)$$

$$= 243791425,1 \text{ Nmm}$$

$$M_u = \phi M_n$$

$$= 0,8 \cdot 243791425,1 = 195033140,1 \text{ Nmm} > 100623590 \text{ Nmm} \dots \text{ok!}$$

#### ■ Kontrol Lendutan

Tabel 3.2.5 (a) SK SNI T-15-1991-03 menyajikan batasan-batasan tebal balok minimum dengan berbagai kondisi perletakan, dimana bila tebal lebih besar

dari pada tebal minimum seperti yang disyaratkan tersebut, maka lendutan tidak perlu dihitung.

Karena tinggi balok yang ada lebih besar dari tinggi minimum balok yang disyaratkan, sehingga lendutan tidak perlu dihitung.

#### ▪ Kontrol Retak

Bila tegangan leleh rencana  $f_y$  untuk tulangan tarik melebihi 300 MPa, penampang dengan momen negatif dan positif maksimum harus diproporsikan sedemikian hingga nilai  $z$  yang diberikan oleh :

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} \quad \dots (SK SNI T-15-1991-03 \text{ ps. } 3.3.6 - 4)$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar, dimana  $f_s$  boleh diambil sebesar 60% dari kuat leleh yang disyaratkan ( $f_s = 0,6 f_y$ ).

#### ◆ Balok dalam ruangan

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A}$$

dimana :

$$f_s = 0,6 \cdot f_y = 0,6 (390) = 234 \text{ MPa}$$

$$dc = 40 + 10 + 0,5 (19) = 59,5 \text{ mm}$$

$$A = 2 \cdot dc \cdot bw / \text{jumlah tulangan} \\ = 2 (59,5)(300) / 2 = 17850 \text{ mm}^2$$

$$z = f_s \cdot \sqrt[3]{dc \cdot A} \\ = 234 \cdot \sqrt[3]{(59,5)(17850)} \\ = 23,874 \text{ MN/m} < 25 \text{ MN/m} \quad \dots \text{ok!}$$

Jadi retak pada beton tidak perlu diperiksa.

#### ▪ Panjang Penyaluran

Penulangan memanjang dan penulangan geser sepanjang balok tidak akan berfungsi jika tidak terjadi kerjasama antara baja tulangan dan beton. Tulangan dapat dianggap berperan dalam suatu struktur beton bertulang jika terjadi aksi lekatan antar baja tulangan dan beton di sekelilingnya.

Lekatan antara baja tulangan dan beton ini harus cukup untuk mengembangkan kapasitas tarik atau kapasitas tekan dari baja tulangan hingga

mencapai tegangan lelehnya tanpa terjadi slip. Apabila terjadi slip di bawah beban kerja, maka keruntuhan struktur dapat terjadi. Untuk menjamin bahwa tidak akan terjadi slip antara beton dan baja tulangan, maka dibutuhkan suatu panjang penanaman tertentu yang dikenal dengan nama panjang penyaluran.

Syarat-syarat tentang panjang penyaluran dan penyambungan tulangan diatur dalam *SK SNI T-15-1991-03 91 pasal 3.5*.

#### a. Panjang Penyaluran Tulangan Tarik

Panjang penyaluran dasar tulangan tarik untuk baja tulangan deform D19 adalah sebagai berikut :

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,02 A_b f_y / \sqrt{f_c'} \quad \dots (\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.5.2-2}) \\ &= 0,02(284)(390) / \sqrt{35} = 374,437 \text{ mm} \approx 38 \text{ cm} \end{aligned}$$

dan tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,06 d_b f_y \\ &= 0,06(19)(390) \\ &= 444,6 \text{ mm} \approx 45 \text{ cm} \end{aligned}$$

akibat topbar effect (letak tulangan atas  $\geq 300$  mm)

$$\begin{aligned} l_d &= 1,4 l_{db} \\ &= 1,4(444,6) \\ &= 622,44 \text{ mm} \approx 63 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### b. Panjang Penyaluran Tulangan Tekan

Panjang penyaluran dasar untuk tulangan D19 adalah :

$$\begin{aligned} l_{db} &= \frac{d_b f_y}{4 \sqrt{f_c'}} \quad \dots (\text{SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.5.3 - 2}) \\ &= \frac{19(390)}{4 \sqrt{35}} \\ &= 313,129 \text{ mm} \approx 32 \text{ cm, tetapi tidak boleh kurang dari :} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} l_{db} &= 0,04 d_b f_y \\ &= 0,04(19)(390) \\ &= 296,4 \text{ mm} \approx 30 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### c. Panjang Penyaluran Kait Standar dalam Tarik

Panjang penyaluran dasar kait standar (hook) dari tulangan D19 adalah :

$$\begin{aligned} l_{hb} &= 100 d_b / \sqrt{f_c'} \quad \dots (\text{SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.5.5-2}) \\ &= 100 (19) / \sqrt{35} \end{aligned}$$

$$= 321,15 \text{ mm} \approx 35 \text{ cm}$$

akibat mutu baja tidak sama dengan 400 MPa :

$$\begin{aligned} l_{dh} &= l_{hb} (f_y/400) \\ &= 321,15 \cdot (390/400) = 313,12 \text{ mm} \end{aligned}$$

tetapi tidak boleh kurang dari :

$$\begin{aligned} l_{dh} &= 8 \cdot d_b \\ &= 8(19) = 152 \text{ mm} \approx 16 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### d. Panjang Penyaluran dari Tulangan Momen Positif

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.5.11, paling sedikit sepertiga dari tulangan momen positif pada komponen struktur yang tertumpu pada dua tumpuan dan seperempat dari tulangan momen positif pada komponen struktur yang menerus harus diteruskan ke dalam tumpuan paling sedikit sepanjang :

$$\begin{aligned} - 150 \text{ mm} &= 15 \text{ cm} \\ - d &= 440,5 \text{ mm} \approx 44 \text{ cm (menentukan)} \\ - 12 d_b &= 12(19) = 228 \text{ mm} \approx 23 \text{ cm} \end{aligned}$$

#### e. Panjang Penyaluran dari Tulangan Momen Negatif

Menurut SK SNI T-15-1991-03 pasal 3.5.12, sepertiga dari tulangan tarik pada momen negatif diteruskan pada jarak terbesar antara :

$$\begin{aligned} - d &= 440,5 \text{ mm} \approx 44 \text{ cm (menentukan)} \\ - 12 d_b &= 12(19) = 228 \text{ mm} \approx 23 \text{ cm} \\ - L_n/16 &= 660/16 = 41,25 \text{ cm} \end{aligned}$$

Sebagai contoh diambil balok anak lantai :

tinggi balok (h)	= 50 cm
lebar balok (b)	= 30 cm
bentang (lu)	= 6,6 m
beton decking	= 40 mm
sengkang	= 10
tulangan utama = D19	
mutu beton (fc')	= 35 Mpa
mutu baja (fy)	= 390 Mpa
$\rho$ min	= 0,00359

#### Beban Mati.

- Beban mati pelat lantai ekuivalen ( $q_D = 481 \text{ kg/m}^2$ )

$$q_{ek} = 2 \cdot (1/2 \cdot 481 \cdot 3,3 \cdot (1 - 1/3 \cdot \frac{3,3^2}{6,6^2})) = 1455 \text{ kg/m'}$$

- Berat sendiri balok anak lantai  $(30/50) = 0,3 \times 0,5 \times 2400 = 360 \text{ kg/m'}$

$$q_D = 1815 \text{ kg/m'}$$

#### Beban Hidup.

- Beban hidup pelat lantai ekuivalen ( $q_L = 250 \text{ kg/m}^2$ )

$$q_{ek} = 2 \cdot (1/2 \cdot 250 \cdot 3,3 \cdot (1 - 1/3 \cdot \frac{3,3^2}{6,6^2})) = 756,25 \text{ kg/m'}$$

$$q_L = 756,25 \text{ kg/m'}$$

#### Kombinasi Pembebanan.

$$\begin{aligned} q_u &= 1,2 q_D + 1,6 q_L \\ &= 1,2 \times 1815 + 1,6 \times 756,25 \\ &= 3388 \text{ kg/m'} \end{aligned}$$



**Perhitungan Momen Dan Gaya Lintang.**

Perhitungan momen dan gaya lintang yang terjadi dihitung berdasarkan koefisien momen dan gaya lintang yang ditetapkan SK.SNI psl. 3.1.3.3

**Momen.**

$$\begin{aligned}
 M1 &= 1/24 \cdot qu \cdot L^2 = 1/24 \times 3388 \times 6,6^2 = 6149,2 \text{ kg.m} \\
 M1-2 &= 1/11 \cdot qu \cdot L^2 = 1/11 \times 3388 \times 6,6^2 = 13416,5 \text{ kg.m} \\
 M2 &= 1/10 \cdot qu \cdot L^2 = 1/10 \times 3388 \times 6,6^2 = 14758,1 \text{ kg.m} \\
 M2-3 &= 1/16 \cdot qu \cdot L^2 = 1/16 \times 3388 \times 6,6^2 = 9223,8 \text{ kg.m} \\
 M3 &= 1/11 \cdot qu \cdot L^2 = 1/11 \times 3388 \times 6,6^2 = 13416,5 \text{ kg.m} \\
 M3-4 &= 1/16 \cdot qu \cdot L^2 = 1/16 \times 3388 \times 6,6^2 = 9223,8 \text{ kg.m}
 \end{aligned}$$

**Gaya Lintang.**

$$\begin{aligned}
 V1\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 3388 \times 6,6 = 11180,4 \text{ kg} \\
 V2\text{-kiri} &= 1,15/2 \cdot qu \cdot L = 1,15/2 \times 3388 \times 6,6 = 12857,4 \text{ kg} \\
 V2\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 3388 \times 6,6 = 11180,4 \text{ kg} \\
 V3\text{-kiri} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 3388 \times 6,6 = 11180,4 \text{ kg} \\
 V3\text{-kanan} &= 1/2 \cdot qu \cdot L = 1/2 \times 3388 \times 6,6 = 11180,4 \text{ kg}
 \end{aligned}$$

**Perhitungan penulangan lentur dan geser lihat tabel.**

Sistem prategang sebagian (*partial prestress*) diterapkan pada balok-balok yang dirancang. Sebagai konsekwensi dari mengijinkan adanya tarikan pada beton, tulangan-tulangan lunak (*non-prategang*) dipasang pada daerah-daerah tarik tersebut yang juga untuk meningkatkan kekuatan batas penampang serta dipersiapkan untuk mengatasi momen yang berbalik arah pada saat terjadi gempa.

Untuk mutu beton  $f'_c$  45 (beton normal) dan dijacking pada umur 14 hari, parameter-parameter yang ditetapkan oleh standar Beton 1991 adalah:

$$f'_c = 45 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots E_c = 4700 \cdot \sqrt{45} = 31529 \text{ MPa}$$

$$f_{ci}' = 0,88 \cdot 45 = 39,6 \text{ MPa}$$

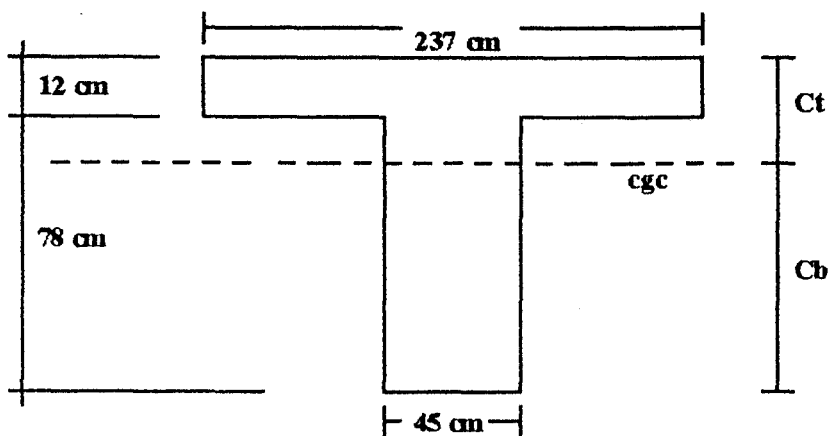
Tegangan-tegangan beton yang diijinkan :

1. Segera setelah peralihan gaya prategang (sebelum kehilangan),
 

Tekan = $\sigma_{ci}$	= $0,6 f_{ci}'$	= $0,6 \cdot 39,6$	= 23,76 MPa
Tarik = $\sigma_{ti}$	= $0,25 \sqrt{f_{ci}'}$	= $0,25 \cdot \sqrt{39,6}$	= 1,573 MPa
2. Setelah terjadi seluruh kehilangan prategang pada beban kerja,
 

Tekan = $\sigma_{cs}$	= $0,45 f'_c$	= $0,45 \cdot 45$	= 20,25 MPa
Tarik = $\sigma_{ts}$	= $0,5 \cdot \sqrt{f'_c}$	= $0,5 \cdot \sqrt{39,6}$	= 3,35 MPa

Balok-balok prategang direncanakan dengan dengan ukuran penampang 450 x 900 mm.

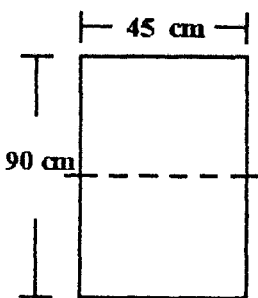


Gambar 6.9. Penampang balok pratekan

Nilai-nilai properti penampang yang diperhitungkan adalah seperti dibawah ini.

$$\begin{aligned}
 A_c &= 635400 \text{ mm}^2 \\
 y_t &= 308,58 \text{ mm} \\
 y_b &= 591,42 \text{ mm} \\
 I &= 4,995 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 W_t &= 161,8705 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\
 W_b &= 84,4577 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\
 k_t &= 132,92 \text{ mm} \\
 k_b &= 254,75 \text{ mm} \\
 e_{lap} &= 491,42 \text{ mm} \quad e_{tump} = 200 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Parameter penampang momen negative



$$\begin{aligned}
 A_c &= 405000 \text{ mm}^2 \\
 y_t &= y_b = 450 \text{ mm} \\
 I &= 2,73375 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 W_t &= W_b = 6,075 \times 10^7 \text{ mm}^3 \\
 k_t &= k_b = 150 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

### 6.3.3. Tegangan ijin beton

- $\sigma_{ci} = 23.76 \text{ MPa}$
- $\sigma_{ti} = 1.573 \text{ MPa}$
- $\sigma_{cs} = 20.25 \text{ MPa}$
- $\sigma_{ts} = 3.354 \text{ MPa}$

### 6.3.4. Perhitungan gaya jacking awal

Sebagai contoh perhitungan gaya jacking awal diambil balok pratekan EL.

387. Gaya-gaya yang dicantumkan adalah hasil dari analisa struktur dengan menggunakan program bantu SAP90 V5.20.

**a. Gaya jacking pada tumpuan**

$$- M \text{ min} = 1194700000 \text{ Nmm}$$

$$- M \text{ max} = 1502200000 \text{ Nmm}$$

dengan memasukkan parameter-parameter yang telah dihitung terdahulu didapatkan persamaan yang merupakan daerah gaya jacking yang diperlukan sebagai berikut :

$$e_o \leq 132.92 + (1/F_i) ( 119.47e7 + 132.85e6 )$$

$$e_o \leq -254.75 + (1/F_i) ( 119.47e7 + 3846.03E6 )$$

$$e_o \geq 132.92 + (1/F) ( 150.22e6 - 1710.27E6 )$$

$$e_o \geq -254.75 + (1/F) ( 150.22e6 - 542.91E6 )$$

$$e_o \leq ( e_o \text{ max} ) = 308.58 - 100 = 208.58 \text{ mm}$$

Hasil dari kelima persamaan diatas dan gaya jacking yang memenuhi persamaan tersebut digambarkan pada gambar pada halaman berikut.

**b. Gaya jacking pada lapangan**

$$- M \text{ min} = 670700000 \text{ Nmm}$$

$$- M \text{ max} = 840500000 \text{ Nmm}$$

dengan memasukkan parameter-parameter yang telah dihitung terdahulu didapatkan persamaan yang merupakan daerah jacking yang diperlukan :

$$e_o \leq 254.75 + (1/F_i) ( 67.07e6 + 254.61E6 )$$

$$e_o \leq -132.92 + (1/F_i) ( 84.05e7 + 2006.71E6 )$$

$$e_o \geq 254.75 + (1/F) ( 67.07e6 - 3277.88E6 )$$

$$e_o \geq -132.92 + (1/F) ( 84.05e7 - 283.26E6 )$$

$$e_o \leq ( e_o \text{ max} ) = 591.42 - 100 = 491.42$$

Hasil dari kelima persamaan diatas dan gaya jacking yang memenuhi persamaan tersebut digambarkan pada gambar dihalaman berikut.

**6.3.5. Perhitungan daerah layout kabel**

Sebagai contoh diambil balok pratekan EL. 387, dimana

$$F_i = 2300 \text{ kN}$$

$$F = 1840 \text{ kN ( lump sum lost of prestress } \pm 20\% )$$

$$\sigma_{gi} = F_i / A_c = 2300000 / 635400 = 3.62 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = F / A_c = 1840000 / 635400 = 2.89 \text{ MPa}$$

- Perhitungan untuk harga  $kt'$  dan  $kb'$

$$kt' > 254.75 ( 1 - 20.25/3.62 ) > -1170.3 \text{ mm}$$

$$kt' > -132.92 ( 1 - (-3.354/3.62) ) > -241.53 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

$$kb' < 254.75 ( 1 - (-1.573/2.89) ) < 477.05 \text{ mm} \quad (\text{menentukan})$$

$$kb' < -132.92 ( 1 - 23.76/2.89 ) < 959.87 \text{ mm}$$

- Perhitungan daerah limit

$$eou = kt' + \frac{M_{max}}{F}$$

$$eol = kb' + \frac{M_{min}}{F_i}$$

- Pada daerah tumpuan :

$$eou = -241.53 - \frac{1502200000}{2300000} = -894.66 \text{ mm}$$

$$eol = 477.05 - \frac{1194700000}{1840000} = -172.24 \text{ mm}$$

- Pada daerah lapangan :

$$eou = -241.53 + \frac{840500000}{2300000} = 123.91 \text{ mm}$$

$$eol = 477.05 + \frac{670700000}{1840000} = 841.6 \text{ mm}$$

didalam hal perencanaan balok pratekan ini diambil selimut beton adalah 10 cm, maka pengambilan eksentrisitas kabel prategang dalam desain penampang sebesar 20 cm di tumpuan dan 49 cm di lapangan memenuhi persamaan di atas. Untuk harga limit kabel lainnya dapat dilihat pada tabel terlampir.

### 6.3.6 Perhitungan gaya jacking akibat perlawanan kolom

Di dalam analisa struktur dengan bantuan program SAP 90, ditemukan adanya selisih antara gaya jacking awal dengan gaya aksial yang diharapkan, yaitu sebesar 20 ton. Hal ini berarti kolom memberikan perlawanan terhadap gaya jacking sebesar 20 ton. Jadi untuk mengantisipasi hal tersebut maka gaya jacking

awal harus ditambah sebesar 20 ton juga. Sebagai contoh pada elemen 387, maka gaya jacking tersebut menjadi :

$$\begin{aligned} F_{\text{jacking}} &= F_{\text{awal}} + \text{gaya perlawanan kolom} \\ &= 230 + 20 \\ &= 250 \text{ ton} \\ &= 2500 \text{ kN} \end{aligned}$$

### 6.3.7. Perhitungan kehilangan gaya pratekanan

#### 6.3.7.1. Perhitungan kehilangan gaya pratekanan tak langsung

Umur beton saat jacking = 14 hari

- Karakteristik bahan

$$f_c' = 45 \text{ MPa} = 6521.70 \text{ psi}$$

$$f_{ci}' = 0.88 \times 45$$

$$= 39.6 \text{ MPa} = 5739.13 \text{ psi}$$

$$E_{ci} = 4700 \times \sqrt{39.6}$$

$$= 29576.4 \text{ MPa} = 4286436 \text{ psi}$$

$$E_c = 4700 \times \sqrt{45}$$

$$= 31528.6 \text{ MPa} = 4569356 \text{ psi}$$

$$\frac{V}{S} = \frac{Ac \cdot L}{S}$$

$$= \frac{835400 \cdot L}{2(900+23700) \cdot L}$$

$$= 97.156 \text{ mm} = 3.825 \text{ in} \text{ dari tabel 3 T.Y. Lin hal. 312 dan 313 diperoleh}$$

$$SCF = 0.7875$$

$$SSF = 0.78575$$

$$UCR = 95 - 20E_c/10^6$$

$$= 95 - 20 \times 4569356/10^6$$

$$= 3.61 < 11 \dots\dots\dots \text{pakai 11}$$

$$USH = 27000 - 3000E_c/10^6$$

$$= 27000 - 3000 \times 4569356/10^6$$

$$= 13.29 \text{ ksi} > 12 \text{ ksi} \dots\dots\dots \text{ok}$$

$$(UCR)(SCF) = 11 \times 0.7875 = 8.6625 \text{ ksi/ksi} = 59.77 \text{ MPa/MPa}$$

$$(USH)(SSF) = 13.29 \times 0.78575 = 10.466 \text{ ksi/ksi} = 72.22 \text{ MPa/MPa}$$

- Karakteristik penampang

$$A_c = 635400 \text{ mm}^2$$

$$e = 491 \text{ mm}$$

$$I = 4.995 \times 10^{10} \text{ mm}^4$$

**Tahap I**

Mulai dari akhir curing atau awal pratekanan sampai dengan dua hari setelah pratekanan.

- *Relaksasi*

$$t_1 = 1/24 \quad t_2 = 2$$

Digunakan tendon Prategang tipe VSL grade 270 K dengan harga  $f_{pu} = 1861$

MPa

Sebagai contoh perhitungan dipakai  $e_1 = 387$  dengan  $F_{jacking} = 2310$  kN

$$f_o = F_o / A_{ps} = 1173.2 \text{ MPa}$$

$$f_o / f_{py} = \frac{1173.2}{0.9 * 1861} = 0.7$$

$$\begin{aligned} RET_1 &= 1173.2 * \left[ \frac{\log 24.t_2 - \log 24.t_1}{45} \right] * (f_{st}/f_{py} - 0.55) \\ &= 1173.2 * \left[ \frac{\log 48 - \log 1}{45} \right] * (0.7 - 0.55) = 6.59 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Kehilangan prategangangan akibat shrinkage dan susut relatif kecil untuk waktu yang pendek.

$$SH_1 = CR_1 = 0$$

$$\begin{aligned} f_{st1} &= f_{st} - (RET_1 + SH_1 + CR_1) = 1173.2 - (6.59 + 0 + 0) \\ &= 1166.6 \text{ MPa} \end{aligned}$$

**Tahap II**

Mulai akhir tahap 1 s/d 7 hari, saat jacking lantai 8

- *Relaksasi*

$$t_1 = 2 \quad t_2 = 7 \quad f_{st1} = 1166.6 \text{ MPa}$$

$$f_{st1} / f_{py} = \frac{1166.6}{0.9 * 1861} = 0.6965$$

$$\begin{aligned} RET_2 &= 1166.6 * \left[ \frac{\log 168 - \log 48}{45} \right] * (0.6965 - 0.55) \\ &= 2.066 \text{ MPa} \end{aligned}$$



*- Creep*

$$t_2 = 7 \text{ hari} \quad PCR = AUC(7) - AUC(2) = 0.23 - 0.15 = 0.08$$

$$f_c = \frac{N}{A_c} \pm \frac{Mg \cdot e}{I}$$

$$= 2.862 \text{ MPa}$$

$$CR_2 = (UCR)(SCF)(PCR) \cdot f_c = 59.77 * 0.08 * 2.862$$

$$= 13.68$$

*- Shrinkage*

$$t = 7 \text{ hari} \quad PSH = AUS = 0.105$$

$$SH_2 = (USH)(SSF)(PSH)$$

$$= 72.22 * 0.105$$

$$= 5.947$$

$$fst_2 = fst_1 - (RET_2 + CR_2 + SH_2) = 1166.6 - (2.066 + 13.68 + 5.947)$$

$$= 1138.135 \text{ MPa}$$

**Tahap III**

Pada saat ini waktu yang diperhitungkan adalah

*- Relaksasi*

$$t_1 = 7 \quad t_2 = 14 \quad fst_2 = 1143.28$$

$$fst_2/f_{py} = \frac{1143.28}{0.9 * 1861} = 0.682$$

$$RET_3 = 1143.28 * \left[ \frac{\log 336 - \log 168}{45} \right] * (0.682 - 0.55)$$

$$= 1.014 \text{ MPa}$$

*- Creep*

$$t_1 = 7 \text{ hari} \quad AUC = 0.23$$

$$t_2 = 14 \text{ hari} \quad AUC = 0.264$$

$$f_c = 2.86 \text{ MPa}$$

$$CR_3 = (UCR)(SCF)(PCR) \cdot f_c$$

$$= 59.77 * (0.264 - 0.23) * 2.86 = 5.3 \text{ MPa}$$

*- Shrinkage*

$$t_1 = 7 \quad \text{AUS} = 0.22$$

$$t_2 = 14 \quad \text{AUS} = 0.306$$

$$\begin{aligned} \text{SH}_3 &= (\text{USH})(\text{SSF})(\text{PSH}) \\ &= 72.22 * (0.306 - 0.22) = 6.19 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{fst}_3 &= \text{fst}_2 - (\text{RET}_3 + \text{CR}_3 + \text{SH}_3) \\ &= 1143.28 - (1.014 + 5.3 + 6.19) = 1130.77 \end{aligned}$$

**Tahap IV**

Pada saat ini waktu yang diperhitungkan adalah

$$t_1 = 14 \quad t_2 = 21 \quad \text{fst}_3 = 1130.77$$

*- Relaksasi*

$$\text{fst}_3/\text{fpy} = \frac{1130.77}{0.9 * 1861} = 0.675$$

$$\begin{aligned} \text{RET}_4 &= 1130.77 * \left[ \frac{\log 504 - \log 336}{45} \right] * (0.675 - 0.55) \\ &= 0.554 \text{ MPa} \end{aligned}$$

*- Creep*

$$t_1 = 14 \quad \text{AUC} = 0.264$$

$$t_2 = 21 \quad \text{AUC} = 0.305$$

$$f_c = 2.862$$

$$\begin{aligned} \text{CR}_4 &= (\text{UCR})(\text{SCF})(\text{PCR}).f_c \\ &= 59.77.(0.305 - 0.264) * 2.862 \\ &= 5.807 \end{aligned}$$

*- Shrinkage*

$$t_1 = 14 \quad \text{AUS} = 0.306$$

$$t_2 = 21 \quad \text{AUS} = 0.366$$

$$\begin{aligned} \text{SH}_4 &= (\text{USH})(\text{SSF})(\text{PSH}) \\ &= 72.22 * (0.366 - 0.306) = 4.323 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}fst4 &= fst3 - (RET4 + CR4 + SH4) \\ &= 1130.77 - (0.746 + 5.807 + 4.323) = 1120\end{aligned}$$

**Tahap V**

Pada saat ini waktu yang diperhitungkan adalah

$$t1 = 21 \quad t2 = 30$$

- *Relaksasi*

$$fst4 = 1120$$

$$fst4/fpy = 0.668$$

$$RET5 = 1120 \left[ \frac{\log 720 - \log 504}{45} \right] * (0.668 - 0.55) = 0.457$$

- *Creep*

$$t1 = 21 \quad AUC = 0.305$$

$$t2 = 30 \quad AUC = 0.543$$

$$fc = 2.862$$

$$CR5 = 59.77 * (0.543 - 0.305) * 2.862 = 57.894$$

- *Shrinkage*

$$t1 = 21 \quad AUS = 0.366$$

$$t2 = 30 \quad AUS = 0.64$$

$$SH5 = 72.22 * (0.64 - 0.366) = 3.89$$

$$\begin{aligned}fst5 &= fst4 - (RET5 + CR5 + SH5) \\ &= 1120 - (0.457 + 57.894 + 3.89) = 1057.85\end{aligned}$$

**Tahap VI**

Pada saat ini waktu yang diperhitungkan adalah :

$$t1 = 30 \quad t2 = 365 \text{ hari}$$

- *Relaksasi*

$$fst5 = 1057.85$$

$$fst5/fpy = 0.631$$

$$\begin{aligned}RET6 &= 1057.85 * \left[ \frac{\log 8760 - \log 7200}{45} \right] * (0.631 - 0.55) \\ &= 2.081\end{aligned}$$

- Creep

$$t1 = 30 \quad AUC = 0.35$$

$$t2 = 365 \quad AUC = 0.74$$

$$fc = 0.31$$

$$CR6 = 59.77 * (0.74 - 0.35) * 0.31 = 4.336$$

- Shrinkage

$$t1 = 30 \quad AUS = 0.42$$

$$t2 = 365 \quad AUS = 0.86$$

$$SH6 = 72.22 * (0.86 - 0.42) = 31.702$$

$$fst6 = 1057.85 - (2.081 + 4.336 + 31.702) = 1019.73$$

**Tahap VII**

Pada saat ini waktu yang diperhitungkan adalah

$$t1 = 365 \text{ hari} \quad t2 = 20 \text{ tahun}$$

- Relaksasi

$$fst6 = 1019.73$$

$$fst6/fpy = 0.608$$

$$RET7 = 1019.73 * \left[ \frac{\log 175200 - \log 8760}{45} \right] * (0.608 - 0.55) = 1.734$$

- Creep

$$t1 = 365 \quad AUC = 0.5488$$

$$t2 = 365 \quad AUC = 0.74$$

$$fc = \frac{12.7097E6}{630400} * \frac{1344.421}{1347.3326} - \frac{3.0192E8 * 465}{4.758E10} = 0.31$$

$$CR7 = 59.77 * (0.74 - 0.74) * 0.31 = 2.89$$

- Shrinkage

$$t1 = 365 \text{ hari} \quad AUS = 0.86$$

$$t2 = 20 \text{ tahun} \quad AUS = 1$$

$$\begin{aligned} SH7 &= (USH)(SSF)(PSH) \\ &= 72.22 * (0.86 - 0.86) = 10.087 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} fst7 &= fst6 - (RET7 + CR7 + SH7) \\ &= 1019.73 - (1.734 + 2.89 + 10.087) \\ &= 1005.014 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Fst_{akhir} &= fst7 \times Aps \\ &= 1005.014 \times 1974 \\ &= 1983897 \text{ N} \end{aligned}$$

maka kehilangan gaya pratekanan terhadap waktu adalah :

$$\begin{aligned} &= \left( 1 - \frac{1983897}{2300000} \right) \times 100\% \\ &= 14.34 \% < 20 \% \dots\dots\dots \text{ok} \end{aligned}$$

### 6.3.6.2. Kehilangan pratekan langsung

$$F_o = 2300 \text{ kN}$$

$$Aps = 1974 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned} fps &= F_o/Aps = 2300E3/1974 \\ &= 1165.15 \text{ MPa} < 0.8 f_{pu} = 1488.8 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Karakteristik untuk 7 wire strands yang direncanakan :

$$\mu = 0.15$$

$$K = 2 \times 10^{-6} / \text{mm} \quad \text{slip} = 1 \text{ mm}$$

$$\alpha = 8f/l = (8 \times 690) / 15700 = 0.3541 \text{ rad/mm}$$

$$\sigma_o = 0.8 f_{pu} = 0.8 * 1861 = 1488.8 \text{ MPa}$$

$$E = 31528.55 \text{ MPa}$$

Jarak slip angker yang diperhitungkan, x

$$\begin{aligned} x &= \sqrt{\frac{E \cdot g \cdot E2}{\sigma_o \cdot \left( \frac{\mu \cdot \alpha}{l} + k \right)}} = \sqrt{\frac{31528.55 \cdot 1}{1488.8 \cdot \left( \frac{0.15 \cdot 0.3541}{15700} + 2 \times 10^{-6} \right)}} \\ &= 1862.58 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Delta \sigma &= 2 * \sigma_o \left( \mu \frac{\alpha}{l} + k \right) \cdot x \\ &= 2 * 1488.8 [ 0.15 * (0.3541/15700) + 2 \times 10^{-6} ] * 1862.58 \\ &= 31.793 \text{ MPa} \end{aligned}$$

$$\Delta F = A_{ps} * \Delta \sigma = 1974 * 31.793 = 62759.56 \text{ N}$$

Akibat gesekan dan Efek Wobble

$$\begin{aligned} F_1 &= F_0 * e^{-(\mu_0.5\alpha + k.0.5)} \\ &= 2300000 * e^{-(0.5*0.15*0.3541 + 2*10^{-6}*15700*0.5)} \\ &= 103449.9 \text{ N} \end{aligned}$$

Gaya pratekanan yang diperlukan akibat kehilangan langsung :

$$\begin{aligned} F &= 2300000 + 62759.56 + 103449.9 + 200000 \text{ ( akibat perlawanan kolom )} \\ &= 2666209 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma_0 &= F/A_{ps} = 2666209/1974 \\ &= 1350.66 \text{ MPa} < 1488.8 \text{ MPa (ok)} \end{aligned}$$

6.3.8. Kontrol Kekuatan Batas Balok Pratekan

Berkaitan dengan ketentuan untuk perencanaan beban gempa, kuat lentur rencana penampang beton prategang harus mempunyai nilai minimum 1,25 kali momen retaknya atau :

$$M_u \geq 1,25 M_{cr}$$

Modulus runtuh yang disyaratkan,

$$f_r = 0,7 \sqrt{f_c'} = 0,7 \sqrt{45} = 4,69 \text{ MPa}$$

Momen perlawanan oleh gaya prategang,

$$M_{dec} = F ( e + r^2 / c_b )$$

Momen perlawanan total pada keadaan retak,

$$M_{cr} = M_{dec} + f_r \frac{I}{c_b}$$

Kemudian untuk menjamin agar penampang berada dalam kondisi underreinforced, Standart Beton 1991 membatasi ratio baja tulangan prategang dan baja tulangan non-prategang dengan :

$$[ \rho_p + (d/d_p)( \rho - \rho' ) ] \leq 0.36 \beta_1$$

dimana,

$$\begin{aligned} \beta_1 &= 0.85 - 0.008( f_c' - 30 ) = 0,85 - 0.008 ( 35 - 30 ) \\ &= 0.81 > 0.65 \quad \text{ok} \end{aligned}$$

Dalam menghitung kuat lentur rencana dari tendon prategang, digunakan  $f_{ps}$  yang ditentukan sebagai berikut ini,

$$\text{untuk } \left[ \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} ( \rho - \rho' ) \right] \geq 0,17$$

$$f_{ps} = f_{pu} \left( 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} ( \rho - \rho' ) \right] \right)$$

$$f_{py}/f_{pu} = 0,9 \cdot f_{pu}/f_{pu} = 0,9 \dots \dots \dots \gamma_p = 0.28$$

Sebagai contoh dalam hal ini akan dilakukan perhitungan pada balok pratekan elemen 387, dengan parameter sebagai berikut :

- b = 450 mm                      A<sub>c</sub> = 635400 mm<sup>2</sup>
- h = 900 mm                     f<sub>c'</sub> = 35 MPa
- d' = 60 mm                      A<sub>ps</sub> = 1974 mm<sup>2</sup>
- d = 840 mm
- y<sub>t</sub> = 308.58 mm

$$\begin{aligned}
 y_b &= 591.42 \text{ mm} \\
 e &= 491.42 \text{ mm} \\
 I &= 4.995 \times 10^{10} \text{ mm}^4 \\
 W_t &= 161.8705 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\
 W_b &= 84.4577 \times 10^6 \text{ mm}^3 \\
 k_t &= 132.92 \text{ mm} \\
 k_b &= 254.75 \text{ mm} \\
 F_o &= 2300 \text{ kN} \\
 F_{eff} &= 2300 \times 0.83 \\
 &= 1970.18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Pada balok pratekan elemen 387

$$\begin{aligned}
 M_{dec} &= F ( e + r^2/y_b ) \\
 &= F ( e + k_t ) \\
 &= 1970 \times 10^3 ( 491.42 + 132.92 ) \\
 &= 1238.565 \times 10^6 \text{ kNmm} \\
 M_{cr} &= M_{dec} + f_r \cdot I/y_b \\
 &= 1238.565 \times 10^6 + 4.14 \cdot 4.995 \times 10^{10}/591.42 \\
 &= 1634.67 \times 10^6 \text{ kNmm} \\
 1.25 M_{cr} &= 1.25 \cdot 1634.67 \times 10^6 \\
 &= 2043.34 \times 10^6 \text{ Nmm}
 \end{aligned}$$

direncanakan :

$$\begin{aligned}
 A_{ps} &= 1974 \text{ mm}^2 & A_s &= A_{s'} = 981.75 \text{ mm}^2 \\
 d_{s'} &= 60 \text{ cm} & d_s &= 840 & d_p &= ( 900 - 100 ) = 800 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{981.75}{2370 \cdot 840} = 0.000482 = \rho'$$

$$\rho_p = \frac{A_{ps}}{b \cdot d_p} = \frac{1974}{2370 \cdot 800} = 0.00104$$

$$\left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} \frac{f_y}{f_c'} (\rho - \rho') \right]$$



$$= \rho_p \cdot \frac{f_{pu}}{f_c'} = 0.00104 \cdot \frac{1861}{45}$$

$$= 0.043 < 0.17 \text{ (menentukan)}$$

sehingga,  $f_{ps} = f_{pu} \left[ 1 - \frac{\gamma_p}{\beta_1} \left[ \rho_p \frac{f_{pu}}{f_c'} + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] \right]$

$$= 1861 \left[ 1 - \frac{0.28}{0.81} \cdot 0.17 \right] = 1584$$

Periksa index tulangan global,

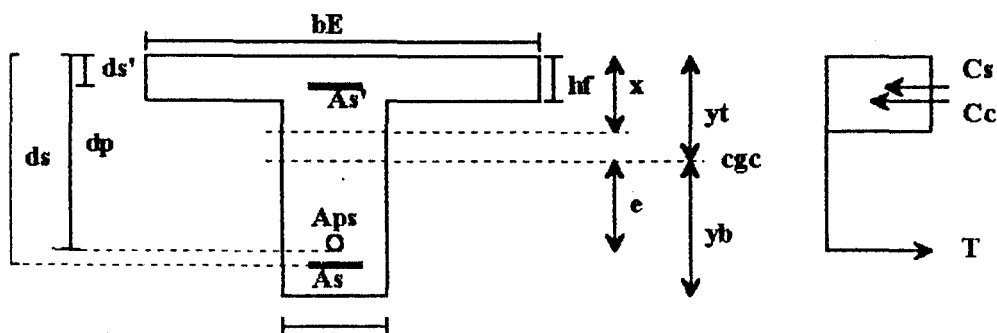
$$\omega_p = \rho_p \cdot \frac{f_{ps}}{f_c'} = 0.00104 \cdot \frac{1584}{45} = 0.0366$$

$$\omega = \omega' = \rho \cdot \frac{f_y}{f_c'} = 0.000482 \cdot \frac{410}{45} = 0.00523$$

$$\left[ \omega_p + \frac{d}{d_p} (\omega - \omega') \right] = [0.0366 + 0] = 0.0366 < 0.36 \beta_1$$

$$< 0.2916$$

.....kondisi penampang bertulangan lemah



Gambar 6.12. Penampang balok & lengan momen

Dengan anggapan balok berperilaku sebagai penampang persegi selebar bE, maka gaya-gaya dalam memberikan :

$$A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y = 0.85 \cdot f_c' \cdot \beta_1 \cdot X \cdot bE + A_s' \cdot E_s \cdot \left[ \frac{x - ds'}{x} \cdot 0.003 + \epsilon_{cs'} \right]$$

dimana :

$$\epsilon_{cs'} = \frac{F}{E_c} \left[ \frac{1}{A_c} - \frac{e}{I} (yt - ds') \right]$$

$$= \frac{1.970E6}{27805.56} \times \left[ \frac{1}{635400} - \frac{491.2}{4.995E10} (305.58 - 60) \right]$$

$$= -0.0000579$$

sehingga :

$$1974 \cdot 1584 + 981.75 \cdot 410 = 0.85 \cdot 35 \cdot 0.81 \cdot X \cdot 2370 + 981.75 \cdot 2000000 \cdot \left[ \frac{x - 60}{x} \cdot 0.003 - 0.0000579 \right]$$

membentuk pers. kuadrat, didapatkan :

$$\begin{aligned} x &= 60.665 \text{ mm} < hf = 120 \text{ mm} \\ a &= 0.81 \times 60.665 \\ &= 49.14 \text{ mm} \end{aligned}$$

..... Perilaku balok sebagai penampang persegi.

Tinggi efektif penampang adalah :

$$d = \frac{A_{ps} \cdot f_{ps} \cdot d_p + A_s \cdot f_y \cdot d_s}{A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y} = \frac{1974 \cdot 1584 \cdot 800 + 981.75 \cdot 410 \cdot 840}{1974 \cdot 1584 + 981.75 \cdot 410} = 804.56 \text{ mm}$$

Momen Nominal penampang ditengah bentang

$$\begin{aligned} M_n &= (A_{ps} \cdot f_{ps} + A_s \cdot f_y) \cdot (d - a/2) \\ &= (1974 \cdot 1584 + 981.75 \cdot 410) \cdot (804.56 - 49.14/2) \\ &= 2.752 \times 10^9 \text{ Nmm} \\ \mu &= \phi \cdot M_n = 0.8 \cdot 2.7173 \times 10^9 \\ &= 2.2022 \times 10^9 \text{ Nmm} > 1.25 M_{cr} \text{ (ok)} \end{aligned}$$

### 6.3.9. Geser Balok Pratekan

$$\begin{aligned} F_e &= 1970.18 \text{ kN} \\ b_w &= 450 \text{ mm} \\ d &= 840 \text{ mm} \\ A_c &= 635400 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

#### 6.3.9.1. Perhitungan retak geser badan

Pada jarak  $x = 0,5 h = 450 \text{ mm}$

$$\begin{aligned} V_{ew} &= 0,3 \cdot \left( \sqrt{f_c'} + f_{pc} \right) \cdot b_w \cdot d + V_p \dots \dots \dots \text{kekuatan geser beton} \\ f_{pc} &= \frac{1970180}{635400} = 3.13 \text{ MPa} \\ p' &= \frac{8f_h}{l^2} \\ &= \frac{8 \times 1970180 \times (490 + 200)}{15700^2} \end{aligned}$$

$$= 44.12 \text{ N/mm}$$

$$V_p = 44.12 \times 450$$

$$= 19854.46 \text{ N}$$

$$V_{cw} = 0,30 * (\sqrt{45} + 3) * 450 * 840 + 19854.46$$

$$= 1120764 \text{ N} = 1120.764 \text{ kN}$$

Gaya geser yang terjadi

$$V_{450} = 13.2 \text{ ton} = 132 \text{ kN}$$

$$V_u = V_n / 0.6 = 220 \text{ kN} < V_{cw}$$

berarti pada daerah dekat tumpuan cukup diberi sengkang praktis D 10 - 300

### 6.3.9.2. Perhitungan retak geser miring dan lentur

$$V_{ci} = 0.05 b_w d \sqrt{f_c} + V_d + V_i \cdot M_{cr} / M_{max}$$

$$V_d = 28.75 \text{ kN}$$

$$M_{max} = 24.93 \times 10^7 \text{ N-mm}$$

$$V_i = 44.1 \text{ kN}$$

$$M_{cr} = W_t * (0.5 \sqrt{f_c} + f_{pc})$$

$$f_{pc} = \frac{F_e}{A_c} + \frac{F_e \cdot e}{Z_b}$$

$$= \frac{1.909E6}{635400} + \frac{1.909E6 * 491}{84.4577E6} = 14.55 \text{ MPa}$$

$$M_{cr} = 161.8705 \times 10^6 \times (0.5 \sqrt{45} + 14.55)$$

$$= 2.898 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$= 2.898 \times 10^6 \text{ kNmm}$$

$$= \left( \frac{1}{20} \sqrt{45} \right) * 450 * 840 + 28.75 \times 10^3 + \frac{44.1E3}{24.93E7} \times 2.898 \times 10^9$$

$$= 639481 \text{ N}$$

$$= 639,481 \text{ kN} > V_u = 73500 \text{ N}$$

Dari analisa diatas didapat bahwa gaya geser yang terjadi pada balok pratekan lebih kecil dari kemampuan balok dalam memikul gaya geser. Untuk selanjutnya tulangan geser dipasang praktis, yaitu D10 - 300 mm.

6.3.10. Perhitungan daerah ujung ( end zone )

6.3.10.1. Pengecekan daerah blok ujung

Diketahui :

$$f_{ci} = 0.88 \times 35 = 30.8 \text{ MPa}$$

$$A_{ps} = 1974 \text{ mm}^2$$

Angker VSL = type 22Sc

$$\text{Luas blok} = 290 \times 290 \text{ mm}^2 = 84100 \text{ mm}^2$$

$$\text{Luas bersih} = 84100 - 1974 = 82126 \text{ mm}^2 = A_1$$

$$\text{Cek awal, } f_c = \frac{F}{A} = \frac{2300000}{82126} = 28.2 \text{ MPa} < f_{ci} \dots \dots \dots \text{ok}$$

$$A_2 = 450 \times 450 \text{ mm}^2 = 202500 \text{ mm}^2$$

Pada saat jacking awal :

$$f_{cp} = 0.8 f_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1} - 0.2} \leq 1.25 f_{ci}$$

$$= 0.8 \times 39.6 \sqrt{\frac{202500}{82126} - 0.2}$$

$$= 37.1 \text{ MPa}$$

$$1.25 f_{ci} = 1.25 \times 39.6 = 49.5 \text{ MPa} > f_{cp} \dots \dots \dots \text{ok}$$

Pada saat akhir masa layan :

$$f_{cp} = 0.6 f_{ci} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq f_{c'}$$

$$= 0.6 \times 39.6 \times \sqrt{\frac{202500}{82126}}$$

$$= 32.975 \text{ MPa} < 45 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ok}$$

**6.3.10.2 Perhitungan tulangan pincar (bursting)**

Menurut perumusan Iyengara :

$$\sigma_0 = \frac{2300000}{(450 \times 900)} = 5.71$$

$$a/d = \frac{290}{900} = 0.32, \text{ dari grafik Iyengara diperoleh :}$$

$$\sigma_{y, \max} = 0.27 \sigma_0$$

$$= 0.27 \times 5.71$$

$$= 1.54 \text{ MPa} < f_{ti} = 0.25 \sqrt{f_{ci}} = 1.573 \text{ MPa}$$

maka cukup diberi tulangan praktis

**6.3.10.3. Perhitungan tulangan belah (splitting)**

Menurut perumusan Iyengara :

$$Z = \frac{2}{3} \times d_3 \times (\sigma_y - \sigma_{ti}) \times b \times w$$

$$= \frac{2}{3} \times 309.375 \times (1.54 - 1.38) \times 450$$

$$= 14850 \text{ N}$$

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \frac{Z}{f_y} = \frac{14850}{380} = 39.07 \text{ mm}^2$$

**6.3.10.4. Perhitungan tulangan pecah (spalling)**

Disyaratkan tulangan yang tersedia harus mencukupi kebutuhan gaya spalling

$$\text{sebesar } 0.03 F = 0.03 \times 2300000$$

$$= 690000 \text{ N}$$

maka kebutuhan tulangan :

$$A_{s_{\text{perlu}}} = \frac{690000}{380} = 181.06 \text{ mm}^2$$

### 6.3.11. Kontrol Tegangan Serat Luar Balok Pratekan

Sebagai gambaran umum dari hasil desain balok prategang, berikut ini digambarkan diagram distribusi tegangan untuk balok pratekan atap.

Dari hasil perhitungan yang telah dilakukan di depan diperoleh :

$$M_g = 6,71E8 \text{ Nmm} \qquad M_t = 8,41E8 \text{ Nmm}$$

$$F_o = 2500 \text{ kN} \qquad F_e = 2150 \text{ kN}$$

Besarnya tegangan yang terjadi pada penampang di lapangan adalah :

-Saat transfer tegangan pratekan :

$$f_t = \frac{F_o}{A_c} - \frac{F_o \cdot e \cdot y_t}{I} + \frac{M_g \cdot y_t}{I}$$

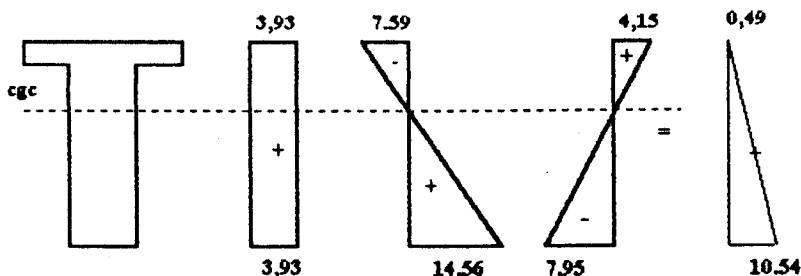
$$f_t = \frac{2500000}{635400} - \frac{2500000(491,42)(308,58)}{4,995E10} + \frac{6,71E8(308,58)}{4,995E10}$$

$$= 3,93 - 7,59 + 4,15 = 0,49 \text{ MPa (tekan)} < 23,76 \text{ MPa ...ok!}$$

$$f_b = \frac{F_o}{A_c} + \frac{F_o \cdot e \cdot y_b}{I} - \frac{M_g \cdot y_b}{I}$$

$$f_b = \frac{2500000}{635400} + \frac{2500000(491,42)(591,42)}{4,995E10} - \frac{6,71E8(591,42)}{4,995E10}$$

$$= 3,93 + 14,56 - 7,95 = 10,54 \text{ MPa (tekan)} < 23,76 \text{ MPa ...ok!}$$



Gambar 6.12. Distribusi tegangan saat transfer

-Pada akhir masa layan :

$$f_t = \frac{F_c}{A_c} - \frac{F_c \cdot e \cdot y_t}{I} + \frac{M_t \cdot y_t}{I}$$

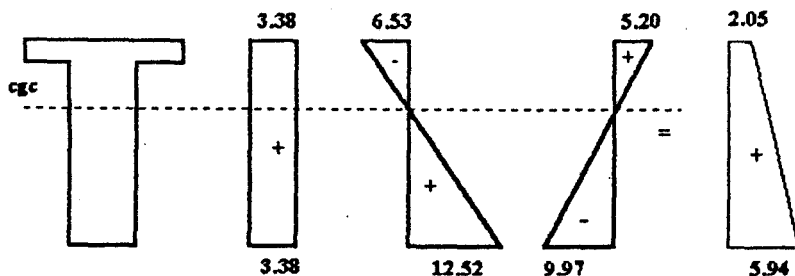
$$f_t = \frac{2150000}{635400} - \frac{2150000 \cdot (491,42)(308,58)}{4,995 E10} + \frac{8,41 E8 \cdot (308,58)}{4,995 E10}$$

$$= 3,38 - 6,53 + 5,20 = 2,05 \text{ MPa (tekan)} < 20,25 \text{ MPa ...ok!}$$

$$f_b = \frac{F_c}{A_c} + \frac{F_c \cdot e \cdot y_b}{I} - \frac{M_t \cdot y_b}{I}$$

$$= \frac{2150000}{635400} + \frac{2150000 \cdot (491,42) \cdot (591,42)}{4,995 E10} - \frac{8,41 E8 \cdot (591,42)}{4,995 E10}$$

$$= 3,38 + 12,52 - 9,97 = 5,94 \text{ MPa} < 20,25 \text{ MPa ...ok!}$$



Gambar 6.13. Distribusi tegangan pada akhir masa layan

## BAB VII

# ANALISA STRUKTUR UTAMA

### 7.1. UMUM

Struktur utama dari gedung ini dianalisa sebagai bentuk open frame yang meliputi balok-balok induk dan kolom-kolom sebagai elemen utama dari gedung yang direncanakan akan menerima gaya lateral, disamping gaya gravitasi akibat beban hidup dan berat sendirinya.

Balok anak beserta beban pelat yang dipikulnya dianggap hanya membebani balok induk berupa beban terpusat.

Gaya-gaya dalam dari struktur utama gedung ini diperoleh dengan menganalisa secara statis dan dinamis, dengan bantuan program SAP 90 versi 5.2. Segala sesuatu yang berhubungan dengan program SAP 90 akan diuraikan berikut ini.

Referensi yang digunakan adalah : Wilson Edward L, Ashraf Habibullah, *SAP 90, A Series of Computer Programs for Static and Dinamic Finite Element Analysis of Structures, USERS MANUAL*, Juli 1989.

### 7.2. DATA SATUAN DAN DATA MATERIAL

Seluruh satuan yang dipakai dalam analisa struktur utama ini adalah :

- ♦ Dimensi gaya : Ton
- ♦ Dimensi panjang : Meter



- ♦ Dimensi waktu : Detik

Material yang dipakai dalam analisa struktur utama gedung ini adalah :

- ♦ Jenis bahan : Beton bertulang
- ♦ Berat volume : 2400 kg/m<sup>3</sup>
- ♦ Mutu beton kolom :  $f_c' = 35$  Mpa
- ♦ Mutu beton balok :  $f_c' = 35$  Mpa
- ♦ Mutu tulangan :  $f_y = 390$  Mpa

### 7.3. PEMBEBANAN STRUKTUR UTAMA

Beban-beban yang dipikul struktur utama meliputi :

- ♦ *Beban Mati (D)*, yang terdiri dari beban mati pelat, balok anak, tangga dan berat tembok.
- ♦ *Beban Hidup (L)*, yang terdiri dari beban hidup pelat dan tangga.
- ♦ *Beban Gempa (E)*, dianalisa dengan SAP 90.

Kombinasi pembebanan yang digunakan didasarkan pada SKSNI '91 pasal

3.2.2. yaitu :

1. Kuat perlu (U) yang menahan beban mati D dan beban hidup L paling tidak harus sama dengan :

$$U = 1,2 D + 1,6 L \quad \dots\dots(SKSNI '91 ps. 3.2.1)$$

2. Bila ketahanan struktur terhadap beban gempa (E) harus diperhitungkan dalam perancangan, maka nilai U diambil sebesar :

$$U = 1,05 ( D + L_R + E ) \quad \dots\dots(SKSNI '91 ps. 3.2.4(a))$$

di mana :

-  $L_R$  adalah beban hidup yang telah direduksi sesuai dengan persyaratan PPIUG '83 tabel 3.3 yang menyebutkan bahwa untuk peninjauan gempa maka beban hidup boleh direduksi dengan koefisien reduksi 0,3 untuk perkantoran.

- beban gempa (E) di atas harus dikalikan dengan faktor jenis struktur (K) yang sesuai. Untuk tingkat daktilitas dua nilai  $K=2$ .

#### 7.4. PEMODELAN STRUKTUR

Struktur utama dari gedung ini dimodelkan sebagai portal terbuka (open frame) dengan perletakan jepit pada dasar kolom.

Struktur utama dianalisa secara tiga dimensi dengan analisa statis yang dilakukan serentak dengan kombinasi pembebanan yang disyaratkan dalam SKSNI '91.

Untuk menyalurkan gaya lateral ke kolom-kolom, maka lantai dianggap sebagai diafragma yang kaku (*rigid floor diafragma*). Jadi seluruh joint (pertemuan elemen-elemen frame) dalam satu bidang lantai dianggap tidak dapat bergerak relatif satu terhadap lainnya.

#### 7.5. INPUT DATA SAP '90

Berikut ini akan dijelaskan secara singkat mengenai input data struktur utama yang dibuat berdasarkan buku petunjuk (manual) dan program hasil perencanaan dari gedung ini dengan bantuan SAP '90 yang berhubungan dengan analisa struktur ini.

##### ■ TITLE LINE

Berisi satu baris kalimat maksimal 70 karakter sebagai identifikasi dari input data SAP '90.

##### ■ SYSTEM Data Block

Block data ini menjelaskan tentang kontrol informasi yang berhubungan dengan struktur yang akan dianalisa.

L : menyatakan jumlah Load Condition

V : menyatakan jumlah Eigen Value, yaitu jumlah dari mode shape yang akan dihitung pada analisa eigen value dan kemudian dimasukkan ke analisa ragam spektrum

T : menyatakan toleransi konvergen dari eigen analysis default  $T = 0,0001$

PPTGIUG '83 bab 3.5.2.1. menyatakan bahwa untuk analisa ragam spektrum respon dari struktur-struktur gedung dengan bentuk yang tidak beraturan jumlah ragam yang ditinjau tidak kurang dari 5, tetapi sebagai pedoman, jumlah ragam

spektrum respons yang ditinjau tidak perlu lebih dari tingkatnya.

Berdasarkan uraian tersebut diatas, maka nilai eigen value (V) pada analisa ini diambil sebesar 8. Jadi kita akan mendapatkan 8 buah mode shape yang berbeda.

▪ **JOINTS Data Block**

Memuat informasi tentang letak koordinat titik-titik pada struktur dalam sumbu global X, Y, Z. Pendefinisian joints ini bertujuan untuk membuat geometri dari struktur yang akan dianalisa

▪ **RESTRAINTS Data Block**

Memuat informasi mengenai derajat kebebasan (DOF) tiap-tiap joints apakah dilepas (0) atau dikekang (1).

- ♦ Perletakan jepit            R=1,1,1,1,1,1
- ♦ Dependent joints         R=1,1,0,0,0,1
- ♦ Master joints             R=0,0,1,1,1,0

▪ **MASSES Data Block**

Memuat informasi mengenai massa dan momen inersia massa (MMI) dari tiap-tiap lantai yang dinyatakan dalam bentuk :

$$M = m_x, m_y, m_z, m_{rx}, m_{ry}, m_{rz}$$

Momen inersia massa tiap lantai dapat dihitung dengan rumus :

$$MMI = M/12 (b^2 + d^2) + MD^2$$

dimana :

M = massa total dari segmen yang ditinjau

b = lebar dari tiap segmen yang ditinjau

d = panjang dari tiap segmen yang ditinjau

D = jarak dari titik pusat segmen yang ditinjau terhadap titik pusat total segmen

Langkah-langkah perhitungan untuk mendapatkan massa, titik pusat massa, dan massa momen inersia dari tiap-tiap lantai adalah sebagai berikut :

- ♦ Hitung massa total dari tiap lantai yang meliputi massa pelat, balok, kolom, beban tembok, beban hidup, dan beban-beban lain yang berhubungan. (satuan W/g)
- ♦ Hitung letak titik pusat massa, dengan cara mengambil titik referensi kemudian baru dihitung statis momen terhadap titik referensi tersebut
- ♦ Bagi statis momen tersebut dengan massa total dari lantai tersebut, sekarang kita telah mendapatkan letak pusat massa dari lantai tersebut
- ♦ Hitung momen inersia massa dari setiap elemen-elemen lantai tersebut terhadap titik pusat massa

#### ▪ **FRAME Data Block**

Memuat informasi mengenai data-data dari elemen-elemen batang (frame) tiga dimensi pada struktur yang dianalisa meliputi lokasi, property, dan beban yang bekerja pada setiap elemen.

- ♦ **NM** : Number of Material, menyatakan jumlah material yang digunakan dalam analisa struktur
- ♦ **NL** : Number of Load identification, menyatakan jumlah macam beban yang ada pada struktur

Penulisan macam pembebanan dibedakan antara beban mati dan beban hidup yang nantinya akan dikombinasikan dalam blok data COMBO.

#### ▪ **LOADS Data Block**

Memuat informasi mengenai beban-beban pada joints yang berasal dari beban terpusat balok anak dan beban akibat atap.

#### ▪ **SPEC Data Block**

Memuat informasi mengenai data-data yang berhubungan dengan analisa dinamis yang menggunakan analisa response spectrum.

- A** = Sudut eksitasi (satuan derajat)
- = 0 yaitu searah dengan sumbu global x sebagai sumbu lemah
- S** = Faktor skala response spectrum

=  $9,81 \text{ m/s}^2$  (default)

D = Damping Ratio

= 5 % = 0,05 (untuk gedung beton bertulang)

Untuk data response spectrum pada zone 4 tanah lunak, diambil dari PPTGIUG '83 gambar 3.3.

▪ **COMBO Data Block**

Memuat informasi mengenai kombinasi pembebanan yang digunakan pada analisa struktur utama, yang didasarkan pada SKSNI '91 pasal 3.2.2 :

1. 1,2 DL + 1,6 LL  
(akibat beban mati dan beban hidup)
2. 1,05 (DL + LL + E)  
(akibat beban mati + beban hidup + gempa kiri)
3. 1,05 (DL + 0,5 LL - 2E)  
(akibat beban mati + beban hidup + gempa kanan)
4. 1,05 (DL + 0,5 LL + 2E)  
(akibat beban mati + beban hidup + gempa kiri)

## BAB VIII

### PERENCANAAN BALOK INDUK

#### 8.1. UMUM

Bab ini membahas tentang perencanaan penulangan balok induk selengkapnya, yang meliputi perencanaan penulangan lentur, penulangan geser torsi dengan ketentuan tingkat daktilitas dua, kontrol lendutan, kontrol retak dan perhitungan panjang penyaluran.

#### 8.2. DASAR-DASAR PERENCANAAN

- ♦ Semua dasar-dasar perencanaan pada balok anak berlaku juga pada balok induk
- ♦ Gaya-gaya dalam pada perencanaan balok induk didapat dari hasil analisa SAP'90
- ♦ Rasio lebar balok terhadap tingginya tidak boleh kurang dari 0,25. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.14.9.3c)
- ♦ Lebar balok tidak boleh kurang dari 200 mm. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.14.9.1.3d)
- ♦ Untuk tulangan longitudinal, komponen struktur lentur, jumlah rasio tulangan atas maupun tulangan bawahnya tidak boleh kurang dari (1,4 bwd/fy) dan tidak boleh melampaui (7 bwd/fy). Paling tidak harus tersedia 2 batang tulangan menerus pada kedua tulangan atas dan bawah. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.14.9.3.2a)
- ♦ Kuat momen positif pada sisi muka dari joint tidak boleh kurang dari 1/2 kuat momen negatif yang disediakan pada sisi tersebut. Pada sembarang

---

penampang dari komponen struktur tersebut, baik kuat momen positif maupun kuat momen negatifnya tidak boleh kurang dari  $1/4$  kuat momen maksimum yang terdapat pada kedua ujung joint. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.14.9.3.2b)

- ♦ Sambungan lewatan tulangan lentur hanya diperbolehkan jika sepanjang daerah sambungan dipasang sengkang tertutup, dengan jarak maksimum  $d/2$  atau 200 mm. Sambungan lewatan tidak boleh digunakan dalam daerah joint dan dalam jarak setinggi komponen struktur dari muka joint. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.14.9.3.2)
- ♦ Kuat leleh rencana tulangan geser tidak boleh lebih dari 400 MPa. (SKSNI T-15-1991-03 ps 3.4.5.2)
- ♦ Spasi tulangan geser yang dipasang tegak lurus terhadap sumbu aksial komponen struktur tidak boleh melebihi  $d/2$  untuk struktur non pratekan, atau 600 mm.
- ♦ Sengkang tertutup harus dipasang dalam daerah sepanjang tinggi komponen struktur diukur dari muka komponen struktur pendukung struktur lentur ke tengah bentang. (SKSNI T-15-1991-03 ps 3.14.3.3a)
- ♦ Sengkang tertutup pertama harus dipasang tidak lebih dari 50 mm diukur dari sisi muka komponen struktur pendukung. Spasi maksimum tidak boleh melebihi  $d/4$ , sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, 24 kali diameter sengkang, 300 mm dan  $3 f_y A_s / b_w$ , dimana :
  - $A_s$  : luas tulangan satu kaki transversal, dalam  $\text{mm}^2$
  - $b_w$  : lebar badan balok, dalam mm
  - $f_y$  : kuat leleh tulangan longitudinal, MPa(SKSNI T-15-1991-03 pas 3.14.3.3b)
- ♦ Untuk mengembangkan kuat leleh rencana, maka tulangan torsi harus dibuat menerus sejarak  $d$  dari serat tekan terluar dan dijangkarkan. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.4.6.7.5)
- ♦ Tulangan torsi harus disediakan minimum sejarak  $(b_t + d)$  di luar titik teoritis yang diperlukan. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.4.6.7.6)
- ♦ Spasi batang tulangan longitudinal minimal adalah D12, yang disebar pada jarak tidak lebih dari 300 mm, paling tidak pada tiap sudut sengkang tertutup

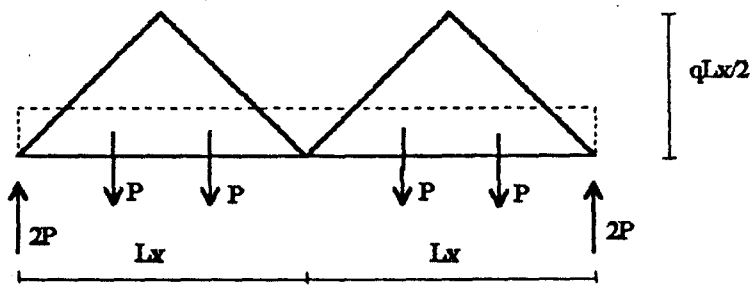
harus ditempatkan 1 batang tulangan longitudinal. (SKSNI T-15-1991-03 ps.3.4.6.8.2)

### 8.3. PEMBEBANAN

Beban-beban yang bekerja pada balok pemikul dari pelat, untuk semua tumpuan pelat dapat dianggap sebagai beban segitiga pada tepi yang pendek dan sebagai beban trapesium pada tepi panjang dengan intensitas maksimum sebesar  $1/2qlx^2$  per satuan panjang (PBI'71 ps. 13.3.10). Beban-beban berbentuk trapesium maupun segitiga tersebut kemudian diubah menjadi beban merata ekuivalen dengan menyamakan momen maksimumnya.

Variasi pembebanan dan beban ekuivalen yang terjadi pada perhitungan balok induk ini antara lain :

#### Beban Ekuivalen Dua Segitiga



Gambar 8.1. Beban ekuivalen dua segitiga

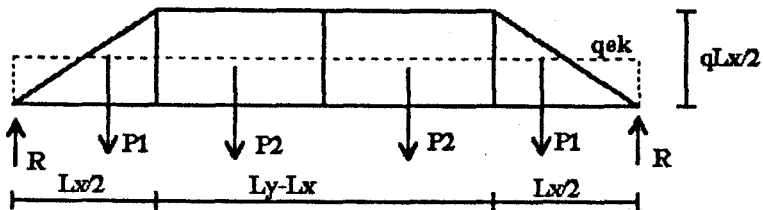
$$P = \frac{1}{2} \frac{qLx}{2} \frac{Lx}{2} = \frac{1}{8} \cdot qL^2$$

$$\begin{aligned} M_{\max} &= 2PLx - P \left( \frac{2Lx}{3} - \frac{Lx}{3} \right) \\ &\Leftrightarrow \frac{2}{8} q_{ek} L_x^2 = \frac{2}{8} q L_x^2 \cdot L_x - \frac{1}{8} q \cdot L_x^2 \cdot L \\ &\Leftrightarrow q_{ek} = \frac{1}{4} q L_x \end{aligned}$$

$$q_{ek} = \frac{1}{4} \cdot q L_x$$



## Beban Ekuivalen Trapesium



Gambar 8.2. Beban ekuivalen trapesium

$$P1 = \frac{1}{8} \cdot q \cdot Lx$$

$$P2 = \frac{1}{2} \cdot q \cdot Lx \cdot \frac{Ly-Lx}{2}$$

$$M_{\max} = (P1 + P2) \cdot Ly/2 - P1 \left( \frac{Ly-Lx}{2} + \frac{Lx}{6} \right) - P2 \frac{Ly-Lx}{2}$$

$$\Leftrightarrow q_{ek} = \frac{1}{2} \cdot q \cdot Lx \left\{ 1 - \frac{1}{3} \left( \frac{Lx}{Ly} \right)^2 \right\}$$

$$q_{ek} = 1/2 \cdot q \cdot Lx \cdot (1 - 1/3(Lx/Ly)^2)$$

## 8.4. DATA-DATA PERENCANAAN

### 8.4.1. Bahan

- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa
- Mutu baja ( $f_y$ ) = 390 Mpa
- $\rho_{max}$  = 0,028
- $\rho_{min}$  = 0,00359
- Sengkang =  $\phi 12$
- Tulangan utama = D19, D25

### 8.4.2. Dimensi

- Semua balok induk menggunakan dimensi 40/60 cm
- Decking beton diambil 40 mm untuk beton yang berhubungan dengan cuaca luar dan 20 mm untuk beton dalam ruangan

## 8.5. PERHITUNGAN PENULANGAN BALOK INDUK

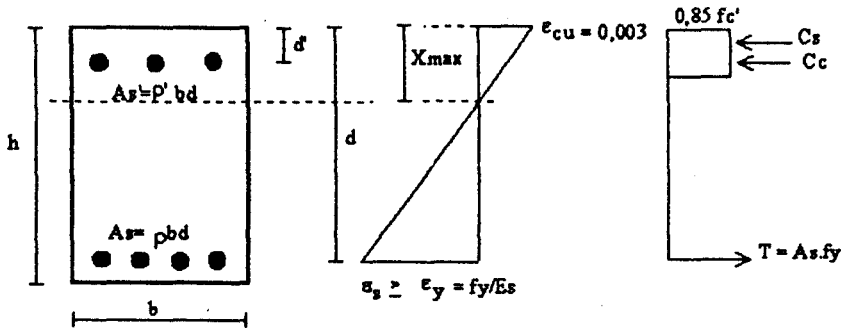
### 8.5.1. Penulangan Lentur

Prinsip perhitungan untuk penulangan balok induk adalah sama dengan penulangan lentur balok anak, hanya pada penulangan lentur balok induk, dijumpai momen yang berbalik arah akibat beban gempa. Jadi momen pada tumpuan bisa berharga negatif (akibat beban gravitasi) maupun positif (akibat beban gempa yang cukup besar), sehingga penulangannya berdasarkan masing-masing arah momen yang terjadi.

Untuk kondisi pembebanan seperti ini, maka secara praktis perhitungan penulangan yang dipakai adalah tulangan tunggal. Tulangan tekan otomatis akan terpasang pada kondisi momen yang berbalik arah, sedangkan untuk momen tunggal, ada dua kondisi sistem penulangan :

1. Apabila  $\rho_{perlu} < \rho_{max}$  , maka tulangan tekan hanya dipasang praktis saja.
2. Apabila  $\rho_{perlu} \geq \rho_{max}$  , maka tulangan tekan dibutuhkan untuk menambah kekuatan.

▪ Balok Persegi Dengan Tulangan Ganda



Gambar 8.3. Penampang persegi dengan tulangan rangkap

▪ Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :

1. Hitung  $d, d'$

$$d = h - d_c - \phi \text{ sengkang} - \phi \text{ tulangan utama}/2$$

$$d' = d_c + \phi \text{ sengkang} + \phi \text{ tulangan utama}/2$$

2. Hitung  $R_n$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b d^2}$$

3. Hitung  $\rho$

$$\rho = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 R_n}{0,85 f_c'}} \right]$$

4. Cek terhadap  $\rho_{max}$

$$\text{bila } \rho \geq \rho_{max}$$

5. Hitung  $x_b, x_{max}, a_{max}$

$$x_b = \frac{600}{600 + \phi} d$$

$$x_{max} = 0,75 x_b$$

$$a_{max} = 0,85 x_{max}$$

6. Hitung  $C_{c_{max}}, M_{n_{max}}$

$$C_{c_{max}} = 0,85 f_c' \cdot a_{max} b$$

$$M_{n_{max}} = C_{c_{max}} (d - a_{max}/2)$$

7. Hitung momen sisa yang harus dipikul oleh tulangan tekan

$$M_{ns} = M_{n_{perlu}} - M_{n_{max}}$$

8. Hitung gaya yang harus ditahan tulangan tekan akibat momen sisa tersebut

$$C_{s_{perlu}} = \frac{M_{ns}}{d-d'}$$

9. Periksa keadaan tulangan tekan leleh

$$\epsilon_{s'} = \frac{x_{max}-d'}{x_{max}} \cdot 0,003 \geq \epsilon_y \rightarrow \epsilon_y = f_y / E_s$$

10. Hitung luas tulangan tekan dan tarik sesuai keadaan tulangan tekan di atas,

a. Tulangan tekan leleh :

$$A_{s'} = \frac{C_{s_{perlu}}}{f_y - 0,85 f_c'}$$

$$A_s = \frac{C_{c_{max}}}{f_y} + A_{s'}$$

b. Tulangan tekan belum leleh :

$$A_{s'} = \frac{C_{s_{perlu}}}{f_y - 0,85 f_c'} \rightarrow f_{s'} = E_s \cdot \epsilon_{s'}$$

$$A_s = \frac{C_{c_{max}}}{f_y} + A_{s'} \frac{f_{s'}}{f_y}$$

### 8.5.2. Penulangan Geser dan Torsi

Penampang persegi yang mengalami kombinasi dari geser, lentur dan torsi harus diperhitungkan terhadap model keruntuhan suatu komponen struktur akibat puntiran, apabila :

$$T_u \leq \varphi \left[ \left( \sqrt{f_c'} \cdot 20 \right) \Sigma x^2 y \right] \quad \dots (\text{SKSNI ps. 3.4.6.1})$$

dimana :

$T_u$  merupakan momen torsi terfaktor pada penampang yang ditinjau.

Kekuatan terhadap momen puntir pada struktur statis tertentu dapat diperoleh dari kondisi kesetimbangan saja. Kondisi demikian memerlukan suatu disain terhadap momen torsi luar rencana penuh karena tidak adanya kemungkinan redistribusi tegangan, dalam hal ini kekakuan struktur tidak diperhitungkan. Keadaan demikian sering disebut sebagai "*torsi kesetimbangan*".

Pada sistem statis tak tentu, asumsi-asumsi kekakuan dan redistribusi tegangan pada titik-titik kumpul dapat mempengaruhi resultante tegangan, sehingga terjadi reduksi tegangan geser torsional. Dengan demikian boleh saja dilakukan

reduksi momen rencana pada disain suatu batang struktural apabila dapat diharapkan terjadinya redistribusi tegangan ke batang-batang lainnya yang bertemu. Keadaan ini dikenal dengan nama "Torsi Kompatibilitas".

Untuk torsi kompatibilitas, apabila terjadi pengurangan dari momen torsi akibat redistribusi tegangan gaya-gaya dalam, maka momen torsi terfaktor maksimum dapat direduksi menjadi :

$$T_u = \phi \left[ \left( \sqrt{f_c'} / 3 \right) \Sigma xy^2 / 3 \right] \quad \dots(\text{SKSNI ps. 3.4.6.3})$$

Mengadakan reduksi torsi rencana dalam hal ini pada dasarnya tidak mengakibatkan terjadinya kegagalan pada struktur, tetapi dapat menyebabkan terjadinya retak berlebihan, jika torsi aktual yang terjadi terlalu melebihi harga reduksinya.

#### ▪ Kriteria Disain Penulangan Geser dan Torsi

Kategori disain penulangan geser dan torsi, menurut SKSNI T-15-1991-03 adalah sebagai berikut :

1. Jika  $T_u < T_{u\text{batas}}$ , tulangan torsi dapat diabaikan dan dapat dipasang praktis (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.1)
2. Jika  $T_u < T_{u\text{batas}}$ , dan  $\phi V_c < V_u < 1/2 \phi V_c$ , dipasang tulangan geser minimum saja.

$$A_v = \frac{b w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.1/3.4.5.5.3})$$

3. Jika  $T_u < T_{u\text{batas}}$ , dan  $V_u > \phi V_c$  tulangan geser terpasang :

$$A_v = \frac{V_u - \phi V_c}{\phi f_y d} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.1/3.4.5.6.2})$$

4. Jika  $T_u > T_{u\text{batas}}$ , dan  $V_u < 1/2 \phi V_c$  dipasang tulangan transversal akibat torsi saja dan tulangan longitudinal

$$2 A_t = \frac{b w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.9.3/3.4.5.5.3})$$

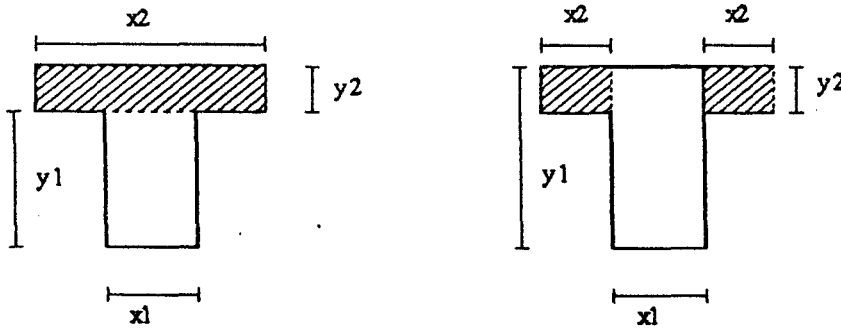
Tulangan longitudinal mengikuti perumusan 3.4-24 dan 3.4-25.

5. Jika  $T_u > \phi T_c$  dipasang tulangan transversal akibat torsi dan geser serta tulangan longitudinal

$$2 A_t + A_v = \frac{b w s}{3 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.5.5.3/3.4.6.9.3})$$

Tulangan longitudinal mengikuti perumusan 3.4-24 dan 3.4-25 Jika  $T_u > 4 T_c$  penampang harus diperbesar. (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.9.4)

Langkah-langkah perhitungannya adalah sebagai berikut :



1. Hitung Batas Torsi ( $T_u$ ) yang tidak memerlukan tulangan torsi (khusus untuk torsi kesetimbangan)
2.  $T_{u_{batas}} = \varphi \left( \sqrt{f_c'} / 20 \sum x^2 y \right) \dots$  (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.1)

dimana :

$$\varphi = 0,6$$

$\sum x^2 y$  = dipilih terbesar dari kedua keadaan berikut ini :

$$\sum x^2 y = x_1^2 y_1 + x_2^2 y_2$$

$$\sum x^2 y = x_1^2 y_1 + 2 x_2^2 y_2$$

3. Hitung kuat nominal torsi yang mampu dipikul beton :

$$\varphi T_c = \frac{\varphi 1/15 \sqrt{f_c'} \sum x^2 y}{\sqrt{1 + \left[ \frac{0,4 V_u}{C_t T_u} \right]^2}} [1 + 0,3 N_u / \Lambda_g]$$

...(SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.6)

dimana :  $C_t = \frac{b w d}{\sum x^2 y}$

$N_u < 1 \rightarrow$  tarik

$N_u = 0 \rightarrow$  tekan

Jika  $T_u < \varphi T_c \rightarrow$  pakai tulangan torsi minimum

Jika  $T_u > \varphi T_c \rightarrow$  hitung tulangan torsi

Jika  $T_u > 5 \varphi T_c \rightarrow$  penampang harus diperbesar

4. Hitung tulangan torsi yang dibutuhkan :

$$\phi T_s = T_u - \phi T_c$$

5. Hitung tulangan transversal torsi :

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\phi T_s}{\phi \alpha_1 x_1 y_1 f_y} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.9})$$

dimana :

$$x_1 = b - 2(\text{decking} + 1/2 \phi \text{ sengkang}) \quad y_1 = h - 2(\text{decking} + 1/2 \phi \text{ sengkang})$$

$$\alpha_1 = 1/3 \left( 2 + \frac{y_1}{x_1} \right) \leq 1,5$$

$A_t$  = luas satu kaki sengkang

6. Hitung kuat nominal geser yang mampu dipikul beton :

$$\phi V_c = \frac{\phi 1/6 \sqrt{f_c'} b w d}{\sqrt{1 + \left[ 2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right]^2}} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.3.4})$$

7. Hitung tulangan geser yang diperlukan :

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi V_s}{\phi f_y d} \quad \rightarrow \quad \phi V_s = V_u - \phi V_c$$

8. Hitung tulangan total sengkang gabungan torsi dan geser :

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2 A_t}{s} \quad \rightarrow \quad \min \frac{A_{vt}}{s} = \frac{b w}{3 f_y}$$

9. Kontrol spasi maksimum tulangan transversal total :

$$s_{\max} = \frac{x_1 + y_1}{4} \leq 300 \text{ mm} \quad \dots(\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.8})$$

10. Hitung tulangan longitudinal yang diperlukan dan aturlah pemasangannya sesuai dengan SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.4.6.9

$$A_{l1} = 2 \frac{A_t}{s} (x_1 + y_1)$$

$$A_{l2} = \left( \frac{2,8 \chi s}{f_y} \left[ \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right] - 2 A_t \right) \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Al diambil yang terbesar dan tidak perlu melebihi :

$$A_l = \left( \frac{2,8 \chi s}{f_y} \left[ \frac{T_u}{T_u + \frac{V_u}{3 C_t}} \right] - \frac{b w s}{3 f_y} \right) \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right)$$

Tulangan  $A_l$  harus dipasang dengan jarak  $\leq 30$  cm sehingga tulangan  $A_l$  disebar pada 4 bagian yaitu : atas  $1/3 h$ ,  $2/3 h$  dan bawah masing-masing sebesar  $1/4 A_l$ .

## 8.5.3. Contoh Perhitungan

Sebagai contoh perhitungan penulangan lentur balok induk diambil balok induk lantai perkantoran .

■ Penulangan lentur pada tumpuan kiri

$$Mu- = - 37,380 \text{ tm} = -373800000 \text{ Nmm}$$

$$Mu+ = 0$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 20 - 12 - 0,5(25) = 555,5 \text{ mm}$$

$$d' = 20 + 12 + 0,5.(25) = 44,5 \text{ mm}$$

- Tulangan Tumpuan Momen Negatif

$$Rn = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi b d^2} = \frac{(1-0,5).373800000}{0,8 (400) (555,5)^2} = 1,893 \text{ Mpa}$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2Rn}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85(35)}{390} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,893)}{0,85.35}} \right] = 0,005$$

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi f_y (d - d') b d}$$

$$\rho' = \frac{0,5 (373800000)}{0,8 (390) (555,5 - 44,5) (400) (555,5)} = 0,0053$$

$$\rho = (\rho - \rho') + \rho' = 0,0103$$

$$\rho_{\min} < \rho_{ada} < \rho_{\max}$$

$$As_{\text{perlu}} = \rho . b . d = 0,0103 . 400 . 555,55 = 22,89 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 6D25 (  $As = 29,46 \text{ cm}^2$  )

$$As' = 0,5 As = 11,45 \text{ cm}^2$$

Dipakai tulangan 3D25 (  $As' = 14,73 \text{ cm}^2$  )

Catatan : Tulangan perlu ini nantinya akan ditambah tulangan torsi.



■ Penulangan lentur pada lapangan

$$Mu^- = 0$$

$$Mu^+ = 25,358 \text{ tm} = 253580000 \text{ Nmm}$$

$$b = 400 \text{ mm}$$

$$d = 600 - 20 - 12 - 0,5(25) = 555,5 \text{ mm}$$

$$d' = 20 + 12 + 0,5(25) = 44,5 \text{ mm}$$

- Tulangan lapangan Momen Positif

$$R_n = \frac{(1-\delta)Mu}{\phi b d^2} = \frac{(1-0,5)253580000}{0,8(400)(555,5)^2} = 1,284 \text{ Mpa}$$

$$\rho - \rho' = \frac{0,85 f_c'}{f_y} \left[ 1 - \sqrt{\frac{1-2RN}{0,85 f_c'}} \right]$$

$$= \frac{0,85(35)}{390} \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2(1,284)}{0,85(35)}} \right] = 0,0033$$

$$\rho' = \frac{\delta Mu}{\phi f_y (d-d') b d} = \frac{0,5(253580000)}{0,8(390)(555,5-44,5)(400)(555,5)} = 0,0035$$

$$\rho = (\rho - \rho') + \rho' = 0,0068$$

$$As = \rho \cdot b \cdot d = 0,0068(40)(55,55) = 15,11 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan 5D25 ( $As = 24,55 \text{ cm}^2$ )

$$As' = 0,5 \cdot As = 7,555 \text{ cm}^2$$

Digunakan tulangan 3D25 ( $As' = 14,73 \text{ cm}^2$ )

Catatan : tulangan perlu ini nantinya akan ditambah luas tulangan memanjang akibat torsi (Al)

Selanjutnya untuk penulangan lentur balok induk lainnya dapat dilihat pada tabel 8.1 - 8.2

■ Kontrol Momen

$$\frac{As'}{600} fs'^2 - \left( \frac{As \cdot fy}{600} + As' \right) fs' + (As \cdot fy - 0,85^2 \cdot fc' \cdot b \cdot d')$$

Persamaan di atas dapat diselesaikan dengan rumus abc, sebagai berikut :

$$fs'_{1,2} = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

dimana :

$$fs' = 390 \text{ Mpa}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As'}{600} = \frac{1473}{600} = 2,46 \\
 b &= -\left(\frac{As \cdot fy}{600} + As'\right) = -\left(\frac{2946 \cdot (390)}{600} + 1473\right) = -3387,9 \\
 c &= As \cdot fy - 0,85^2 \cdot fc' \cdot b \cdot d' = 2946(390) - 0,85^2 \cdot (35)(400)(44,5) \\
 &= 698822,5
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 fs'_1 &= -1124,59 \\
 fs'_2 &= -252,60
 \end{aligned}$$

Diambil  $fs' = 252,6$  Mpa (tulangan tekan belum leleh)

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{As \cdot fy - As' \cdot fs'}{0,85 \cdot fc' \cdot b} = \frac{2946(390) - 1473 \cdot (252,6)}{0,85 \cdot 35 \cdot 400} = 65,28 \text{ mm} \\
 Mu &= \phi \left[ (As \cdot fy - As' \cdot fs') \left(d - \frac{a}{2}\right) + As' \cdot fs' (d - d') \right] \\
 &= 0,85 \left[ (2946(390) - 1473(252,6)) \left(555,5 - \frac{65,28}{2}\right) \right] \\
 &\quad + 0,85 (1473 \cdot (252,6))(555,5 - 44,5) \\
 &= 2774337,47 \text{ Nmm} < 373800000 \text{ Nmm ...ok!}
 \end{aligned}$$

#### ■ Penulangan geser tumpuan

$$- Vu = 27,927 \text{ ton} = 279270 \text{ N}$$

-  $\Sigma x^2y$  diambil harga terbesar dari :

$$\begin{aligned}
 \Sigma x^2y &= 40^2(60) + 2(12)^2(36) = 106368 \text{ cm}^3 \\
 &= 40^2(48) + 12^2(112) = 92928 \text{ cm}^3
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Tu_{kompatibilitas} &= \phi (\sqrt{fc'} / 3) \Sigma x^2y / 3 \\
 &= 0,6 (\sqrt{35} / 3) (106368000) / 3 \\
 &= 72663177,27 \text{ Nmm} = 726631,77 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - Tu_{batas} &= \phi (\sqrt{fc'} / 20 \Sigma x^2y) \\
 &= 0,6 \sqrt{35} / 20 (106368000) \\
 &= 84426982,64 \text{ Nmm} = 844269,83 \text{ kg-cm}
 \end{aligned}$$

Untuk  $Tu_{kompatibilitas}$  batas  $Tu$  tidak boleh dipakai sebagai patokan,  $Tu_{kompatibilitas}$  tetap dipakai walaupun nilainya  $< Tu_{batas}$ .

- *Kuat nominal torsi yang mampu dipikul beton*

$$\phi Tc = \frac{\phi 1/15 \sqrt{fc'} \Sigma x^2y}{\sqrt{1 + \left[\frac{0,4V_u}{Ct T_u}\right]^2}} \left[1 + 0,3 \frac{Nu}{Ag}\right]$$

dimana :

$$Ct = \frac{bw \cdot d}{\Sigma x^2y} = \frac{400(555,5)}{106368000} = 0,002089 / \text{mm}$$

$$\phi T_c = \frac{0,6/15 \sqrt{35} (106368000)}{\sqrt{1 + \left[ \frac{0,4 (279270)}{0,002089 \times 72663177,27} \right]^2}} = 20273246,59 \text{ Nmm}$$

$$\phi T_s = T_u - \phi T_c = 72663177,27 - 20273246,59 = 52389930,68 \text{ Nmm}$$

- Hitung tulangan transversal

$$\begin{aligned} x_1 &= 400 - 2 \cdot (20 + 0,5(12)) = 348 \text{ mm} \\ y_1 &= 600 - 2 \cdot (20 + 0,5(12)) = 548 \text{ mm} \\ \alpha_t &= 1/3 \left( 2 + \frac{x_1}{y_1} \right) = 1/3 \left( 2 + \frac{348}{548} \right) \\ &= 1,19 < 1,5 \text{ .....ok!} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \frac{A_t}{s} &= \frac{\phi T_s}{\phi \alpha_t x_1 y_1 f_y} \\ \frac{A_t}{s} &= \frac{52389930,68}{0,6(1,19)(348)(548)(390)} = 0,986 \text{ mm}^2/\text{mm} \end{aligned}$$

- Kuat nominal geser yang mampu dipikul beton

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 1/2 \cdot \frac{\phi 1/6 \sqrt{f_c'} b_w d}{\sqrt{1 + \left( 2,5 C_t \frac{T_u}{V_u} \right)^2}} \left( 1 + 0,3 \frac{N_u}{A_g} \right) \\ &= 1/2 \cdot \frac{0,6/6 \sqrt{35} (400)(555,5)}{\sqrt{1 + \left( 2,5 \cdot (0,002089) \frac{72663177,27}{279270} \right)^2}} \\ &= 77922,52 \text{ N} \\ \phi V_s &= V_u - \phi V_c = 279270 - 77922,52 = 201347,5 \text{ N} \end{aligned}$$

- Hitung tulangan geser ( $A_v$ )

$$\frac{A_v}{s} = \frac{\phi V_s}{\phi f_y d} = \frac{201347,5}{0,6 (390)(555,5)} = 1,55$$

- Hitung tulangan transversal total yang dibutuhkan

$$\frac{A_{vt}}{s} = \frac{A_v}{s} + \frac{2 A_t}{s} = 1,55 + 2(0,986) = 3,522 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Dipakai sengkang  $\phi$  12, sehingga jarak sengkang yang dibutuhkan :

$$s = 2(113)/3,522 = 64,17 \text{ mm} = 6,417 \text{ cm}$$

Digunakan sengkang  $\phi$  12-10 cm

$$\begin{aligned} \text{Kontrol } s_{\max} &= \frac{(x_1 + y_1)}{4} = \frac{(34,8 + 54,8)}{4} \\ &= 22,4 \text{ cm} > s \text{ ...ok!} \end{aligned}$$

- Hitung tulangan memanjang torsi

$$\begin{aligned} Al_1 &= 2 \cdot \frac{At}{s} (x_1 + y_1) \\ &= 2 \cdot 0,986 \cdot (348 + 548) = 1766,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Al_2 &= \left( \frac{2,8 \times s}{fy} \left( \frac{Tu}{Tu + \frac{Vu}{3Ci}} \right) - 2At \right) \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right) \\ &= \left( \frac{2,8 (400)(100)}{390} \left( \frac{72663177,27}{72663177,27 + \frac{279270}{3,0,002089}} \right) - 2(0,986(100)) \right) \left( \frac{348 + 548}{100} \right) \\ &= 1588,9 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Al diambil harga terbesar tetapi tidak perlu lebih besar dari :

$$\begin{aligned} Al &= \\ &\left( \frac{2,8 \times s}{fy} \left( \frac{Tu}{Tu + \frac{Vu}{3Ci}} \right) - \frac{bw s}{3 fy} \right) \left( \frac{x_1 + y_1}{s} \right) \\ &= \\ &\left( \frac{2,8 (400)(100)}{390} \left( \frac{72663177,27}{72663177,27 + \frac{279270}{3,0,002089}} \right) - \frac{400(100)}{3(390)} \right) \left[ \frac{348 + 548}{100} \right] \end{aligned}$$

Jadi Al perlu = 1288,45 mm<sup>2</sup>

Tulangan torsi longitudinal Al disebarakan pada empat bagian balok ( 2 x sisi tengah, 2x sisi atas dan bawah ).

Untuk tulangan tengah diambil 2D12 ( Al = 2,26 cm<sup>2</sup> ) sisanya untuk diatas dan dibawah, kemudian ditambahkan pada penulangan lentur balok induk seperti telah dihitung di atas.

- Design akhir balok induk pada tumpuan :

- Tulangan Atas :

$$\begin{aligned} As \text{ total} &= As \text{ lentur} + 1/4 Al \\ &= 22,89 + 2,655 = 25,545 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 6D25 ( As = 29,5 cm<sup>2</sup> )

- Tulangan Tengah :

Digunakan tulangan 2D12 (  $A_s = 2,26 \text{ cm}^2$  )

- Tulangan Bawah :

$$\begin{aligned} A_s \text{ total} &= A_s \text{ lentur} + 1/4 A_l \\ &= 11,45 + 2,655 = 14,105 \text{ cm}^2 \end{aligned}$$

Dipasang tulangan 4D25 (  $A_s = 19,67 \text{ cm}^2$  )

Selanjutnya untuk penulangan geser - torsi pada balok induk dapat dilihat pada tabel 8.3-8.4

## 8.6. KONTROL LENDUTAN DAN RETAK

Kontrol lendutan dan kontrol retak pada balok induk adalah sama caranya dengan kontrol lendutan dan kontrol retak pada balok anak.

### ▪ Kontrol Lendutan

SKSNI-91 menyatakan bahwa bila tinggi balok lebih besar dari pada tinggi minimum seperti yang disyaratkan dalam tabel 3.2.5(a), maka lendutan tidak perlu dihitung.

Tinggi balok induk diambil sebesar  $L/11 = 60 \text{ cm}$  ( lihat preliminary design pada balok ), lebih besar dari tinggi minimum balok yang disyaratkan SKSNI-91, maka lendutan tidak perlu dihitung.

### ▪ Kontrol Retak

SKSNI-91 pasal 3.3.6.4. menyebutkan bahwa apabila tegangan leleh rancang ( $f_y$ ) untuk tulangan tarik melebihi 300 Mpa, penampang dengan momen negatif dan positif maksimum harus diproporsikan sedemikian sehingga nilai  $z$  yang diberikan oleh :

$$z = f_s^3 \sqrt{d_c \cdot A} \quad \dots \text{SKSNI-91 ps. 3.3.6}$$

tidak melebihi 30 MN/m untuk penampang di dalam ruangan dan 25 MN/m untuk penampang yang dipengaruhi cuaca luar, dimana  $f_s$  boleh diambil sebesar 60% dari kuat leleh yang disyaratkan,  $f_y$ .

## 8.7. PANJANG PENYALURAN

Perhitungan panjang penyaluran tulangan untuk balok induk adalah sama seperti perhitungan panjang penyaluran pada balok anak.

## BAB IX

### PERENCANAAN KOLOM

#### 9.1. UMUM

Kolom adalah batang tekan vertikal dari rangka (frame) struktural yang memikul beban dari balok. Kolom meneruskan beban dari elevasi di atasnya ke elevasi yang lebih rendah hingga akhirnya sampai ke tanah melalui pondasi.

Karena kolom adalah komponen tekan maka keruntuhan kolom merupakan lokasi kritis yang dapat menyebabkan runtuhnya lantai yang bersangkutan dan lantai lain di atasnya dan akhirnya menyebabkan keruntuhan total struktur tersebut.

#### 9.2. DASAR TEORI

Suatu komponen struktur yang menerima momen lentur dan aksial tekan secara serentak harus diperhitungkan sebagai beam column dengan mempertimbangkan pengaruh tekuk yang terjadi akibat kelangsingan komponen struktur tersebut.

Faktor tekuk berkaitan erat dengan jenis portal yang direncanakan. Portal dengan pengaku memiliki faktor tekuk ( $k < 1$ ), hal ini disebabkan translasi pada titik ujung kolom dicegah oleh adanya pengaku, dinding geser atau hubungan balok kolom yang kaku. Jika goyangan ke samping atau translasi ujung mungkin terjadi, seperti halnya pada portal tanpa pengaku, maka faktor pengaman terhadap tekuk harus diambil  $k > 1$ .

Dengan adanya faktor tekuk akibat pengaruh kelangsingan ini, pada komponen struktur tekan dan lentur akan terjadi momen tambahan sebesar :  $M_o = P \cdot \Delta$ , sehingga untuk suatu komponen struktur tekan dan lentur langsing, momen-momen

pada ujung kolom harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran yang akan diuraikan sebagai berikut :

#### ▪ Panjang Tekuk Kolom

Panjang tekuk kolom adalah panjang bersih kolom antara pelat lantai atau balok di ujung-ujungnya yang dikalikan dengan suatu faktor ( $k$ ) yang besarnya :

$k \geq 1$  untuk kolom tanpa pengaku samping (unbraced)

$k \leq 1$  untuk kolom dengan pengaku samping (braced)

Faktor tekuk ( $k$ ) merupakan fungsi dari tingkat penjepitan ujung atas ( $\Psi_A$ ) dan tingkat penjepitan ujung bawah ( $\Psi_B$ ) dimana tingkat penjepitan ujung kolom tersebut dihitung dengan persamaan :

$$\Psi = \frac{\sum EI/Lu_{kolom}}{\sum EI/Lu_{balok}}$$

dimana :

$\Psi$  = tingkat penjepitan ujung kolom

$EI/Lu$  = faktor kekakuan kolom atau balok yang ditinjau

Nilai dari faktor tekuk ( $k$ ) dapat diperoleh dari Structural Stability Research Council Guide dengan memasukkan nilai-nilai kemudian menarik garis lurus yang melewati titik-titik tersebut sehingga didapat nilai  $k$ .

#### ▪ Pembatasan Penulangan Kolom

SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.3.9-1 menyebutkan bahwa rasio penulangan kolom disyaratkan untuk tidak kurang dari 1% tetapi tidak lebih dari 8% dari luas bruto penampang kolom.

$$0,01 \leq \rho \leq 0,08 \dots\dots\dots (SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.3.9 point 1)$$

Pembatasan rasio tulangan minimum ini ditujukan untuk mencegah terjadinya retak akibat rangkai (creep) yang terjadi pada beton sedangkan pembatasan rasio tulangan maksimum atas pertimbangan kesulitan pemasangan di lapangan.

Jumlah minimum batang tulangan memanjang kolom adalah 4 buah untuk kolom dengan sengkang pengikat segi empat dan 8 buah untuk kolom dengan pengikat sepiral.

#### ▪ Kolom Pendek

Suatu unsur tekan pendek bila dibebani gaya aksial lebih besar dari kapasitasnya akan mengalami keruntuhan bahan (runtuhnya beton) sebelum

mencapai ragam keruntuhan tekuknya. Oleh sebab itu untuk perencanaan struktur tekan pendek, bahaya akibat tekuk tidak perlu diperhitungkan.

Suatu komponen struktur tekan dikatakan pendek apabila perbandingan kelangsingan yaitu perbandingan panjang tekuk kolom ( $k L_n$ ) terhadap radius girasi ( $r$ ):

Untuk Braced system :

$$\frac{k.L_n}{r} < 34 - 12 \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \quad \dots (\text{SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.3.11-4(1)})$$

Untuk Unbraced system :

$$\frac{k.L_n}{r} < 22 \quad \dots (\text{SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.3.11-4(2)})$$

dimana :

-  $M_2 > M_1$

- nilai  $\frac{M_{1b}}{M_{2b}} = 1$

- nilai  $r$  adalah diambil sebesar  $\sqrt{\frac{I}{A}}$  atau :

0,3h dalam arah momen yang ditinjau untuk kolom persegi, atau

0,25 untuk kolom bulat ( $d$  = diameter kolom)

#### ▪ Kolom Panjang

Apabila nilai perbandingan kelangsingan untuk kolom pendek di atas tidak terpenuhi, maka suatu komponen struktur tekan boleh dikatakan kolom panjang.

Kolom dengan perbandingan kelangsingan besar akan menimbulkan lendutan ke samping (menekuk) akibat momen sekunder yang terjadi, sehingga mengurangi kekuatan nominal dari kolom panjang tersebut. Untuk itu dalam perhitungan kolom panjang diperlukan suatu faktor pembesaran momen yang harus diperhitungkan terhadap panjang tekuk kolom.

#### ▪ Faktor Pembesaran Momen Untuk Kolom Panjang

SKSNI'91 pasal 3.3.11-5 menyebutkan bahwa apabila suatu kolom adalah kolom panjang, maka momen yang terjadi harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran menjadi :

$$M_c = \delta_b M_{2b} + \delta_s M_{2s} \quad \dots (\text{SKSNI T-15-1991-03 pers. 3.3-6})$$

dimana :

-  $M_c$  = momen rencana kolom setelah diperbesar



- $M_{2b}$  = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban gravitasi  
 - $M_{2s}$  = momen berfaktor terbesar pada ujung kolom akibat beban yang menimbulkan goyangan ke samping seperti beban gempa.

$$\delta_b = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \geq 1 \quad \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3-7)}$$

$$\delta_s = \frac{C_m}{1 - \frac{\sum P_u}{\phi \sum P_c}} \geq 1 \quad \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3-8)}$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \cdot \frac{M_{1b}}{M_{2b}} \geq 0,4 \quad \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3-12)}$$

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(k.L_u)^2} \quad \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3-9)}$$

$$EI = \frac{\left(\frac{E_c I_g}{5}\right) + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad \dots \text{(SK SNI T-15-1991-03 pers. 3.3-10)}$$

$\phi$  = faktor reduksi kekuatan

= 0,65 (untuk komponen kolom dengan tulangan spiral maupun sengkang ikat)

Dalam perencanaan gedung ini, kolom dirancang sebagai Unbraced Frame, karena tidak adanya pengaku (dinding geser) yang menahan terjadinya goyangan ke samping.

### 9.2.1. Penulangan Lentur Kolom

Untuk perhitungan penulangan lentur kolom menggunakan bantuan software PCACOL.

#### Prosedur Penulangan Kolom

SK SNI T-15-1991-03 ayat 3.3.3 butir 5 mengatur bahwa kekuatan kolom hanya boleh diperhitungkan sebesar  $\phi P_n \leq 0,8 \phi P_o$  (kolom bersengkang) dan  $\phi P_n \leq 0,85 \phi P_o$  (kolom berspiral).

dimana :

$$P_o = 0,85 f_c' (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}$$

Adapun prosedur penulangan kolom secara garis besar dilakukan sebagai berikut :

- ♦ Tentukan apakah kolom termasuk braced frame atau unbraced frame. Dalam tugas akhir ini kolom ditetapkan sebagai unbraced frame, karena tidak adanya sistem pengikat goyangan struktur yaitu dinding geser.
- ♦ Tentukan apakah kolom termasuk kolom pendek atau panjang. Seperti telah dijelaskan di atas, bila termasuk kolom pendek maka tidak perlu dilakukan pembesaran momen, demikian pula sebaliknya. Peninjauan kolom pendek atau kolom panjang dilakukan pada kedua arah sumbu global. Hal ini dilakukan sebagai langkah keamanan.
- ♦ Apabila kolom termasuk kolom pendek maka momen-momen berfaktor hasil analisa SAP-90 dimasukkan kedalam perhitungan penulangan lentur kolom dengan menggunakan software PCACOL. Dan apabila termasuk kolom panjang maka momen-momen berfaktor tersebut harus diperbesar dengan suatu faktor pembesaran. Momen yang telah diperbesar dipakai di dalam perhitungan penulangan lentur kolom dengan software PCACOL.

### 9.2.2. Penulangan Geser dan Torsi Kolom

Penulangan geser dan torsi pada kolom pada hakekatnya adalah sama dengan penulangan geser torsi pada balok, hanya pada kolom daerah ujung-ujung kolom harus mendapat perhatian khusus sebagai syarat bagi suatu struktur bangunan beton bertulang yang tahan gempa (diatur pada PB'89 Appendix A atau SKSNI T-15-1991-03 pasal 3.14).

Adapun hal-hal yang perlu diperhatikan dalam merencanakan tulangan geser-torsi pada kolom adalah sebagai berikut :

- Rasio tinggi antar kolom terhadap dimensi terkecil kolom tidak boleh lebih besar dari 25. Dimensi penampang terpendek, diukur pada suatu garis lurus yang melalui titik berat penampang, tidak boleh kurang dari 250 mm. Rasio dimensi penampang kolom terpendek terhadap yang tegak lurus padanya tidak boleh kurang dari 0,4 (SKSNI T-15-1991-03 ps. 3.14.9 poin 4)

- Pada seluruh tinggi kolom harus dipasang tulangan transversal dari sengkang tertutup maupun sengkang majemuk. Spasi maksimum dari sengkang tertutup pada kolom tidak boleh lebih dari  $1/2$  dimensi komponen struktur terkecil, sepuluh kali diameter tulangan longitudinal terkecil, atau 200 mm.  
(SKSNI T-15-1991-03 ps 3.14.9 poin 6.2)
- Pada daerah yang tidak memerlukan sengkang tertutup, sengkang harus dipasang dengan spasi tidak lebih dari  $d/2$  pada seluruh panjang komponen struktur tersebut.
- Pada daerah ujung sejarak  $d$  dari muka kolom, kuat geser yang disumbangkan oleh beton ( $\phi V_c$ ) harus diambil sebesar setengah dari yang disyaratkan dalam pasal 3.4 SKSNI'91.
- Pada komponen struktur kolom, torsi kompatibilitas tidak boleh dipakai karena pada kolom tidak terjadi redistribusi gaya-gaya dalam kecuali untuk suatu komponen kolom khusus.

### 9.2.3. Contoh Perhitungan

Sebagai contoh perhitungan diambil kolom (80 x 80) :

$$P_u = 879,3 \text{ kN}$$

$$M_{2by} = 537,5 \text{ kNm}$$

$$M_{2bx} = 682,7 \text{ kNm}$$

$$M_{2sy} = 406,8 \text{ kNm}$$

$$M_{2sx} = 709,3 \text{ kNm}$$

$$V_u = 308,6 \text{ kN}$$

$$T_u = 12,7 \text{ kN}$$

$$d' = 800 - 50 - 12 - 25/2 = 725,5 \text{ mm}$$

$$\text{Tinggi kolom} : 4 \text{ m}$$

Dengan tidak adanya pengaku lateral (dinding geser) maka termasuk unbraced frame.

#### ■ Kontrol Kelangsingan Kolom

$$k = 1$$

$$\frac{k l_u}{r} = \frac{1 (4000-600)}{0,3 (800)} = 14,167$$

$$\frac{k l_u}{r} < 22, \text{ Jadi faktor tekuk diabaikan (termasuk kolom pendek).}$$

Karena kolom termasuk kolom pendek dan faktor kelangsingan tidak perlu ditinjau, maka gaya-gaya momen hasil analisa SAP'90 langsung dimasukkan ke dalam program PCACOL untuk menentukan tulangan lentur kolom tanpa proses pembesaran momen.

#### ■ Penulangan Geser dan Torsi

##### ◆ Tulangan Torsi Minimum

$$\begin{aligned} \text{Batas } T_u &= \phi \frac{1}{20} \sqrt{f_c'} \sum x^2 y \\ &= 0,6/20 \sqrt{35} (800)^3 \\ &= 90871 \text{ kN} > T_u \text{ Torsi minimum !} \end{aligned}$$

$$x_1 = 800 - 2(50 + 6) = 688 \text{ mm}$$

$$y_1 = 800 - 2(50 + 6) = 688 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} A_l \text{ min} &= \frac{b_w}{3f_y} (x_1 + y_1) \\ &= \frac{800}{3(390)} (688 + 688) \end{aligned}$$

$$= 9,41 \text{ cm}^2$$

(diambilkan dari kelebihan tulangan utama)

##### ◆ Sumbangan Kekuatan Geser Beton (pada daerah ujung)

$$\begin{aligned} \phi V_c &= 1/2 (2 \phi \frac{1}{6} \sqrt{f_c'} b_w d (1 + \frac{N_u}{14 A_g})) \\ &= 1/2 (2 (0,6) (1/6) \sqrt{35} (800) (725,5) (1 + \frac{879300}{14 (800)^2})) \\ &= 377066,21 \text{ N} \end{aligned}$$

$V_u (308600) < \phi V_c$  tulangan geser minimum !

##### ◆ Jarak Tulangan Geser yang Dibutuhkan

$$s = \frac{3 A_v f_y}{b_w} = \frac{3 (2)(113)(390)}{800} = 330,53 \text{ mm}$$

◆ Spasi Maksimum Sengkang

○  $s = (x1 + y1)/4 = (688 + 688)/4 = 344 \text{ mm}$

○  $s = 10 \times \text{diameter tulangan utama}$

$= 10 (25) = 250 \text{ mm}$

○  $s = 24 \times \text{diameter begel}$

$= 24 (12) = 288 \text{ mm}$

○  $s = d/2 = 725,5/2 = 362,75 \text{ mm}$

○  $s < 20 \text{ cm (200 mm)}$       ...SK SNI T-15-1991-03 ps. 3.14.9 butir 6.2

Digunakan tulangan  $\emptyset 12 - 200$

## **BAB X**

### **PERENCANAAN PONDASI**

#### **10.1. UMUM**

Pembahasan pada bab ini meliputi perencanaan jumlah tiang pancang yang diperlukan, perencanaan poer dan perencanaan sloof (tie beam). Referensi yang digunakan yaitu: "*Foundation Analysis and Design*" oleh JE. Bowles.

#### **10.2. DATA-DATA TANAH**

Dari hasil penyelidikan tanah baik sondir maupun boring ini, dapat diketahui jenis tanah yang ada, jumlah hambatan pelekat, dan harga conus. Dari data tersebut dapat diketahui bahwa pada kedalaman 19,5 m telah didapatkan daya perlawanan ujung conus yang cukup besar dengan nilai JHP (Jumlah Hambatan Pelekat) yang telah memadai. Oleh karena itu, untuk dapat menghasilkan daya dukung suatu pondasi tiang pancang yang optimum, maka pemancangan tiang direncanakan sampai pada kedalaman 19,5 m dari muka tanah asli.

Pondasi tiang WKA dipilih karena areal pembangunan yang relatif kurang untuk membuat tiang pancang di tempat. Selain itu tiang pancang yang diproduksi masal konsistensi mutunya lebih terjamin. Lamanya waktu pembuatan merupakan faktor lain yang perlu dipertimbangkan.

### 10.3. DAYA DUKUNG TIANG PANCANG

Daya dukung suatu tiang harus ditinjau berdasarkan kekuatan bahan dan kekuatan tanah tempat tiang ditanam. Dan hasil daya dukung yang menentukan itulah yang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

#### 10.3.1. Daya Dukung Tiang Pancang yang Berdiri Sendiri

##### ▪ Berdasarkan kekuatan tanah

Menurut Meyerhof, perhitungan daya dukung tiang berdasarkan data hasil sondir harus memperhitungkan daerah tanah yang mengalami keruntuhan geser akibat penetrasi conus atau tiang pancang yaitu pada daerah  $4D$  di bawah tiang dan  $4D$  di atas tiang ( $D$  = diameter tiang).

Penentuan harga conus yang dipakai dalam perhitungan tidak diambil dari harga conus di ujung tiang, tetapi diambil dari harga conus rata-rata sepanjang daerah keruntuhan yang dihitung dengan rumus :

$$Q_c = C_n \text{ rata-rata ujung} \times A \text{ ujung tiang}$$

(*"Foundation Analysis and Design" oleh J.E. Bowles bab 16.8*)

Pengaruh lekatan tanah kohesif harus diperhitungkan sebagai tambahan kekuatan dukung tanah yang dihitung dengan rumus :

$$Q_s = O \times JHP$$

dimana :

$O$  = keliling tiang ( cm )

$JHP$  = jumlah hambatan pelekat ( kg/cm<sup>2</sup> )

( *" Foundation Analysis and Design " oleh J.E. Bowles bab 16.9* )

Daya dukung ultimate dari satu tiang yang berdiri sendiri didapat dari penjumlahan kedua kondisi di atas.

$$Q_u = Q_c + Q_s$$

dimana :

$Q_c$  = daya dukung akibat perlawanan ujung

$Q_s$  = daya dukung akibat lekatan sepanjang keliling tiang

Daya dukung ijin dari suatu tiang yang berdiri sendiri adalah daya dukung satu tiang dibagi dengan suatu angka keamanan ( Safety Factor/SF ).

$$Pu \text{ 1 tiang} = \frac{Q_c}{SF1} + \frac{Q_s}{SF2}$$

dimana:

SF1 = Faktor keamanan terhadap perlawanan ujung = 3

SF2 = Faktor keamanan terhadap hambatan lekatan = 5

Jadi daya dukung ijin 1 tiang :

$$Pu \text{ 1 tiang} = ( A \times C_n \text{ rata-rata ujung} )/3 + ( O \times JHP )/5$$

#### ▪ Berdasarkan Kekuatan Bahan

Tiang pancang yang digunakan adalah produksi WIKA type 600 B dengan spesifikasi bahan seperti pada brosur (terlampir).

### 10.3.2. Daya Dukung Tiang Dalam Kelompok

Untuk tiang pancang yang merupakan bagian dari suatu kelompok tiang pancang dalam jarak antar tiang pancang tertentu terjadi tumpang tindih daya dukung. Sehingga kemampuan tiang pancang tidak lagi 100% seperti kemampuan tiang pancang yang berdiri sendiri, tetapi harus dikalikan dengan faktor efisiensi.

Agar efisiensi tiang tidak kurang dari 1 (satu), maka menurut buku "*Foundation Analysis and Design*" oleh J. E. Bowles, jarak minimum dari as ke as pondasi tiang pancang kelompok adalah :

$$S \geq \frac{1,57.D.m.n - 2D}{m + n - 2}$$



dimana :

- D = lebar atau diameter tiang (m)  
 m = jumlah baris  
 n = jumlah tiang pancang dalam satu baris

Apabila jarak antara as ke as tiang pancang dalam suatu kelompok lebih besar dari jarak di atas, maka efisiensi = 1, tapi apabila diambil kurang dari jarak di atas, maka faktor efisiensi tiang pancang dalam kelompok harus dihitung dengan rumus :

$$\text{Eff} = \frac{2(m+n-2)S + 4D}{m.n.K}$$

dimana :

- D = lebar atau diameter tiang (m)  
 m = jumlah baris  
 n = jumlah tiang pancang dalam satu baris  
 K = keliling penampang tiang (m) =  $\pi D$  (penampang tiang bulat)

sehingga :

$$\bar{P}_{\text{ult}} \text{ 1 tiang dalam kelompok} = \text{Eff} \times \bar{P}_{\text{u}} \text{ 1 tiang bebas}$$

### 10.3.3. Kapasitas Maksimum Tiang Pancang

Selain akibat beban aksial, tiang pancang juga menerima beban akibat momen baik dalam arah X maupun Y. Total beban-beban tersebut harus lebih kecil dari kemampuan ijin dari tiang pancang.

Rumus yang digunakan :

$$P_{\text{max}} = \frac{\sum P_{\text{u}}}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\text{max}}}{\sum X^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\text{max}}}{\sum Y^2} \leq \bar{P}_{\text{ult}}$$

dimana :

- $\bar{P}_{\text{ult}}$  = daya dukung ijin 1 tiang dalam kelompok  
 $P_{\text{max}}$  = beban maksimum yang diterima oleh 1 tiang pancang  
 $\sum P_{\text{u}}$  = total beban aksial yang bekerja pada tiang (termasuk berat poer)

- $M_x$  = momen yang terjadi pada arah sumbu X  
 $M_y$  = momen yang terjadi pada arah sumbu Y  
 $n$  = banyaknya tiang pancang dalam kelompok  
 $X_{max}$  = absis tiang pancang terjauh terhadap titik berat kelompok tiang  
 $Y_{max}$  = ordinat tiang pancang terjauh terhadap titik berat kelompok tiang  
 $\Sigma X^2$  = jumlah kuadrat absis tiap tiang  
 $\Sigma Y^2$  = jumlah kuadrat ordinat tiap tiang

#### 10.3.4. Pengaruh Gaya Lateral

Tiang pancang harus mampu menerima gaya tekan aksial dan momen akibat gaya horisontal menjadi momen tambahan yang bekerja pada tiang pancang. Momen yang terjadi akibat gaya horisontal ini harus dicek terhadap kekuatan bending dari tiang pancang yang digunakan.

Untuk mendapatkan momen akibat gaya horisontal ini, dapat digunakan rumus-rumus yang terdapat pada buku "*Pedoman Perencanaan Untuk Struktur Beton Bertulang dan Struktur Tembok Bertulang untuk Gedung tahun 1983*"

PPUSBBSTBG '83 menyebutkan bahwa tiang pancang dapat dibedakan antara tiang pendek dan tiang panjang. Tiang disebut panjang jika panjang tiang yang ada lebih besar daripada 12 m atau lebih besar dari panjang penunjang, yaitu panjang yang diperlukan oleh tiang untuk menyalurkan momen luar  $M$  dan beban horisontal  $H$  akibat beban kerja dari atas tiang ke tanah sekelilingnya tanpa melampaui tegangan tanah lateral yang diijinkan.

Panjang penunjang  $L$  dapat dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut (untuk tiang atau sumuran bulat) :

$$L = 1.68 \times \sqrt[3]{\frac{M_0}{R}}$$

atau dapat ditentukan dengan menggunakan grafik pada gambar B-2 (khusus tiang pendek) buku PPUSBBSTBG '83.

dimana :

$M_o$  = momen luar akibat beban kerja di ujung atas tiang (kg m/m diameter tiang)

$R$  = tegangan tanah lateral yang diijinkan tabel B-1  
= 1500 kg/cm/m (untuk tanah lempung)

Bila  $L$  lebih kecil daripada panjang tiang atau sumuran sesungguhnya maka tiang tersebut merupakan tiang pendek dan harus direncanakan dengan pasal B.2 atau pasal B.3, sedangkan bila lebih besar maka harus direncanakan dengan pasal B.4. Karena rencana pemancangan tiang sampai kedalaman 16 m ( $> 12$  m), maka tiang adalah tiang panjang, sehingga metode perhitungannya mengikuti pasal B.4 buku PPUSBBSTBG '83.

▪ *Langkah-langkah Perhitungan Momen Akibat Gaya lateral*

1. Pilih gaya lateral terbesar antara  $H_{ux}$  dan  $H_{uy}$  sebagai gaya lateral rencana
2. Hitung nilai  $K_y$  (koefisien  $y$ ) dengan rumus :

$$K_y = \frac{H_o}{C_r D}$$

dimana :

$H_o$  = beban horizontal per diameter tiang (kg/m)

$C_r$  = kohesi rencana yang diambil sebesar  $= 0.5 \times C_u$  (kg/m<sup>2</sup>)

$C_u$  = kekuatan kohesi tanah lempung

$D$  = diameter tiang (m)

3. Dari grafik B.3 untuk tiang yang tertahan pada ujungnya (dengan nilai  $e/D = 0$ ) dan harga  $K_y$  yang telah dihitung maka didapat harga  $K_x$
4. Momen akibat beban lateral per diameter tiang ( $M_{uo}$ ) didapat dengan rumus

$$M_{uo} = K_x \cdot C_r \cdot D^2 \leq \bar{M}_{ult} \text{ tiang}$$

#### 10.4. PERHITUNGAN TIANG PANCANG

Contoh Perhitungan :

- Berdasarkan kekuatan tanah

Tiang pancang direncanakan tiang bulat dengan  $D = 60 \text{ cm}$  ( $4D = 2,4 \text{ m}$ ) dan dipancang sampai kedalaman  $19,5 \text{ m}$ . Dari data sondir (terlampir) didapat :

$$\text{JHP} = 1200 \text{ kg/cm}$$

$$\text{Cn (17,1)} = 110 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cn (19,5)} = 180 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cn (21,9)} = 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{Cn rata-rata} = (110 + 180 + 250) / 3 = 183 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{JHP} = 1200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Pu 1 tiang} &= (\pi/4 \cdot 60 \cdot 183) / 3 + (\pi \cdot 60 \cdot 1200) / 5 \\ &= 217712,37 \text{ kg} = 217,71 \text{ ton} \end{aligned}$$

- Berdasarkan kekuatan tiang pancang

Tiang pancang yang digunakan adalah tiang pancang produksi WIKA Type 600 B dengan spesifikasi bahan seperti pada brosur (terlampir).

$$Q_{\text{ult 1 tiang}} = 221,12 \text{ ton}$$

$$M_{\text{ult 1 tiang}} = 45 \text{ tm}$$

Dari kedua keadaan di atas, daya dukung berdasarkan kekuatan tiang lebih kecil dibanding dengan kekuatan tanah, sehingga daya dukung dari kekuatan tiang dipakai sebagai daya dukung ijin tiang.

- Beban maksimum tiang

Perencanaan pondasi tiang pancang P2 dengan data-data sebagai berikut :

Beban yang bekerja :

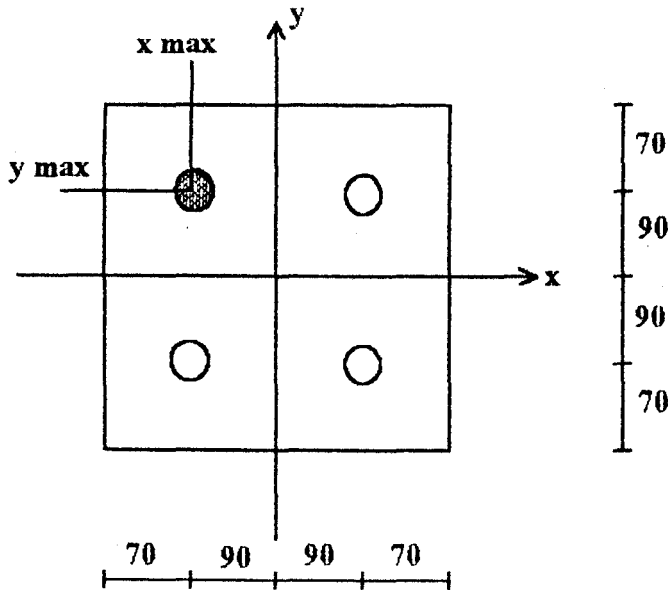
$$\text{Beban aksial (P)} = 531,46 \text{ ton}$$

$$\text{Momen sb. x (Mx)} = 103,81 \text{ ton-m}$$

$$\text{Momen sb. y (My)} = 93,29 \text{ ton-m}$$

$$\text{Gaya horizontal sb. x (Hx)} = 27,68 \text{ ton}$$

$$\text{Gaya horizontal sb. y (Hy)} = 31,37 \text{ ton}$$



Untuk memikul beban aksial dan momen, maka jumlah tiang direncanakan sebanyak 4 buah tiang yang masing-masing berdiameter 60 cm dengan poer berdimensi 320 x 320 dan tebal 100 cm.

Syarat jarak dari as ke as pada pondasi tiang pancang agar efisiensi tiang tidak kurang dari 1 adalah :

$$\begin{aligned}
 S_{\min} &\geq \frac{1,57 D \cdot m \cdot n - 2D}{m + n - 2} \\
 &\geq \frac{1,57 \times 0,6 \times 2 \times 2 - 2 \times 0,6}{2 + 2 - 2} \\
 &\geq 1,28 \text{ m} = 128 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$S_{\text{ada}} = 180 \text{ cm} > S_{\min}, \text{ maka } \text{eff} = 1$$

$$Q_{\text{ijin}} = 1 \times 217,71 = 217,71 \text{ ton}$$

Gaya aksial yang bekerja pada pondasi tiang pancang:

$$\begin{aligned}
 & \text{- beban bangunan + beban gempa} && = 531,46 \text{ ton} \\
 & \text{- beban pile cap } (3,2^2 \times 1 \times 2,4) && = \underline{24,576 \text{ ton}} + \\
 & && 556,036 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

$$X_{\max} = Y_{\max} = 0,9 \text{ m}$$

$$\Sigma X^2 = \Sigma Y^2 = (4 \times 0,9^2) = 3,24 \text{ m}^2$$

Beban P maksimum 1 bor pile :

$$\begin{aligned}
 P_{\max} &= \frac{\Sigma P}{n} + \frac{M_x \cdot X_{\max}}{\Sigma X^2} + \frac{M_y \cdot Y_{\max}}{\Sigma Y^2} \\
 &= \frac{556,036}{4} + \frac{103,81 \times 0,9}{4 \times 0,9^2} + \frac{93,29 \times 0,9}{4 \times 0,9^2} \\
 &= 193,759 \text{ ton} < Q_{ijin} = 217,71 \text{ ton}
 \end{aligned}$$

Hasil perhitungan tiang pancang yang diperlukan dapat dilihat pada tabel terlampir.

- Pengaruh gaya lateral

Adapun contoh perhitungan untuk mendapatkan momen akibat gaya lateral

Beban yang bekerja :

$$\begin{aligned}
 P &= 531,46 \text{ ton} \\
 M_x &= 103,81 \text{ ton-m} \\
 M_y &= 93,29 \text{ ton-m} \\
 H_x &= 27,68 \text{ ton} \\
 H_y &= 31,37 \text{ ton (beban lateral yang menentukan)}
 \end{aligned}$$

Kekuatan tiang pancang WIKA type 600 B

$$\begin{aligned}
 Q_{ult} &= 221,12 \text{ ton} \\
 M_{ult} &= 45 \text{ tm}
 \end{aligned}$$

Beban horisontal rencana pondasi tiap diameter tiang

$$H_o = \frac{H_{uy}}{D} = \frac{31370}{4 \times 0,6} = 13070,83 \text{ kg/m}$$

Harga  $K_y$  :

$$\begin{aligned} C_r &= 0.5 \times c_u \\ &= 0.5 \times 1200 = 600 \text{ kg/m}^2 \end{aligned}$$

Harga  $c_u$  diambil dari hasil test triaksial oleh PT. Solefound Sakti sebesar,  $C_u = 0,120 \text{ kg/cm}^2$

$$K_y = \frac{H_o}{C_r \times D} = \frac{13070,83}{600 \times 0,6} = 36,31$$

Tentukan Harga  $K_x$  :

Dari grafik B.3 untuk nilai  $e/D = 0$  dan  $K_y = 36,31$ , diperoleh harga  $K_x = 69$  Jadi momen akibat gaya lateral :

$$\begin{aligned} M_{uo} &= K_x \cdot C_r \cdot D^3 \\ &= 69 \times 600 \times 0,6^3 \\ &= 89424 \text{ kg-m} < 45 \text{ t-m} \quad \dots \text{ok!} \end{aligned}$$

## 10.5. PERENCANAAN POER

Poer direncanakan terhadap gaya geser pons pada penampang kritis dan penulangan akibat momen lentur. Tebal poer ditentukan oleh geser pons dan panjang penyaluran dari tiang pancang.

### 10.5.1. Perhitungan Geser Pons Pada Poer

Tebal poer direncanakan dengan pertimbangan bahwa kekuatan nominal pada beton harus lebih besar dari pada geser pons yang terjadi.

▪ Contoh Perhitungan :

- beban  $P_u$  = 531,46 ton
- Mutu beton ( $f_c'$ ) = 35 Mpa
- $\theta$  tulangan utama = D25
- $f_y$  = 390 Mpa
- tebal poer ( $h$ ) = 1 m

$$\text{- deking} = 70 \text{ mm}$$

$$\text{- tinggi eff (d)} = 1000 - 70 - 1,5 \times 25 = 892,5 \text{ mm}$$

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) \times 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d \quad \dots (\text{SKSNI-90 pers. 3.4-3.6})$$

tetapi tidak boleh lebih dari :

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

dimana :

$$\varphi = 0.6$$

$\beta_c$  = rasio sisi panjang terhadap sisi pendek kolom (untuk kolom bundar maka diequivalenkan sebagai kolom bujur sangkar).

$$= 1$$

$A_1$  = luas kolom sebenarnya

$b_2$  = sisi kolom bujur sangkar empiris

$b_o$  = keliling dari penampang kritis pada poer

$$= 2 \times (b_k + h_k + 2d)$$

$$= 2 \times (800 + 800 + 2 \times 892,5) = 6770 \text{ mm}$$

$$\left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) = 3 > 2, \text{ sehingga :}$$

$$V_c = 1/3 \times \sqrt{f_c'} \times b_o \times d$$

$$= 1/3 \times \sqrt{35} \times 6770 \times 892,5$$

$$= 11915428,39 \text{ N} = 1191,54 \text{ ton}$$

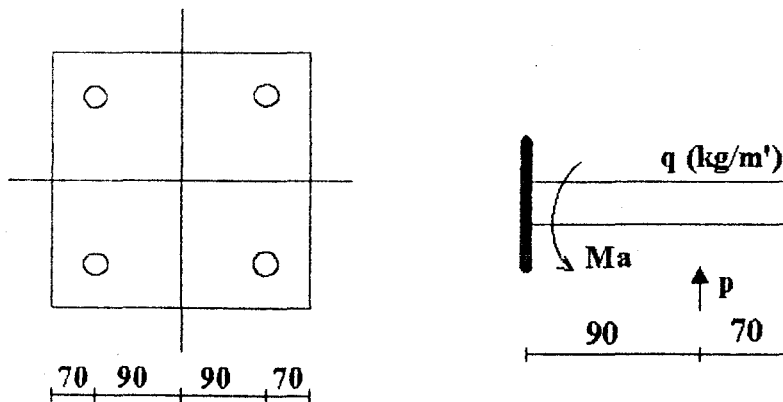
$$V_n = P_u/0,6 = 531,46/0,6 = 885,77 \text{ ton}$$

Karena  $V_c > V_n$  maka mampu menahan geser pons akibat beban kolom tanpa harus menambah tulangan geser.

### 10.5.2. Penulangan Lentur Poer

Untuk penulangan lentur, poer dianalisa sebagai kantilever dengan perletakan jepit pada kolom. Beban yang bekerja pada poer berupa beban terpusat yang berasal dari kemampuan 1 tiang pancang dan berat sendiri dari poer. Sehingga akan didapat momen maksimum pada poer.





■ *Contoh Perhitungan*

$q$  = berat sendiri poer

$$= 3,2 \times 1 \times 2,4 = 7,68 \text{ ton/m}$$

$p$  = kemampuan 1 tiang pancang

$$= 217,71 \text{ ton}$$

$M_a$  =  $2 \times P \times 0,9 - 0,5 \times q \times 1,6^2$

$$= 2 \times 217,71 \times 0,9 - 0,5 \times 7,68 \times 1,6^2$$

$M_a = 382,0476 \text{ ton-m} = 3,820476 \times 10^9 \text{ N-mm}$

$$R_n = \frac{M_u}{\phi b \cdot d^2} = \frac{3,820476 \text{ E9}}{0,8 \times 3200 \times 892,5^2}$$

$$= 1,873 \text{ MPa}$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 35} = 13,1$$

$$\rho = \frac{1}{m} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right]$$

$$= \frac{1}{13,1} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,1 \times 1,873}{390}} \right]$$

$$= 0,00496 < \rho_{\min} = 0,00359$$

$$A_s = 0,00496 \times 3200 \times 892,5 = 14165,76 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 30 D25 ( $A_s = 14730 \text{ mm}^2$ )

Tulangan atas dipasang dengan rasio 50% dari tulangan bawah, dipasang 15 D25 ( $A_s = 7365 \text{ mm}^2$ )

### 10.5.3. Kontrol Geser Pada Penampang Kritis

Geser yang terjadi pada daerah kritis kolom harus dikontrol. Apabila geser yang terjadi lebih besar dari geser nominal beton, maka dibutuhkan tulangan geser yang diambil dari bengkokan tulangan utama D25 ke atas.

$$\text{Tulangan geser} = \text{D25} \quad A_v = 1963 \text{ mm}^2 \text{ (4 kaki)}$$

$$P \text{ max 1 tiang} = 217,71 \text{ ton}$$

$$\begin{aligned} \text{Penampang kritis} &= (B \text{ kolom} + d)/2 = (800+892,5)/2 \\ &= 846,3 \text{ mm dari pusat kolom} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{decking (dc)} &= 7 \text{ cm,} & d'' &= 7+2 \theta \text{ (diameter tulangan)} \\ & & &= 12 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_u &= 7,68 \times 0,7537 \\ &= 5,788 \text{ ton} = 5,788 \cdot 10^4 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \phi V_c &= \phi \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d \\ &= 0,6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{35} \cdot 3200 \cdot 892,5 \\ &= 1689632,386 \text{ N} \end{aligned}$$

karena  $\phi V_c > V_u$ , maka mampu menahan geser tanpa harus menambah tulangan geser.

$$\begin{aligned} S \text{ ada} &= (B \text{ poer} - 2d'' \text{ cm}) / (n \text{ tul utama} - 1) \text{ lap} \\ &= (320 - 24) / (30 - 1) \\ &= 10,2 \text{ cm} \end{aligned}$$

## 10.6. PERENCANAAN SLOOF (TIE-BEAM)

Sloof direncanakan agar poer saling berhubungan satu sama yang lainnya. Sloof direncanakan untuk mampu menerima tembok, berat sendiri sloof dan beban aksial tekan atau tarik.

Gaya aksial yang bekerja diambil sebesar 10% dari beban aksial kolom yang terjadi pada saat kondisi pembebanan gempa (6.9.2. PPUSBBBDSTBUG 1983)

Dalam penentuan dimensi sloof yang perlu diperhatikan adalah tegangan tarik yang terjadi pada sloof tidak boleh melampaui tegangan tarik ijin beton ( $f_{ct}$ ).

### 10.6.1. Penentuan Dimensi Sloof

Direncanakan untuk sloof yang menghubungkan kolom K1 dan K2 (500 x 700).

$$P_u = 531,46 \text{ ton}$$

$$P_n = 0,1 \times 531,46 = 53,146 \text{ ton}$$

$$= 531,46 \text{ kN}$$

$$f_r = 0,7 \times \sqrt{f_c'}$$

$$= 0,7 \times \sqrt{35} = 4,14 \text{ MPa}$$

$$f_{r_{ada}} = \frac{P_n}{0,8 \times b \times h}$$

$$= \frac{531460}{0,8 \times 500 \times 700}$$

$$= 1,898 \text{ MPa} < f_r \quad \dots \text{ok!}$$

Jadi digunakan sloof dengan dimensi 50 x 70 cm.

### 10.6.2. Penulangan Lentur Sloof

Data-data perencanaan :

$$\text{Dimensi sloof} = 50 \times 70$$

$$\text{Mutu beton, } f_c' = 35 \text{ MPa}$$

$$\text{Mutu tulangan, } f_y = 390 \text{ MPa}$$

$$\text{Deking (dc)} = 70 \text{ mm}$$

Tulangan utama	= D25
Sengkang	= $\emptyset 10$
Tinggi efektif (d)	= $700 - 70 - 0,5 \times 25 - 10 = 607,5 \text{ mm}$

*Beban yang diterima sloof*

- berat sendiri sloof	= $0,50 \times 0,7 \times 2400$ = $840 \text{ kg/m'}$
- berat tembok	= $250 \times (4 - 0,6)$ = $850 \text{ kg/m'}$

**10.6.3. Contoh Perhitungan****▪ Penulangan Lentur**

Sloof diapit oleh dua poer yang berdekatan sehingga untuk mendapatkan momen dan geser pada sloof dapat dihitung dengan persamaan momen, yang mana sloof diasumsikan terjepit elastis pada kolom.

$$\begin{aligned} - \text{Mlap} &= 1/11 \times (0,84 + 0,85) \times (6,6)^2 = 6,6924 \text{ t-m} \\ - \text{Mlap} &= 1/16 \times (0,84 + 0,85) \times (6,6)^2 = 4,6010 \text{ t-m} \end{aligned}$$

$$R_n = \frac{6,6924 \text{ E7}}{0,8 \times 500 \times 607,5^2} = 0,453$$

$$m = 13,1$$

$$\rho = \frac{1}{13,1} \times \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 13,1 \times 0,453}{390}} \right]$$

$$= 0,00117 < \rho_{\text{min}} = 0,00359$$

$$A_s = 0,00359 \times 500 \times 607,5 = 1090,4 \text{ mm}^2$$

Digunakan tulangan 3D25 ( $A_s = 1473 \text{ mm}^2$ )

■ **Penulangan Geser dan Torsi Sloof**

Penulangan geser sloof sebagai berikut :

$$\begin{aligned} V_c &= 1/6 \times \sqrt{f_c'} \times b_w \times d \\ &= 1/6 \times \sqrt{35} \times 500 \times 607,5 \\ &= 299501 \text{ N} \end{aligned}$$

$$0,5 \times V_c = 149750 \text{ N}$$

$$V_n = (0,5 \times (0,84 + 0,85) \times 6,6) / 0,6 = 9,2950 \text{ ton} = 92950 \text{ N}$$

$V_n < 0,5 V_c$  (memakai tulangan geser minimum)

digunakan sengkang  $\emptyset 10$  ( $A = 78,54 \text{ mm}^2$ )

$$\begin{aligned} s &= \frac{A_v \times 3 \times f_y}{b_w} \\ &= \frac{78,54 \times 3 \times 390}{500} \end{aligned}$$

$$= 183,78 \text{ mm}$$

$$s \text{ max} = d/2 = 303,75 \text{ mm}$$

digunakan sengkang  $\emptyset 10-150$

## BAB XI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 11.1. KESIMPULAN

Dari perencanaan yang telah dilakukan oleh penulis, dapat disimpulkan beberapa hal penting :

1. Seluruh elemen struktur sekunder seyogyanya dipisahkan dari struktur utama, karena sangatlah sulit untuk memperkirakan mode kehancuran yang berperilaku daktil bila kelakuan struktur utama dalam menerima gaya gempa dipengaruhi oleh kekangan yang mungkin terjadi akibat jenis perletakan struktur sekunder pada struktur utamanya.
2. Di dalam perencanaan balok pratekan juga harus diperhitungkan tata letaknya agar sesimetris mungkin, hal ini berkaitan nantinya dengan analisa struktur utama dimana pada lokasi balok pratekan diusahakan sekecil mungkin terjadinya konsentrasi tegangan akibat gaya gempa sebab balok pratekan sendiri kurang efektif dalam menerima gaya gempa yang mungkin berbalik arah.
3. Karena bentuk bangunan yang simetris, maka gaya gempa yang terjadi relatif tersebar merata pada seluruh elemen vertikal penahan gaya gempa.
4. Kolom direncanakan terhadap momen dua arah (biaksial bending) dengan pemilihan dimensi kolom yang seekonomis mungkin. Artinya jumlah tulangan yang diperlukan tidak boleh terlalu sedikit (sebesar  $\rho_{min} = 1\%$ ) dan tidak boleh terlalu rapat (biasanya  $\rho > 5\%$  sudah cukup sulit

---

pemasangannya). Dipilih luas tulangan pada kolom sekitar 1% - 5% dari luas bruto penampang kolom.

## 11 2. SARAN

Dengan segala kerendahan hati penulis mengakui keterbatasan dan kekurangan yang ada pada tugas akhir ini, hal ini tak lain disebabkan keterbatasan wawasan keilmuan yang dimiliki oleh penulis. Maka dari itu koreksi dan saran dari pembaca sangatlah penulis harapkan.

## BAB XI

### KESIMPULAN DAN SARAN

#### 11.1. KESIMPULAN

Dari perencanaan yang telah dilakukan oleh penulis, dapat disimpulkan beberapa hal penting :

1. Seluruh elemen struktur sekunder seyogyanya dipisahkan dari struktur utama, karena sangatlah sulit untuk memperkirakan mode kehancuran yang berperilaku daktil bila kelakuan struktur utama dalam menerima gaya gempa dipengaruhi oleh kekangan yang mungkin terjadi akibat jenis perletakan struktur sekunder pada struktur utamanya.
2. Di dalam perencanaan balok pratekan juga harus diperhitungkan tata letaknya agar sesimetris mungkin, hal ini berkaitan nantinya dengan analisa struktur utama dimana pada lokasi balok pratekan diusahakan sekecil mungkin terjadinya konsentrasi tegangan akibat gaya gempa sebab balok pratekan sendiri kurang efektif dalam menerima gaya gempa yang mungkin berbalik arah.
3. Karena bentuk bangunan yang simetris, maka gaya gempa yang terjadi relatif tersebar merata pada seluruh elemen vertikal penahan gaya gempa.
4. Kolom direncanakan terhadap momen dua arah (biaksial bending) dengan pemilihan dimensi kolom yang seekonomis mungkin. Artinya jumlah tulangan yang diperlukan tidak boleh terlalu sedikit (sebesar  $\rho_{min} = 1\%$ ) dan tidak boleh terlalu rapat (biasanya  $\rho > 5\%$  sudah cukup sulit



pemasangannya). Dipilih luas tulangan pada kolom sekitar 1% - 5% dari luas bruto penampang kolom.

## 11 2. SARAN

Dengan segala kerendahan hati penulis mengakui keterbatasan dan kekurangan yang ada pada tugas akhir ini, hal ini tak lain disebabkan keterbatasan wawasan keilmuan yang dimiliki oleh penulis. Maka dari itu koreksi dan saran dari pembaca sangatlah penulis harapkan.

**Tabel 3.1 PERHITUNGAN MOMEN PELAT ATAP**

Mutu Beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 Mutu Baja :  $f_y = 390 \text{ Mpa}$   
 Tebal Pelat = 12 cm

Type Pelat	Ly (cm)	Lx (cm)	$\beta$ (Ly/Lx)	Koefisien Momen				Mtx (kg-cm)	Mlx (kg-cm)	Mty (kg-cm)	Mly (kg-cm)
				Ctx	Cix	Cty	Cly				
a	660	330	2.00	62	62	35	35	47,073.55	47,073.55	26,573.78	26,573.78
b	660	330	2.00	88	88	49	49	66,814.07	66,814.07	37,203.29	37,203.29
c	660	330	2.00	85	85	50	50	64,536.32	64,536.32	37,962.54	37,962.54
d	660	330	2.00	62	62	34	34	47,073.55	47,073.55	25,814.53	25,814.53

**Tabel 3.2 PERHITUNGAN MOMEN PELAT LANTAI**

Mutu Beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 Mutu Baja :  $f_y = 390 \text{ Mpa}$   
 Tebal Pelat = 12 cm

Type Pelat	Ly (cm)	Lx (cm)	$\beta$ (Ly/Lx)	Koefisien Momen				Mtx (kg-cm)	Mlx (kg-cm)	Mty (kg-cm)	Mly (kg-cm)
				Ctx	Cix	Cty	Cly				
a	660	330	2.00	62	62	35	35	65,978.59	65,978.59	37,245.98	37,245.98
b	660	330	2.00	88	88	49	49	93,647.03	93,647.03	52,144.37	52,144.37
c	660	330	2.00	85	85	50	50	90,454.52	90,454.52	53,208.54	53,208.54
d	660	330	2.00	62	62	34	34	65,978.59	65,978.59	36,181.81	36,181.81

Mutu Beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 Mutu Baja :  $f_y = 390 \text{ Mpa}$   
 Tebal Pelat = 12 cm

Type Pelat	Daerah	Momen (kg-cm)	Penulangan arah x				Momen (kg-cm)	Penulangan arah y			
			Rn (kg/m <sup>2</sup> )	$\rho$	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan		Rn (kg/m <sup>2</sup> )	$\rho$	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan
a	Tumpuan	47,073.55	65,198.82	0.002254	3.41	φ10-180	26,573.78	45,975.40	0.001584	3.05	φ10-180
	Lapangan	47,073.55	65,198.82	0.002254	3.41	φ10-180	26,573.78	45,975.40	0.001584	3.05	φ10-180
b	Tumpuan	66,814.07	92,540.26	0.003215	3.41	φ10-180	37,203.29	64,365.55	0.002225	3.05	φ10-180
	Lapangan	66,814.07	92,540.26	0.003215	3.41	φ10-180	37,203.29	64,365.55	0.002225	3.05	φ10-180
c	Tumpuan	64,536.32	89,385.48	0.003103	3.41	φ10-180	37,962.54	65,679.13	0.002271	3.05	φ10-180
	Lapangan	64,536.32	89,385.48	0.003103	3.41	φ10-180	37,962.54	65,679.13	0.002271	3.05	φ10-180
d	Tumpuan	47,073.55	65,198.82	0.002254	3.41	φ10-180	25,814.53	44,661.82	0.001539	3.05	φ10-180
	Lapangan	47,073.55	65,198.82	0.002254	3.41	φ10-180	25,814.53	44,661.82	0.001539	3.05	φ10-180

Keterangan : Tulangan susut dan suhu φ 8-200

Tabel 3.4 PENULANGAN PELAT LANTAI PERKANTORAN

Type Pelat	Daerah	Momen (kg-cm)	Penulangan arah x				Momen (kg-cm)	Penulangan arah y			
			Rn (kg/m <sup>2</sup> )	$\rho$	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan		Rn (kg/m <sup>2</sup> )	$\rho$	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan
a	Tumpuan	65,978.59	91,383.09	0.003174	3.41	φ10-180	37,245.98	64,439.41	0.002227	3.05	φ10-180
	Lapangan	65,978.59	91,383.09	0.003174	3.41	φ10-180	37,245.98	64,439.41	0.002227	3.05	φ10-180
b	Tumpuan	93,647.03	129,705.03	0.004535	4.31	φ10-180	52,144.37	90,215.17	0.003132	3.05	φ10-180
	Lapangan	93,647.03	129,705.03	0.004535	4.31	φ10-180	52,144.37	90,215.17	0.003132	3.05	φ10-180
c	Tumpuan	90,454.52	125,283.27	0.004377	4.16	φ10-180	53,208.54	92,056.30	0.003197	3.05	φ10-180
	Lapangan	90,454.52	125,283.27	0.004377	4.16	φ10-180	53,208.54	92,056.30	0.003197	3.05	φ10-180
d	Tumpuan	65,978.59	91,383.09	0.003174	3.41	φ10-180	36,181.81	62,598.29	0.002163	3.05	φ10-180
	Lapangan	65,978.59	91,383.09	0.003174	3.41	φ10-180	36,181.81	62,598.29	0.002163	3.05	φ10-180

Keterangan : Tulangan susut dan suhu φ 8-200

**TABEL PENULANGAN LENTUR BALOK ANAK ATAP**

fc'=35 Mpa  
fy=390 Mpa

b=300 mm  
h=500 mm

Deking = 40 mm

Rho max = 0.028

Rho min = 0.00359

senggang = Dia. 10 mm

Tulangan = Dia. 19 mm

BALOK ANAK	LETAK		Mu (N.mm)	Rn	(Rho-Rho')	Rho'	Rho pakai	a	As perlu (mm)			TULANGAN	As (mm)
									Lentur	Longitudinal	Total		
A1	G1	Atas	4.61E+07	0.495	0.001	0.001	0.004		474.419	56.410	530.829	3D19	850.586
		Bawah		-	-	-	-	-	237.209	56.410	293.619	2D19	567.057
	G1G2	Atas		-	-	-	-		368.703	56.410	425.113	2D19	567.057
		Bawah	1.01E+08	0.196	0.001	0.001	0.001	6.281	737.406	56.410	793.816	3D19	850.586
	G2	Atas	1.11E+08	1.188	0.003	0.004	0.007		876.727	56.410	933.137	4D19	1,134.115
		Bawah		-	-	-	-	-	438.364	56.410	494.774	2D19	567.057
A2	G2	Atas	1.11E+08	1.188	0.003	0.004	0.007		876.727	56.410	933.137	4D19	1,134.115
		Bawah		-	-	-	-	-	438.364	56.410	494.774	2D19	567.057
	G2G3	Atas		-	-	-	-		252.915	56.410	309.325	2D19	567.057
		Bawah	6.92E+07	0.135	0.000	0.000	0.001	4.316	505.831	56.410	562.241	3D19	850.586
	G3	Atas	1.01E+08	1.080	0.003	0.003	0.006		796.305	56.410	852.715	4D19	1,134.115
		Bawah		-	-	-	-	-	398.153	56.410	454.563	2D19	567.057
A3	G3	Atas	1.01E+08	1.080	0.003	0.003	0.006		796.305	56.410	852.715	4D19	1,134.115
		Bawah		-	-	-	-	-	398.153	56.410	454.563	2D19	567.057
	G3G3	Atas		-	-	-	-		252.915	56.410	309.325	2D19	567.057
		Bawah	6.92E+07	0.135	0.000	0.000	0.001	4.316	505.831	56.410	562.241	3D19	850.586

Tabel 5.8

**TABEL PENULANGAN GESER BALOK ANAK ATAP**

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$b = 300 \text{ mm}$   
 $h = 500 \text{ mm}$

senggang = Dia. 10 mm  
 $A_v = 157,1 \text{ mm}$

BALOK ANAK	LETAK	$V_u$ (N)	$V_{ucr}$ (N)	$\phi V_c$ (N)	$\phi V_{smin}$ (N)	$1/2 \phi V_c$ (N)	$\phi V_c + \phi V_{smin}$ (N)	KET.	S (mm)	S Max (mm)	SENGKANG
A1	G1-kanan	83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G2-kiri	96431	83558.92	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		96431	83558.92	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
A2	G2-kanan	83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G3-kiri	83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
A3	G3-kanan	83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G3-kiri	83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		83853	72659.9	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200

TABEL 5.9

TABEL PERULANGAN LENTUR BALOK ANAK LANTAI

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$b = 300 \text{ mm}$   
 $h = 500 \text{ mm}$

Deking = 40 mm

$Rho_{max} = 0.028$

$Rho_{min} = 0.00359$

senggang = Dia. 10 mm

Tulangan = Dia. 19 mm

BALOK ANAK	LETAK		Mu (N.mm)	Rn	(Rho-Rho')	Rho'	Rho pakai	a	As perlu (mm)			TULANGAN	As (mm)
									Lentur	Longitudinal	Total		
A1	G1	Atas	6.14E+07	0.659	0.002	0.002	0.004		474.419	56.410	530.829	5D19	1,417.640
		Bawah		-	-	-	-	-	237.209	56.410	293.619	3D19	850.586
	G1G2	Atas		-	-	-	-		492.546	56.410	548.956	3D19	850.586
		Bawah	1.34E+08	0.262	0.001	0.001	0.001	8.376	985.092	56.410	1,041.502	5D19	1,417.640
	G2	Atas	1.48E+08	1.585	0.004	0.005	0.009		1,173.061	56.410	1,229.471	5D19	1,417.640
		Bawah		-	-	-	-	-	586.531	56.410	642.941	3D19	850.586
A2	G2	Atas	1.48E+08	1.585	0.004	0.005	0.009		1,173.061	56.410	1,229.471	5D19	1,417.640
		Bawah		-	-	-	-	-	586.531	56.410	642.941	3D19	850.586
	G2G3	Atas		-	-	-	-		337.634	56.410	394.044	3D19	850.586
		Bawah	9.22E+07	0.180	0.000	0.001	0.001	5.755	675.269	56.410	731.679	3D19	850.586
	G3	Atas	1.34E+08	1.440	0.004	0.004	0.008		1,064.447	56.410	1,120.857	5D19	1,417.640
		Bawah		-	-	-	-	-	532.223	56.410	588.633	3D19	850.586
A3	G3	Atas	1.34E+08	1.440	0.004	0.004	0.008		1,064.447	56.410	1,120.857	5D19	1,417.640
		Bawah		-	-	-	-	-	532.223	56.410	588.633	3D19	850.586
	G3G3	Atas		-	-	-	-		337.634	56.410	394.044	3D19	850.586
		Bawah	9.22E+07	0.180	0.000	0.001	0.001	5.755	675.269	56.410	731.679	5D19	850.586

Tabel 5.8

**TABEL PENULANGAN GESER BALOK ANAK LANTAI**

$f_c' = 35 \text{ Mpa}$   
 $f_y = 390 \text{ Mpa}$

$b = 300 \text{ mm}$   
 $h = 500 \text{ mm}$

sengkang = Dia. 10 mm  
 $A_v = 157,1 \text{ mm}^2$

BALOK ANAK	LETAK	$V_u$ (N)	$V_{ucr}$ (N)	$\phi V_c$ (N)	$\phi V_{smin}$ (N)	$1/2 \phi V_c$ (N)	$\phi V_c + \phi V_{smin}$ (N)	KET.	S (mm)	S Max (mm)	SENGKANG
A1	G1-kanan	111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G2-kiri	128574	111411.3	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		128574	111411.3	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
A2	G2-kanan	111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G3-kiri	111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
A3	G3-kanan	111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200
	G3-kiri	111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-150
		111804	96879.86	78180.99	26430	39090.5	104610.99	perlu	612.69	220.1	Dia.10-200

TABEL 5.9

**TABEL 6.1 GRAFIK ESTIMASI GAYA JACKING AWAL**

Babk Pratekan lantai 8 Elemen 387 ( L = 19.8 m )

Daerah	Kb (mm)	Kt (mm)	M <sub>min</sub> (Nmm)	M <sub>max</sub> (Nmm)	M <sub>min-otl.Zb</sub>	M <sub>min-otl.Zb</sub>	M <sub>max-otl.Zb</sub>	M <sub>max-otl.Zb</sub>	e <sub>max</sub> (mm)	1/Fi (1/N)	e <sub>o1</sub> (mm)	e <sub>o2</sub> (mm)	e <sub>o3</sub> (mm)	e <sub>o4</sub> (mm)	e <sub>o5</sub> (mm)
Tumpuan	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	1.50E-07	472.15	347.29	(11.60)	49.92	491.42
	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	3.00E-07	689.55	827.50	(277.95)	232.76	491.42
	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	4.50E-07	906.95	1,307.72	(544.30)	415.60	491.42
	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	6.00E-07	1,124.34	1,787.93	(810.66)	598.44	491.42
	254.75	132.92	1,194,700,000.00	1,502,200,000.00	1.45E+09	3.20E+09	-1.78E+09	1.22E+09	491.42	7.50E-07	1,341.74	2,268.14	(1,077.01)	781.28	491.42
Lapangan	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	1.50E-07	393.55	268.69	(110.86)	(49.34)	491.42
	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	3.00E-07	532.35	670.30	(476.46)	34.25	491.42
	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	4.50E-07	671.15	1,071.92	(842.07)	117.83	491.42
	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	6.00E-07	809.94	1,473.53	(1,207.68)	201.42	491.42
	254.75	132.92	670,700,000.00	840,500,000.00	9.25E+08	2.68E+09	-2.44E+09	5.57E+08	491.42	7.50E-07	948.74	1,875.14	(1,573.28)	285.00	491.42



**TABEL 6.1 GRAFIK ESTIMASI GAYA JACKING AWAL**

Balok Pratekan lantai 8 Elemen 390 ( L = 13.2 m )

Daerah	hb (mm)	ht (mm)	Mmin (Nmm)	Mmax (Nmm)	Mmin-ats.Zt	Mmin-ats.Zb	Mmax-ats.Zt	Mmax+ats.Zb	amax (mm)	1/Fi (1/N)	eo1 (mm)	eo2 (mm)	eo3 (mm)	eo4 (mm)	eo5 (mm)
Tumpuan	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	4.00E-07	779.36	1,092.53	(594.56)	215.61	491.42
	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	8.00E-07	1,303.97	2,317.97	(1,443.87)	564.14	491.42
	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	1.20E-06	1,828.58	3,543.42	(2,293.18)	912.67	491.42
	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	1.60E-06	2,353.19	4,768.86	(3,142.49)	1,261.21	491.42
	254.75	132.92	1,056,900,000.00	1,154,600,000.00	1.31E+09	3.06E+09	-2.12E+09	8.71E+08	491.42	2.00E-06	2,877.79	5,994.31	(3,991.81)	1,609.74	491.42
Lapangan	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	4.00E-07	560.80	873.97	(801.20)	8.97	491.42
	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	8.00E-07	866.85	1,880.85	(1,857.15)	150.86	491.42
	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	1.20E-06	1,172.90	2,887.74	(2,913.10)	292.75	491.42
	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	1.60E-06	1,478.95	3,894.62	(3,969.05)	434.65	491.42
	254.75	132.92	510,500,000.00	638,000,000.00	7.65E+08	2.52E+09	-2.64E+09	3.55E+08	491.42	2.00E-06	1,784.99	4,901.51	(5,025.01)	576.54	491.42

**TABEL 6.1 GRAFIK ESTIMASI GAYA JACKING AWAL**

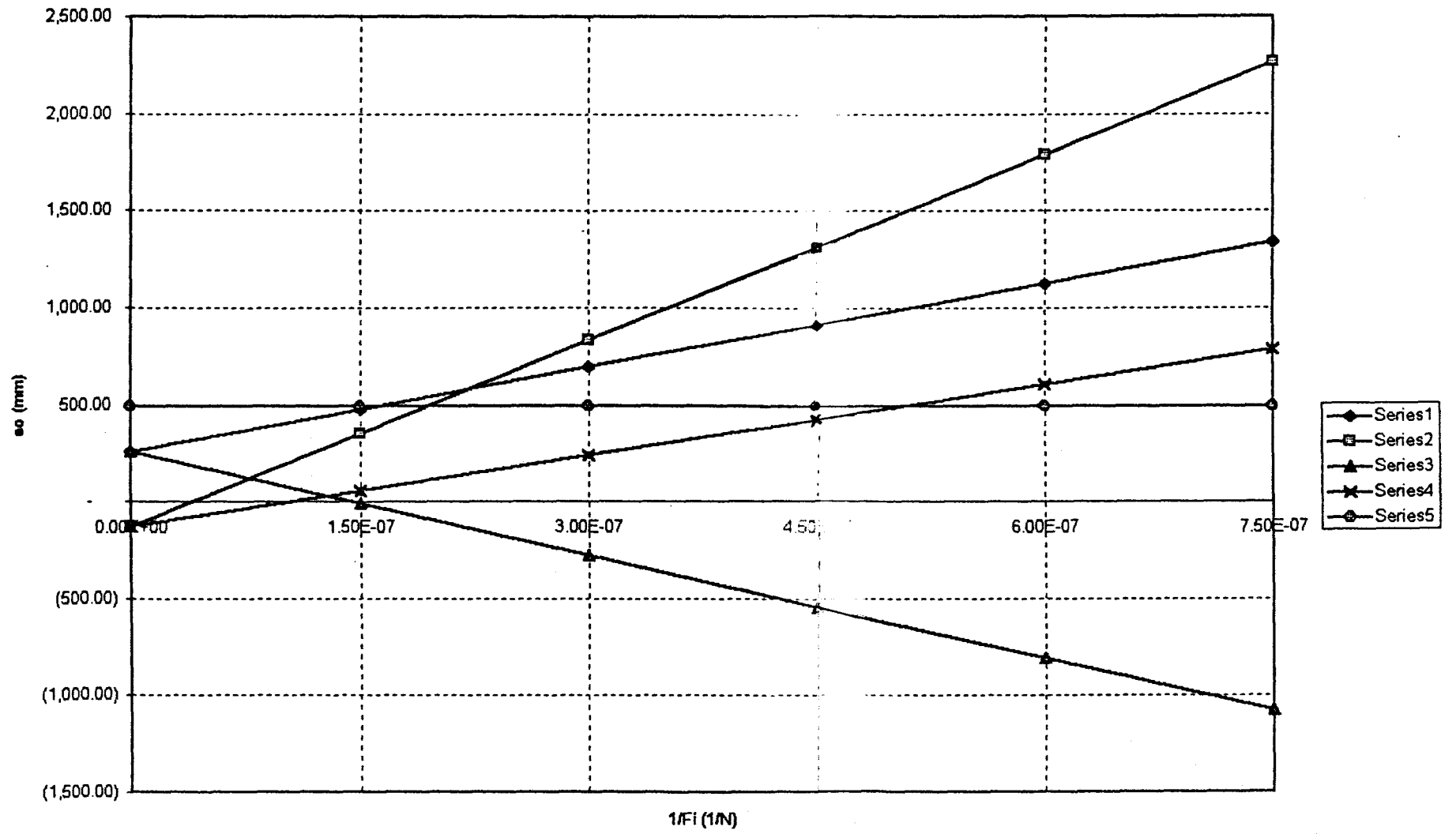
Balok Pratekan lantai 9 Elemen 432 ( L = 19.8 m )

Daerah	kb (mm)	kt (mm)	Mmin (Nmm)	Mmax (Nmm)	Mmin- $\alpha_i$ .Zt	Mmin- $\alpha_i$ .Zb	Mmax- $\alpha_i$ .Zt	Mmax- $\alpha_i$ .Zb	amax (mm)	1/Fi (1/N)	eo1 (mm)	eo2 (mm)	eo3 (mm)	eo4 (mm)	eo5 (mm)
Tumpuan	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	3.00E-07	662.25	800.20	(297.87)	212.84	491.42
	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	6.00E-07	1,069.74	1,733.33	(850.50)	558.60	491.42
	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	9.00E-07	1,477.24	2,666.45	(1,403.12)	904.36	491.42
	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	1.20E-06	1,884.74	3,599.58	(1,955.74)	1,250.11	491.42
	254.75	132.92	1,103,700,000.00	1,435,800,000.00	1.36E+09	3.11E+09	-1.84E+09	1.15E+09	491.42	1.50E-06	2,292.23	4,532.70	(2,508.37)	1,595.87	491.42
Lapangan	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	3.00E-07	515.97	653.92	(496.89)	13.82	491.42
	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	6.00E-07	777.18	1,440.77	(1,248.54)	160.56	491.42
	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	9.00E-07	1,038.40	2,227.61	(2,000.18)	307.30	491.42
	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	1.20E-06	1,299.62	3,014.46	(2,751.82)	454.03	491.42
	254.75	132.92	616,100,000.00	772,400,000.00	8.71E+08	2.62E+09	-2.51E+09	4.89E+08	491.42	1.50E-06	1,560.83	3,801.30	(3,503.47)	600.77	491.42

**TABEL 6.1 GRAFIK ESTIMASI GAYA JACKING AWAL**

Balok Pratekan lantai 9 Elemen 435 ( L = 13.2 m )

Daerah	kb (mm)	kt (mm)	Mmin (Nmm)	Mmax (Nmm)	Mmin-ots.Zt	Mmin-ops.Zt	Mmax-ops.Zt	Mmax+ots.Zt	emax (mm)	1/Ft (1/N)	eo1 (mm)	eo2 (mm)	eo3 (mm)	eo4 (mm)	eo5 (mm)
Tumpuan	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	6.00E-07	992.10	1,655.69	(1,080.30)	328.80	491.42
	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	1.20E-06	1,729.46	3,444.30	(2,415.34)	790.51	491.42
	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	1.80E-06	2,466.81	5,232.91	(3,750.39)	1,252.23	491.42
	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	2.40E-06	3,204.16	7,021.52	(5,085.44)	1,713.95	491.42
	254.75	132.92	974,300,000.00	1,052,800,000.00	1.23E+09	2.98E+09	-2.23E+09	7.70E+08	491.42	3.00E-06	3,941.52	8,810.12	(6,420.48)	2,175.67	491.42
Lapangan	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	0.00E+00	254.75	(132.92)	254.75	(132.92)	491.42
	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	6.00E-07	689.10	1,352.69	(1,371.18)	37.92	491.42
	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	1.20E-06	1,123.46	2,838.30	(2,997.10)	208.75	491.42
	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	1.80E-06	1,557.81	4,323.91	(4,623.03)	379.59	491.42
	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	2.40E-06	1,992.16	5,809.52	(6,248.96)	550.43	491.42
	254.75	132.92	469,300,000.00	568,000,000.00	7.24E+08	2.48E+09	-2.71E+09	2.85E+08	491.42	3.00E-06	2,426.52	7,295.12	(7,874.88)	721.27	491.42



Tabel 6.2. PERHITUNGAN UNTUK MENCARI DAERAH LIMIT KABEL

$A_c = 635400 \text{ mm}^2$

Tegangan Ijin :

$\sigma_{ci} = 23.76 \text{ Mpa}$  PROP

$\sigma_{ti} = 1.573 \text{ Mpa}$   $k_t = 132.92 \text{ mm}$

$\sigma_{cs} = 20.25 \text{ Mpa}$   $k_b = 254.75 \text{ mm}$

$\sigma_{ts} = 3.354 \text{ Mpa}$

Elemen	$F_t$ (N)	$F$ (N)	$\sigma_l$ (Mpa)	$\sigma$ (Mpa)	Daerah	$M_{max}$ (Nmm)	$M_{min}$ (Nmm)	$k_t'$	$k_b'$	$e_{ou}$ (mm)	$e_{o1}$ (mm)	$e_o$ (mm)
387	2300000	1840000	3.619767	2.895814	Tumpuan	1,502,200,000.00	1,194,700,000.00	-286.871	365.4537	-1103.28	-153.981	-200
	2300000	1840000	3.619767	2.895814	Lapangan	840,500,000.00	670,700,000.00	-286.871	365.4537	169.9224	657.0624	491.42
390	1800000	1440000	2.832861	2.266289	Tumpuan	1,154,600,000.00	1,056,900,000.00	-329.635	396.2048	-1131.44	-190.962	-200
	1800000	1440000	2.832861	2.266289	Lapangan	638,000,000.00	510,500,000.00	-329.635	396.2048	113.4203	679.8159	491.42
432	2070000	1656000	3.257790	2.606232	Tumpuan	1,435,800,000.00	1,103,700,000.00	-303.977	377.7542	-1171.01	-155.434	-200
	2070000	1656000	3.257790	2.606232	Lapangan	7,722,400,000.00	616,100,000.00	-303.977	377.7542	4359.308	675.387	491.42
435	1750000	1400000	2.754171	2.203336	Tumpuan	1,052,800,000.00	974,300,000.00	-335.256	400.2463	-1087.26	-156.497	-200
	1750000	1400000	2.754171	2.203336	Lapangan	568,000,000.00	469,300,000.00	-335.256	400.2463	70.45856	668.4178	491.42

Tabel 6.3. KEHILANGAN PRATEKAN AKIBAT FUNGSI WAKTU

Tahap/Elemen	El. 387	El. 390	El. 432	El. 435
<u>Tahap 1</u>				
RET1	6.595	1.62	2.941	1.548
SH1	0	0	0	0
CR1	0	0	0	0
fst1	1166.605	911.854	1044.171	886.523
<u>Tahap 2</u>				
RET2	2.067	1.248	0.927	1.126
SH2	7.565	7.565	7.565	7.565
CR2	13.687	2.246	11.813	1.964
fst2	1143.288	900.795	1023.866	875.868
<u>Tahap 3</u>				
RET3	1.014	0.376	0.419	0.349
SH3	6.196	6.196	6.196	6.196
CR3	5.305	2.158	4.579	1.658
fst3	1130.773	892.065	1012.672	867.665
<u>Tahap 4</u>				
RET4	0.554	0.315	0.407	0.268
SH4	4.323	4.323	4.323	4.323
CR4	5.808	2.947	50.609	2.41
fst4	1120.088	884.48	957.333	860.664
<u>Tahap 5</u>				
RET5	0.458	0.214	0.404	0.165
SH5	3.891	3.891	3.891	3.891
CR5	57.894	3.487	5.466	3.14
fst5	1057.846	876.888	947.572	853.468
<u>Tahap 6</u>				
RET6	2.081	0.405	1.952	0.268
SH6	31.702	31.702	31.702	31.702
CR6	4.336	1.359	3.644	0.679
fst6	1019.726	843.422	910.274	820.819
<u>Tahap 7</u>				
RET7	1.734	0.401	1.348	0.264
SH7	10.087	10.087	10.087	10.087
CR7	2.891	0.364	2.759	0.213
fst7	1005.01	832.57	896.08	810.255
Fo (N)	2300000	1800000	2070000	1750000
Fe (N)	1983897	1643493	1768862	1599444
Δ F (N)	316103	156507	301138	150556

Tabel 6.4. KONTROL TEGANGAN YANG TERJADI

- $\sigma_{cl}$    ▪   23.76 Mpa
- $\sigma_{ti}$    ▪   -1.573 Mpa
- $\sigma_{cs}$    ▪   20.25 Mpa
- $\sigma_{ts}$    ▪   -3.354 Mpa

Elemen	F <sub>o</sub> (N)	F <sub>e</sub> (N)	M <sub>g</sub> (Nmm)	M <sub>t</sub> (Nmm)	e (mm)	Y <sub>t</sub> (mm)	Y <sub>b</sub> (mm)	A <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	I (mm <sup>4</sup> )	Pada saat F <sub>o</sub>		Pada saat F <sub>e</sub>	
										$\sigma_l$	$\sigma_b$	$\sigma_l$	$\sigma_b$
387	2500000	2150000	6.71E+08	8.41E+08	491.42	308.58	591.42	635400	5.00E+10	0.488	10.540	2.049	5.942
390	2000000	1820000	5.11E+08	6.38E+08	491.42	308.58	591.42	635400	5.00E+10	0.230	8.740	1.280	5.900
432	2300000	1966500	6.16E+08	7.72E+08	491.42	308.58	591.42	635400	5.00E+10	0.443	9.708	1.897	5.392
435	1900000	1736600	4.69E+08	5.68E+08	491.42	308.58	591.42	635400	5.00E+10	0.121	8.489	0.970	6.112

Mutu baja  $f_y = 390$   $\beta = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 40$  mm

Grid Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	p-p'	p'	p perlu	p pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 22,828.00	1.23	0.00322	0.00356	0.00678	0.00678	14.610	6 D 19	7.305	3 D 19	26,618.47
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
	0.4 x 0.6	lap	+ 22,711.00	1.2237	0.00321	0.00354	0.00675	0.00675	14.534	6 D 19	7.267	3 D 19	26,620.11
	0.4 x 0.6	tump	- 19,937.00	1.0743	0.00281	0.00311	0.00592	0.00592	12.743	6 D 19	6.371	3 D 19	26,659.04
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 27,675.00	1.4912	0.00392	0.00432	0.00824	0.00824	17.751	6 D 19	8.876	3 D 19	26,550.19
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
	0.4 x 0.6	lap	+ 19,239.00	1.0366	0.00271	0.003	0.00571	0.00571	12.293	6 D 19	6.146	3 D 19	26,668.82
	0.4 x 0.6	tump	- 22,034.00	1.1872	0.00311	0.00344	0.00654	0.00654	14.096	6 D 19	7.048	3 D 19	26,629.62
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 26,781.00	1.4592	0.00384	0.00425	0.00809	0.00809	17.334	6 D 25	8.667	3 D 25	45,568.81
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
	0.4 x 0.6	lap	+ 17,313.00	0.9329	0.00243	0.0027	0.00513	0.00513	11.052	6 D 19	5.526	3 D 19	26,695.78
	0.4 x 0.6	tump	- 26,781.00	1.443	0.00379	0.00418	0.00797	0.00797	17.171	6 D 19	8.585	3 D 19	26,562.81
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 22,034.00	1.1872	0.00311	0.00344	0.00654	0.00654	14.096	6 D 19	7.048	3 D 19	26,629.62
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
	0.4 x 0.6	lap	+ 19,239.00	1.0366	0.00271	0.003	0.00571	0.00571	12.293	6 D 19	6.146	3 D 19	26,668.82
	0.4 x 0.6	tump	- 27,675.00	1.4912	0.00392	0.00432	0.00824	0.00824	17.751	6 D 19	8.876	3 D 19	26,550.19
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 19,937.00	1.0743	0.00281	0.00311	0.00592	0.00592	12.743	6 D 19	6.371	3 D 19	26,659.04
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09
	0.4 x 0.6	lap	+ 22,711.00	1.2237	0.00321	0.00354	0.00675	0.00675	14.534	6 D 19	7.267	3 D 19	26,620.11
	0.4 x 0.6	tump	- 22,828.00	1.23	0.00322	0.00356	0.00678	0.00678	14.610	6 D 19	7.305	3 D 19	26,618.47
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.732	3 D 19	3.866	2 D 19	13,140.09



Mutu beton  $f_c' = 35$  Delta = 0.5  
 Mutu baja  $f_y = 390$   $\beta = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 20$  mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ Min (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 30,177.00	1.528	0.00402	0.00426	0.00828	0.00828	18.406	5 D 25	9.203	3 D 25	40,011.35
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 27,372.00	1.386	0.00364	0.00386	0.0075	0.0075	16.674	4 D 25	8.337	3 D 25	31,760.59
	0.4 x 0.6	tump	- 33,918.00	1.7174	0.00454	0.00479	0.00933	0.00933	20.722	5 D 25	10.361	3 D 25	39,953.24
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 37,380.00	1.8927	0.00502	0.00528	0.01029	0.01029	22.873	5 D 25	11.437	3 D 25	39,899.28
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,358.00	1.284	0.00337	0.00358	0.00695	0.00695	15.433	4 D 25	7.717	3 D 25	31,776.15
	0.4 x 0.6	tump	- 30,742.00	1.5566	0.0041	0.00434	0.00844	0.00844	18.755	5 D 25	9.377	3 D 25	40,002.59
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 35,354.00	1.7902	0.00474	0.00499	0.00973	0.00973	21.614	5 D 25	10.807	3 D 25	39,930.88
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,065.00	1.2185	0.00319	0.0034	0.00659	0.00659	14.638	4 D 25	7.319	3 D 25	31,786.13
	0.4 x 0.6	tump	- 35,354.00	1.7902	0.00474	0.00499	0.00973	0.00973	21.614	5 D 25	10.807	3 D 25	39,930.88
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 30,742.00	1.5566	0.0041	0.00434	0.00844	0.00844	18.755	5 D 25	9.377	3 D 25	40,002.59
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,358.00	1.284	0.00337	0.00358	0.00695	0.00695	15.433	4 D 25	7.717	3 D 25	31,776.15
	0.4 x 0.6	tump	- 37,380.00	1.8927	0.00502	0.00528	0.01029	0.01029	22.873	5 D 25	11.437	3 D 25	39,899.28
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 33,918.00	1.7174	0.00454	0.00479	0.00933	0.00933	20.722	5 D 25	10.361	3 D 25	39,953.24
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 27,372.00	1.386	0.00364	0.00386	0.0075	0.0075	16.674	4 D 25	8.337	3 D 25	31,760.59
	0.4 x 0.6	tump	- 30,177.00	1.528	0.00402	0.00426	0.00828	0.00828	18.406	5 D 25	9.203	3 D 25	40,011.35
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

Mutu beton  $f_c = 35$  Delta = 0.5  
 Mutu baja  $f_y = 390$   $\beta = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 20$  mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 29,587.00	1.4981	0.00394	0.00418	0.00812	0.00812	18.041	5 D 25	9.020	3 D 25	40,020.50
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 26,405.00	1.337	0.00351	0.00373	0.00724	0.00724	16.078	4 D 25	8.039	3 D 25	31,768.07
	0.4 x 0.6	tump	- 36,441.00	1.8452	0.00489	0.00514	0.01003	0.01003	22.289	5 D 25	11.145	3 D 25	39,913.93
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 37,322.00	1.8898	0.00501	0.00527	0.01028	0.01028	22.837	5 D 25	11.419	3 D 25	39,900.19
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,966.00	1.2642	0.00331	0.00352	0.00684	0.00684	15.192	4 D 25	7.596	3 D 25	31,779.18
	0.4 x 0.6	tump	- 31,585.00	1.5993	0.00422	0.00446	0.00868	0.00868	19.276	5 D 25	9.638	3 D 25	39,989.50
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 34,715.00	1.7578	0.00465	0.0049	0.00955	0.00955	21.217	5 D 25	10.608	3 D 25	39,940.83
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,704.00	1.2509	0.00328	0.00349	0.00676	0.00676	15.031	4 D 25	7.515	3 D 25	31,781.20
	0.4 x 0.6	tump	- 34,715.00	1.7578	0.00465	0.0049	0.00955	0.00955	21.217	5 D 25	10.608	3 D 25	39,940.83
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 31,585.00	1.5993	0.00422	0.00446	0.00868	0.00868	19.276	5 D 25	9.638	3 D 25	39,989.50
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,966.00	1.2642	0.00331	0.00352	0.00684	0.00684	15.192	4 D 25	7.596	3 D 25	31,779.18
	0.4 x 0.6	tump	- 37,322.00	1.8898	0.00501	0.00527	0.01028	0.01028	22.837	5 D 25	11.419	3 D 25	39,900.19
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 36,441.00	1.8452	0.00489	0.00514	0.01003	0.01003	22.289	5 D 25	11.145	3 D 25	39,913.93
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 26,405.00	1.337	0.00351	0.00373	0.00724	0.00724	16.078	4 D 25	8.039	3 D 25	31,768.07
	0.4 x 0.6	tump	- 29,587.00	1.4981	0.00394	0.00418	0.00812	0.00812	18.041	5 D 25	9.020	3 D 25	40,020.50
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

Mutu baja  $f_y = 390$   $\beta = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 20$  mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	$R_n$ (MPa)	$\rho$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	$A_s$ perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$A_s$ perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ $M_n$ (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 30,136.00	1.5259	0.00402	0.00425	0.00827	0.00827	18.380	5 D 25	9.190	3 D 25	40,011.99
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 26,037.00	1.3184	0.00346	0.00367	0.00713	0.00713	15.851	4 D 25	7.926	3 D 25	31,770.91
	0.4 x 0.6	tump	- 36,628.00	1.8547	0.00491	0.00517	0.01008	0.01008	22.406	5 D 25	11.203	3 D 25	39,911.02
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 36,515.00	1.8489	0.0049	0.00515	0.01005	0.01005	22.335	5 D 25	11.168	3 D 25	39,912.78
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,959.00	1.2638	0.00331	0.00352	0.00684	0.00684	15.188	4 D 25	7.594	3 D 25	31,779.23
	0.4 x 0.6	tump	- 32,407.00	1.6409	0.00433	0.00457	0.0089	0.0089	19.785	5 D 25	9.893	3 D 25	39,976.74
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 34,747.00	1.7594	0.00465	0.0049	0.00956	0.00956	21.237	5 D 25	10.618	3 D 25	39,940.34
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,673.00	1.2493	0.00327	0.00348	0.00676	0.00676	15.012	4 D 25	7.506	3 D 25	31,781.44
	0.4 x 0.6	tump	- 34,747.00	1.7594	0.00465	0.0049	0.00956	0.00956	21.237	5 D 25	10.618	3 D 25	39,940.34
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 32,407.00	1.6409	0.00433	0.00457	0.0089	0.0089	19.785	5 D 25	9.893	3 D 25	39,976.74
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,959.00	1.2638	0.00331	0.00352	0.00684	0.00684	15.188	4 D 25	7.594	3 D 25	31,779.23
	0.4 x 0.6	tump	- 36,515.00	1.8489	0.0049	0.00515	0.01005	0.01005	22.335	5 D 25	11.168	3 D 25	39,912.78
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 36,628.00	1.8547	0.00491	0.00517	0.01008	0.01008	22.406	5 D 25	11.203	3 D 25	39,911.02
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 26,037.00	1.3184	0.00346	0.00367	0.00713	0.00713	15.851	4 D 25	7.926	3 D 25	31,770.91
	0.4 x 0.6	tump	- 30,136.00	1.5259	0.00402	0.00425	0.00827	0.00827	18.380	5 D 25	9.190	3 D 25	40,011.99
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

Mutu beton  $f_c' = 35$  Delta = 0.5  
 Mutu baja  $f_y = 390$   $\beta = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 20$  mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho - \rho'$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 30,956.00	1.5675	0.00413	0.00437	0.0085	0.0085	18.887	5 D 25	9.444	3 D 25	39,999.27
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,696.00	1.3011	0.00341	0.00363	0.00704	0.00704	15.641	4 D 25	7.821	3 D 25	31,773.54
	0.4 x 0.6	tump	- 36,491.00	1.8477	0.00489	0.00515	0.01005	0.01005	22.320	5 D 25	11.160	3 D 25	39,913.15
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 35,997.00	1.8227	0.00483	0.00508	0.00991	0.00991	22.013	5 D 25	11.007	3 D 25	39,920.86
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,897.00	1.2607	0.0033	0.00351	0.00682	0.00682	15.150	4 D 25	7.575	3 D 25	31,779.71
	0.4 x 0.6	tump	- 33,049.00	1.6734	0.00442	0.00466	0.00908	0.00908	20.183	5 D 25	10.092	3 D 25	39,966.76
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 34,669.00	1.7555	0.00464	0.00489	0.00954	0.00954	21.188	5 D 25	10.594	3 D 25	39,941.55
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,751.00	1.2533	0.00328	0.00349	0.00678	0.00678	15.060	4 D 25	7.530	3 D 25	31,780.84
	0.4 x 0.6	tump	- 34,669.00	1.7555	0.00464	0.00489	0.00954	0.00954	21.188	5 D 25	10.594	3 D 25	39,941.55
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 33,049.00	1.6734	0.00442	0.00466	0.00908	0.00908	20.183	5 D 25	10.092	3 D 25	39,966.76
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,897.00	1.2607	0.0033	0.00351	0.00682	0.00682	15.150	4 D 25	7.575	3 D 25	31,779.71
	0.4 x 0.6	tump	- 35,997.00	1.8227	0.00483	0.00508	0.00991	0.00991	22.013	5 D 25	11.007	3 D 25	39,920.86
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 36,491.00	1.8477	0.00489	0.00515	0.01005	0.01005	22.320	5 D 25	11.160	3 D 25	39,913.15
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,696.00	1.3011	0.00341	0.00363	0.00704	0.00704	15.641	4 D 25	7.821	3 D 25	31,773.54
	0.4 x 0.6	tump	- 30,956.00	1.5675	0.00413	0.00437	0.0085	0.0085	18.887	5 D 25	9.444	3 D 25	39,999.27
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

φ sengkang = 12

dc = 20 mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	φ Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 31,763.00	1.6083	0.00424	0.00448	0.00872	0.00872	19.387	5 D 25	9.693	3 D 25	39,986.74
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,483.00	1.2903	0.00338	0.0036	0.00698	0.00698	15.510	4 D 25	7.755	3 D 25	31,775.19
	0.4 x 0.6	tump	- 36,111.00	1.8285	0.00484	0.0051	0.00994	0.00994	22.084	5 D 25	11.042	3 D 25	39,919.08
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 35,578.00	1.8015	0.00477	0.00502	0.00979	0.00979	21.753	5 D 25	10.876	3 D 25	39,927.39
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,860.00	1.2588	0.0033	0.00351	0.00681	0.00681	15.127	4 D 25	7.563	3 D 25	31,780.00
	0.4 x 0.6	tump	- 33,541.00	1.6984	0.00449	0.00473	0.00922	0.00922	20.488	5 D 25	10.244	3 D 25	39,959.11
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 34,645.00	1.7543	0.00464	0.00489	0.00953	0.00953	21.173	5 D 25	10.587	3 D 25	39,941.92
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,775.00	1.2545	0.00329	0.0035	0.00678	0.00678	15.075	4 D 25	7.537	3 D 25	31,780.65
	0.4 x 0.6	tump	- 34,645.00	1.7543	0.00464	0.00489	0.00953	0.00953	21.173	5 D 25	10.587	3 D 25	39,941.92
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 33,541.00	1.6984	0.00449	0.00473	0.00922	0.00922	20.488	5 D 25	10.244	3 D 25	39,959.11
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,860.00	1.2588	0.0033	0.00351	0.00681	0.00681	15.127	4 D 25	7.563	3 D 25	31,780.00
	0.4 x 0.6	tump	- 35,578.00	1.8015	0.00477	0.00502	0.00979	0.00979	21.753	5 D 25	10.876	3 D 25	39,927.39
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 36,111.00	1.8285	0.00484	0.0051	0.00994	0.00994	22.084	5 D 25	11.042	3 D 25	39,919.08
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,483.00	1.2903	0.00338	0.0036	0.00698	0.00698	15.510	4 D 25	7.755	3 D 25	31,775.19
	0.4 x 0.6	tump	- 31,763.00	1.6083	0.00424	0.00448	0.00872	0.00872	19.387	5 D 25	9.693	3 D 25	39,986.74
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

$\phi$  sengkang = 12

dc = 20 mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho$	$\rho'$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump -	32,962.00	1.669	0.00441	0.00465	0.00906	0.00906	20.129	5 D 25	10.065	3 D 25	39,968.11
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap +	25,318.00	1.282	0.00336	0.00357	0.00693	0.00693	15.409	4 D 25	7.704	3 D 25	31,776.46
	0.4 x 0.6	tump -	35,240.00	1.7844	0.00472	0.00497	0.0097	0.0097	21.543	5 D 25	10.771	3 D 25	39,932.66
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump -	35,226.00	1.7837	0.00472	0.00497	0.00969	0.00969	21.534	5 D 25	10.767	3 D 25	39,932.87
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap +	24,842.00	1.2579	0.0033	0.00351	0.0068	0.0068	15.116	4 D 25	7.558	3 D 25	31,780.13
	0.4 x 0.6	tump -	33,928.00	1.7179	0.00454	0.00479	0.00933	0.00933	20.728	5 D 25	10.364	3 D 25	39,953.09
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump -	34,621.00	1.753	0.00464	0.00489	0.00952	0.00952	21.158	5 D 25	10.579	3 D 25	39,942.30
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap +	24,799.00	1.2557	0.00329	0.0035	0.00679	0.00679	15.089	4 D 25	7.545	3 D 25	31,780.47
	0.4 x 0.6	tump -	34,621.00	1.753	0.00464	0.00489	0.00952	0.00952	21.158	5 D 25	10.579	3 D 25	39,942.30
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump -	33,928.00	1.7179	0.00454	0.00479	0.00933	0.00933	20.728	5 D 25	10.364	3 D 25	39,953.09
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap +	24,842.00	1.2579	0.0033	0.00351	0.0068	0.0068	15.116	4 D 25	7.558	3 D 25	31,780.13
	0.4 x 0.6	tump -	35,226.00	1.7837	0.00472	0.00497	0.00969	0.00969	21.534	5 D 25	10.767	3 D 25	39,932.87
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump -	35,240.00	1.7844	0.00472	0.00497	0.0097	0.0097	21.543	5 D 25	10.771	3 D 25	39,932.66
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap +	25,318.00	1.282	0.00336	0.00357	0.00693	0.00693	15.409	4 D 25	7.704	3 D 25	31,776.46
	0.4 x 0.6	tump -	32,962.00	1.669	0.00441	0.00465	0.00906	0.00906	20.129	5 D 25	10.065	3 D 25	39,968.11
	0.4 x 0.6	tump +	-	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

Mutu baja = 390  $\rho = 0.85$   
 $\phi$  sengkang = 12  $d_c = 20$  mm

Type Balok	Dimensi Balok (m)	Daerah	Moment (kg-m)	Rn (MPa)	$\rho - \rho'$	$\rho$	$\rho$ perlu	$\rho$ pakai	As perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	As' perlu (cm <sup>2</sup> )	Tulangan	$\phi$ Mn (kg-m)
A-B	0.4 x 0.6	tump	- 34,038.00	1.7235	0.00456	0.0048	0.00936	0.00936	20.797	5 D 25	10.398	3 D 25	39,951.37
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,286.00	1.2804	0.00336	0.00357	0.00693	0.00693	15.389	4 D 25	7.694	3 D 25	31,776.71
	0.4 x 0.6	tump	- 34,228.00	1.7331	0.00458	0.00483	0.00941	0.00941	20.915	5 D 25	10.457	3 D 25	39,948.42
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
B-C	0.4 x 0.6	tump	- 34,877.00	1.766	0.00467	0.00492	0.00959	0.00959	21.317	5 D 25	10.659	3 D 25	39,938.31
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,808.00	1.2562	0.00329	0.0035	0.00679	0.00679	15.095	4 D 25	7.547	3 D 25	31,780.40
	0.4 x 0.6	tump	- 34,346.00	1.7391	0.0046	0.00485	0.00945	0.00945	20.988	5 D 25	10.494	3 D 25	39,946.58
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
C-D	0.4 x 0.6	tump	- 34,620.00	1.753	0.00464	0.00489	0.00952	0.00952	21.158	5 D 25	10.579	3 D 25	39,942.31
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,799.00	1.2557	0.00329	0.0035	0.00679	0.00679	15.089	4 D 25	7.545	3 D 25	31,780.47
	0.4 x 0.6	tump	- 34,620.00	1.753	0.00464	0.00489	0.00952	0.00952	21.158	5 D 25	10.579	3 D 25	39,942.31
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
D-E	0.4 x 0.6	tump	- 34,346.00	1.7391	0.0046	0.00485	0.00945	0.00945	20.988	5 D 25	10.494	3 D 25	39,946.58
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 24,808.00	1.2562	0.00329	0.0035	0.00679	0.00679	15.095	4 D 25	7.547	3 D 25	31,780.40
	0.4 x 0.6	tump	- 34,877.00	1.766	0.00467	0.00492	0.00959	0.00959	21.317	5 D 25	10.659	3 D 25	39,938.31
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
E-F	0.4 x 0.6	tump	- 34,228.00	1.7331	0.00458	0.00483	0.00941	0.00941	20.915	5 D 25	10.457	3 D 25	39,948.42
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54
	0.4 x 0.6	lap	+ 25,286.00	1.2804	0.00336	0.00357	0.00693	0.00693	15.389	4 D 25	7.694	3 D 25	31,776.71
	0.4 x 0.6	tump	- 34,038.00	1.7235	0.00456	0.0048	0.00936	0.00936	20.797	5 D 25	10.398	3 D 25	39,951.37
	0.4 x 0.6	tump	+ -	0	0	0	0	0.00359	7.976	3 D 25	3.988	2 D 25	24,047.54

Tabel 8.3 PERHITUNGAN PENULANGAN GESER BALOK INDUK LANTAI TYPICAL

Mutu Beton :  $f_c' = 35 \text{ Mpa}$   $d_c = 40 \text{ mm}$   
 Mutu Baja :  $f_y = 390 \text{ Mpa}$   $\phi = 0.8$

$\Sigma = X2.Y=106368 \text{ cm}^3$   
 $Tu.comp = 726631,77 \text{ kg-cm}$

$Ct = 0,002089 / \text{mm}$   $\alpha t = 1,19$   
 $X1 = 348 \text{ mm}$   $Y1 = 548 \text{ mm}$

Balok Induk	Ukuran b x h (m)	Area	Vu (N)	Tu (Nmm)	$\downarrow Tc$ (Nmm)	$\downarrow Ts$ (Nmm)	$\frac{At}{s}$ ( $\text{mm}^2$ )	$\downarrow Vc$ (N)	$\downarrow Vs$ (N)	$\frac{Av}{s}$ ( $\text{mm}^2$ )	$\frac{Av}{s}$ ( $\text{mm}^2$ )	S perlu (mm)	S max (mm)	S pasang (cm)	Begal Terpasang	X1 (mm)	Y1 (mm)	A/min perlu ( $\text{mm}^2$ )
A-B	0.4 x 0.6	tump	268,930	72,663,177	20,537,068	52,126,109	0.98	38,113	230,817	1.78	2.76	81.96	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,311
		lap	101,287	72,663,177	24,319,895	48,343,282	0.91	17,018	84,269	0.65	1.56	145.00	224.00	20	$\phi 12-200$	348	548	1,797
		tump	279,605	72,663,177	20,264,639	52,398,538	0.99	39,097	240,508	1.85	2.84	79.66	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,287
B-C	0.4 x 0.6	tump	279,270	72,663,177	20,273,182	52,389,995	0.99	39,067	240,203	1.85	2.83	79.73	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,288
		lap	90,096	72,663,177	24,490,496	48,172,681	0.91	15,245	74,851	0.58	1.48	152.40	224.00	20	$\phi 12-200$	348	548	1,841
		tump	268,414	72,663,177	20,550,241	52,112,936	0.98	38,065	230,349	1.77	2.75	82.08	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,312
C-D	0.4 x 0.6	tump	269,218	72,663,177	20,529,715	52,133,462	0.98	38,140	231,078	1.78	2.76	81.90	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,310
		lap	90,901	72,663,177	24,478,776	48,184,401	0.91	15,374	75,527	0.58	1.49	151.84	224.00	20	$\phi 12-200$	348	548	1,837
		tump	269,218	72,663,177	20,529,715	52,133,462	0.98	38,140	231,078	1.78	2.76	81.90	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,310
D-E	0.4 x 0.6	tump	268,414	72,663,177	20,550,241	52,112,936	0.98	38,065	230,349	1.77	2.75	82.08	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,312
		lap	90,096	72,663,177	24,490,496	48,172,681	0.91	15,245	74,851	0.58	1.48	152.40	224.00	20	$\phi 12-200$	348	548	1,841
		tump	279,270	72,663,177	20,273,182	52,389,995	0.99	39,067	240,203	1.85	2.83	79.73	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,288
E-F	0.4 x 0.6	tump	279,605	72,663,177	20,264,639	52,398,538	0.99	39,097	240,508	1.85	2.84	79.66	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,287
		lap	101,287	72,663,177	24,319,895	48,343,282	0.91	17,018	84,269	0.65	1.56	145.00	224.00	20	$\phi 12-200$	348	548	1,797
		tump	268,931	72,663,177	20,537,042	52,126,135	0.98	38,113	230,818	1.78	2.76	81.96	224.00	10	$\phi 12-100$	348	548	1,311

Keterangan :

Design ::  $Vu < 1/2 \phi Vc$

Design ::  $1/2 \phi Vc < Vu < \phi Vc + \phi Vsmin$

Design ::  $Vu > \phi Vc$



**Tabel 9.1. Penulangan Lentur Kolom**Mutu Beton  $f_c' = 35$  MPaMutu Baja  $f_y = 390$  MPa

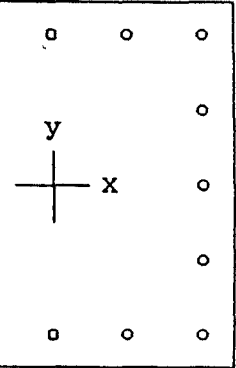
Lantai	Type Kolom	Panjang (m)	Dimensi (cm)	Tulangan (All Sides Equal)	$\rho$ (%)
1	K 1	4	80 x 80	16 D 25	1.23
2	K 2	4	80 x 80	16 D 25	1.25
3	K 3	4	80 x 80	16 D 25	1.25
4	K 4	4	80 x 80	16 D 25	1.25
5	K 5	4	80 x 80	16 D 25	1.25
6	K 6	4	80 x 80	16 D 25	1.25
7	K 7	4	80 x 80	16 D 25	1.25
8	K 8	4	80 x 80	16 D 25	1.25

**Tabel 9.2. Penulangan Geser dan Torsi Kolom**

Mutu Beton  $f_c' = 35$  N/mm<sup>2</sup>  $\phi = 0,6$

Mutu Baja  $f_y = 390$  MPa

Lantai	Type Kolom	Panjang (m)	Dimensi (cm)	d (cm)	Torsi (Kg-m)	Tu batas (Kg-m)	Design Torsi	X1 (mm)	Y1 (mm)	Almin (cm <sup>2</sup> )	Nu (N)	Vu (N)	$\phi V_c$ (N)	Design Geser	Sengkang Perlu	Sengkang Pasang
1	K 1	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	5,314,600.00	276,800.00	548,546.00	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
2	K 2	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	4,899,700.00	347,300.00	532,602.00	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
3	K 3	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	4,494,900.00	339,300.00	517,046.30	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
4	K 4	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	4,105,300.00	290,000.00	502,074.80	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
5	K 5	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	3,724,500.00	314,562.00	486,101.28	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
6	K 6	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	2,774,100.00	250,100.00	449,679.62	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
7	K 7	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	1,825,800.00	187,600.00	413,338.42	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$
8	K 8	4	80 x 80	72.55	150.00	9,087.10	Torsi min.	688	688	9.41	879,300.00	164,589.00	377,054.72	Geser min.	229.00	$\phi 12-200$



x 800 mm

35 MPa

390 MPa

ement: Tied

ver = 60 mm

g = 139 mm

25 at 1.23%

356 mm<sup>2</sup>

.413e+010 mm<sup>4</sup>

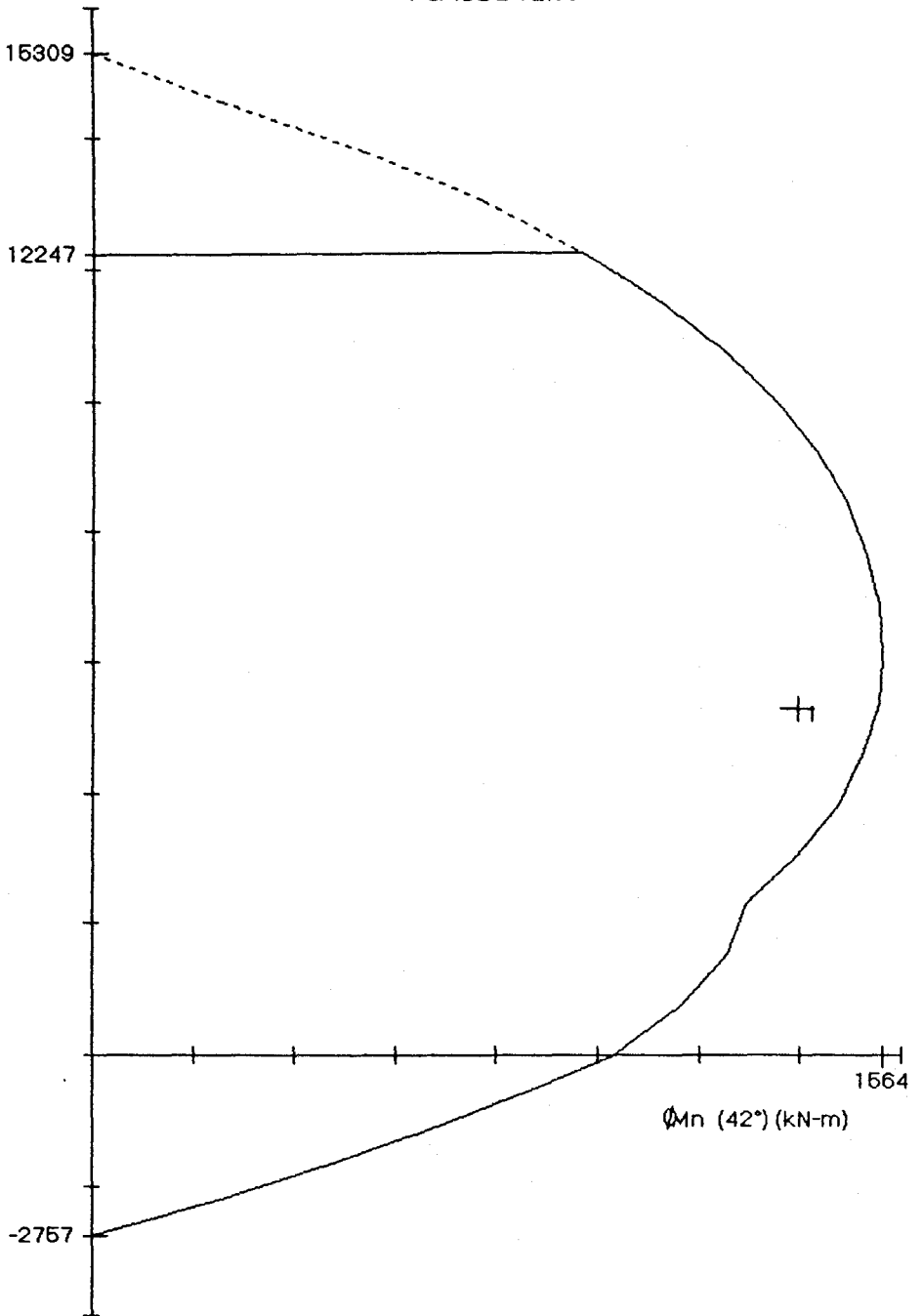
.413e+010 mm<sup>4</sup>

mm

mm

PCA

Ø  
P  
n  
k  
N



ed To: Licensee name not yet specified.

ame: C:\CIVIL\PCACOL\COL-PAR1.COL

: Tugas Akhir

Material Properties:

Id: coll

Ec = 29910 MPa

eu = 0.003 mm/mm

er: Parada Dian Pahlevi

fc = 29.75 MPa

Es = 199955 MPa

06/18/98

Time: 00:22:30

Beta1 = 0.80

CI 318-83

Stress Profile: Block

Metric

phi(c) = 0.70, phi(b) = 0.90

slenderness is not considered.

slenderness is not considered.

Tabel 10.1. Analisa Kebutuhan Tiang Berdasar Beban Kerja

Poer	Pu (ton)	Mx (ton-m)	My (ton-m)	Hx (ton)	Hy (ton)	b (m)	h (m)	t (m)	Kontrol P								
									Berat Poer (ton)	Pu total (ton)	Pile (buah)	Ymak (m)	Xmax (m)	Y <sup>2</sup> total	X <sup>2</sup> total	Pmak (ton)	Pijin (ton)
P1	334.85	90.28	91.74	27.09	32.5	3.2	3.2	1	24.576	359.43	4	0.9	0.9	3.24	3.24	140.42	217.71
P2	445.53	81.37	89.93	29.17	27.63	3.2	3.2	1	24.576	470.11	4	0.9	0.9	3.24	3.24	165.11	217.71
P3	443.21	78.08	89.96	28.32	27.69	3.2	3.2	1	24.576	467.79	4	0.9	0.9	3.24	3.24	163.62	217.71
P4	531.46	103.81	93.29	27.68	31.37	3.2	3.2	1	24.576	556.04	4	0.9	0.9	3.24	3.24	193.76	217.71

Tabel 10.2. PERENCANAAN POER (KONTROL GESER PONS)

Elemen	Pu (N)	h (mm)	b (mm)	dc (mm)	dia (mm)	d' (mm)	bo (mm)	Vc (N)	Vn (N)
P1	3,348,500.00	1000	3200	70	25	892.5	6770	11915428.83	5580833.33
P2	4,455,300.00	1000	3200	70	25	892.5	6770	11915428.83	7425500.00
P3	4,432,100.00	1000	3200	70	25	892.5	6770	11915428.83	7386833.33
P4	5,314,600.00	1000	3200	70	25	892.5	6770	11915428.83	8857666.67

ALISA ( T - M)

STEM

5

ENTS

X=0	Y=0	Z=0	
X=33	Y=0	Z=0	
X=0	Y=33	Z=0	
X=33	Y=33	Z=0	Q=1,6,31,36,1,6
X=0	Y=0	Z=4	
X=33	Y=0	Z=4	
X=0	Y=33	Z=4	
X=33	Y=33	Z=4	Q=37,42,67,72,1,6
X=0	Y=0	Z=8	
X=33	Y=0	Z=8	
X=0	Y=33	Z=8	
X=33	Y=33	Z=8	Q=73,78,103,108,1,6
X=0	Y=0	Z=12	
X=33	Y=0	Z=12	
X=0	Y=33	Z=12	
X=33	Y=33	Z=12	Q=109,114,139,144,1,6
X=0	Y=0	Z=16	
X=33	Y=0	Z=16	
X=0	Y=33	Z=16	
X=33	Y=33	Z=16	Q=145,150,175,180,1,6
X=0	Y=0	Z=20	
X=33	Y=0	Z=20	
X=0	Y=33	Z=20	
X=33	Y=33	Z=20	Q=181,186,211,216,1,6
X=0	Y=0	Z=24	
X=33	Y=0	Z=24	
X=0	Y=33	Z=24	
X=33	Y=33	Z=24	Q=217,222,247,252,1,6
X=0	Y=0	Z=28	
X=33	Y=0	Z=28	G=253,258,1
X=0	Y=6.6	Z=28	
X=33	Y=6.6	Z=28	
X=0	Y=13.2	Z=28	
X=13.2	Y=13.2	Z=28	
X=19.8	Y=13.2	Z=28	
X=33	Y=13.2	Z=28	
X=0	Y=19.8	Z=28	
X=33	Y=19.8	Z=28	
X=0	Y=33	Z=28	
X=33	Y=33	Z=28	Q=265,270,277,282,1,6
X=0	Y=0	Z=32	
X=33	Y=0	Z=32	G=283,288,1
X=0	Y=6.6	Z=32	
X=33	Y=6.6	Z=32	
X=0	Y=13.2	Z=32	

292	X=13.2	Y=13.2	Z=32	
293	X=19.8	Y=13.2	Z=32	
294	X=33	Y=13.2	Z=32	
295	X=0	Y=19.8	Z=32	
300	X=33	Y=19.8	Z=32	
307	X=0	Y=33	Z=32	
312	X=33	Y=33	Z=32	Q=295,300,307,312,1,6

RESTRRAINTS

1,312,1 R=0,0,0,0,0 : BEBAS  
 1,36,1 R=1,1,1,0,1,1 : JEPIT

FRAME

NM=3 NL=8 Z=-1  
 1 SH=R T=0.6,0,4 W=0.6\*0.4\*2.400 E=2.781E6  
 2 SH=R T=0.90,0,45 W=0.9\*0.45\*2.400 E=3.153E6  
 3 SH=R T=0.80,0,80 W=0.8\*0.8\*2.400 E=2.781E6  
 1 WG=0,0,-1.794 PLD=3.3,-11.410  
 2 WG=0,0,-0.309 PLD=3.3,-3.740  
 3 WG=0,0,-0.629 PLD=3.3,-9.410  
 4 WG=0,0,-0.186 PLD=3.3,-2.250  
 5 WG=0,0,-2.455  
 6 WG=0,0,-0.567  
 7 WG=0,0,-1.152  
 8 WG=0,0,-0.340

C BALOK LANTAI 2

1,38,37 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 6,44,43 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 11,50,49 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 16,56,55 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 21,62,61 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 26,68,67 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 31,37,43 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 36,38,44 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 41,39,45 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 46,40,46 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 51,41,47 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 56,42,48 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

C BALOK LANTAI 3

61,74,73 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 66,80,79 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 71,86,85 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 76,92,91 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 81,98,97 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 86,104,103 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
 91,73,79 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 96,74,80 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 101,75,81 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
 106,76,82 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

11,77,83 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
16,78,84 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

#### BALOK LANTAI 4

21,110,109 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
26,116,115 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
31,122,121 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
36,128,127 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
41,134,133 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
46,140,139 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
51,109,115 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
56,110,116 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
61,111,117 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
66,112,118 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
71,113,119 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
76,114,120 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

#### BALOK LANTAI 5

81,146,145 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
86,152,151 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
91,158,157 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
96,164,163 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
01,170,169 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
06,176,175 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
11,145,151 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
16,146,152 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
21,147,153 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
26,148,154 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
31,149,155 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
36,150,156 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

#### BALOK LANTAI 6

41,182,181 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
46,188,187 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
51,194,193 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
56,200,199 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
61,206,205 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
66,212,211 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
71,181,187 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
76,182,188 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
81,183,189 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
86,184,190 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
91,185,191 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
96,186,192 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

#### BALOK LANTAI 7

1,218,217 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
6,224,223 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
1,230,229 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
6,236,235 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
1,242,241 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
6,248,247 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
1,217,223 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

36,218,224 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
41,219,225 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
46,220,226 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
51,221,227 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6  
56,222,228 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=4,1,6,6

#### BALOK LANTAI 8

61,254,253 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
66,263,262 M=1 LP=2,0 NSL=1,2  
67,266,265 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
72,272,271 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
77,278,277 M=1 LP=2,0 NSL=1,2 G=4,1,1,1  
82,253,259 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,19,5,1  
83,259,261 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,19,1,3  
84,261,265 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,19,3,5  
85,265,271 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,1,6,6  
87,254,266 M=2 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,11,3,3  
88,266,272 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=2,4,1,1  
89,272,278 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=2,4,1,1  
90,255,262 M=2 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,4,1,1  
91,262,267 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,4,1,1  
99,269,275 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,1,6,6  
04,270,276 M=1 LP=3,0 NSL=5,6 G=1,1,6,6

#### BALOK LANTAI 9

06,284,283 M=1 LP=2,0 NSL=3,4 G=4,1,1,1  
11,293,292 M=1 LP=2,0 NSL=3,4  
12,296,295 M=1 LP=2,0 NSL=3,4 G=4,1,1,1  
17,302,301 M=1 LP=2,0 NSL=3,4 G=4,1,1,1  
22,308,307 M=1 LP=2,0 NSL=3,4 G=4,1,1,1  
27,283,289 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,19,5,1  
28,289,291 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,19,1,3  
29,291,295 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,19,3,5  
30,295,301 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,1,6,6  
32,284,296 M=2 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,11,3,3  
33,296,302 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=2,4,1,1  
34,302,308 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=2,4,1,1  
35,285,292 M=2 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,4,1,1  
36,292,297 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,4,1,1  
44,299,305 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,1,6,6  
49,300,306 M=1 LP=3,0 NSL=7,8 G=1,1,6,6

#### KOLOM LANTAI 1

11,1,37 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1

#### KOLOM LANTAI 2

17,37,73 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1

#### KOLOM LANTAI 3

13,73,109 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1

#### KOLOM LANTAI 4

19,109,145 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1

#### KOLOM LANTAI 5

35,145,181 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1



C KOLOM LANTAI 6

721,181,217 M=3 LP=1,0 G=35,1,1,1

C KOLOM LANTAI 7

757,217,253 M=3 LP=1,0 G=5,1,1,1

763,223,259 M=3 LP=1,0 G=1,1,5,1

765,229,261 M=3 LP=1,0 G=1,3,5,3

766,231,262 M=3 LP=1,0 G=1,1,1,1

769,235,265 M=3 LP=1,0 G=17,1,1,1

C KOLOM LANTAI 8

787,253,283 M=3 LP=1,0 G=5,1,1,1

793,259,289 M=3 LP=1,0 G=1,1,1,1

795,261,291 M=3 LP=1,0 G=1,3,3,3

796,262,292 M=3 LP=1,0 G=1,1,1,1

799,265,295 M=3 LP=1,0 G=17,1,1,1

LOADS

7,42,1 L=3 F=0,3.990\*0.3

73,78,1 L=3 F=0,7.970\*0.3

109,114,1 L=3 F=0,11.960\*0.3

145,150,1 L=3 F=0,15.940\*0.3

181,186,1 L=3 F=0,19.930\*0.3

217,222,1 L=3 F=0,23.670\*0.3

253,258,1 L=3 F=0,27.610\*0.3

283,288,1 L=3 F=0,22.830\*0.3

7,67,6 L=4 F=3.990\*0.3

73,103,6 L=4 F=7.970\*0.3

109,139,6 L=4 F=11.960\*0.3

145,175,6 L=4 F=15.940\*0.3

181,211,6 L=4 F=19.930\*0.3

217,247,6 L=4 F=23.670\*0.3

253,277,6 L=4 F=27.610\*0.3

283,307,6 L=4 F=22.830\*0.3

7,42,1 L=5 F=0,3.990

73,78,1 L=5 F=0,7.970

109,114,1 L=5 F=0,11.960

145,150,1 L=5 F=0,15.940

181,186,1 L=5 F=0,19.930

217,222,1 L=5 F=0,23.670

253,258,1 L=5 F=0,27.610

283,288,1 L=5 F=0,22.830

7,67,6 L=6 F=3.990

73,103,6 L=6 F=7.970

109,139,6 L=6 F=11.960

145,175,6 L=6 F=15.940

181,211,6 L=6 F=19.930

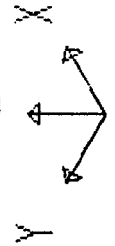
217,247,6 L=6 F=23.670

253,277,6 L=6 F=27.610

283,307,6 L=6 F=22.830

COMBO

- 1 C=1.2
- 2 C=1.2,1.6
- 3 C=1.05,1.05\*0.3,2.1,0,0,2.1
- 4 C=1.05,1.05\*0.3,2.1,0,0,-2.1
- 5 C=1.05,1.05\*0.3,-2.1,0,0,2.1
- 6 C=1.05,1.05\*0.3,-2.1,0,0,-2.1
- 7 C=1.05,1.05\*0.3,0,2.1,2.1,0
- 8 C=1.05,1.05\*0.3,0,-2.1,2.1,0
- 9 C=1.05,1.05\*0.3,0,2.1,-2.1,0
- 0 C=1.05,1.05\*0.3,0,-2.1,-2.1,0



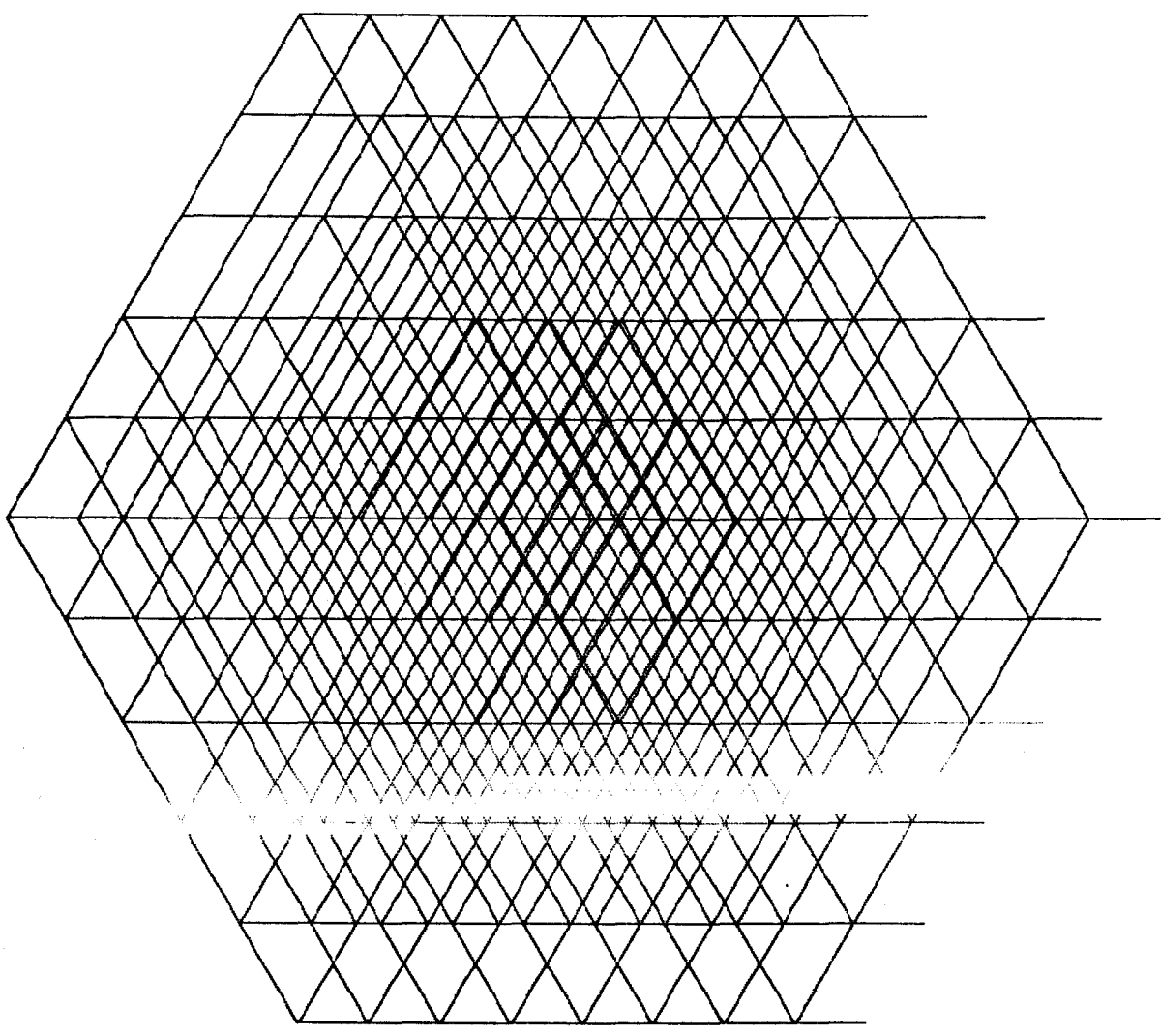
1a.3

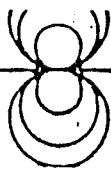
UNDEFORMED  
SHAPE

OPTIONS

WIRE FRAME

SAP90





# LETAK TITIK SONDIR

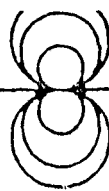
BELAKANG

A

B

C

DEPAN



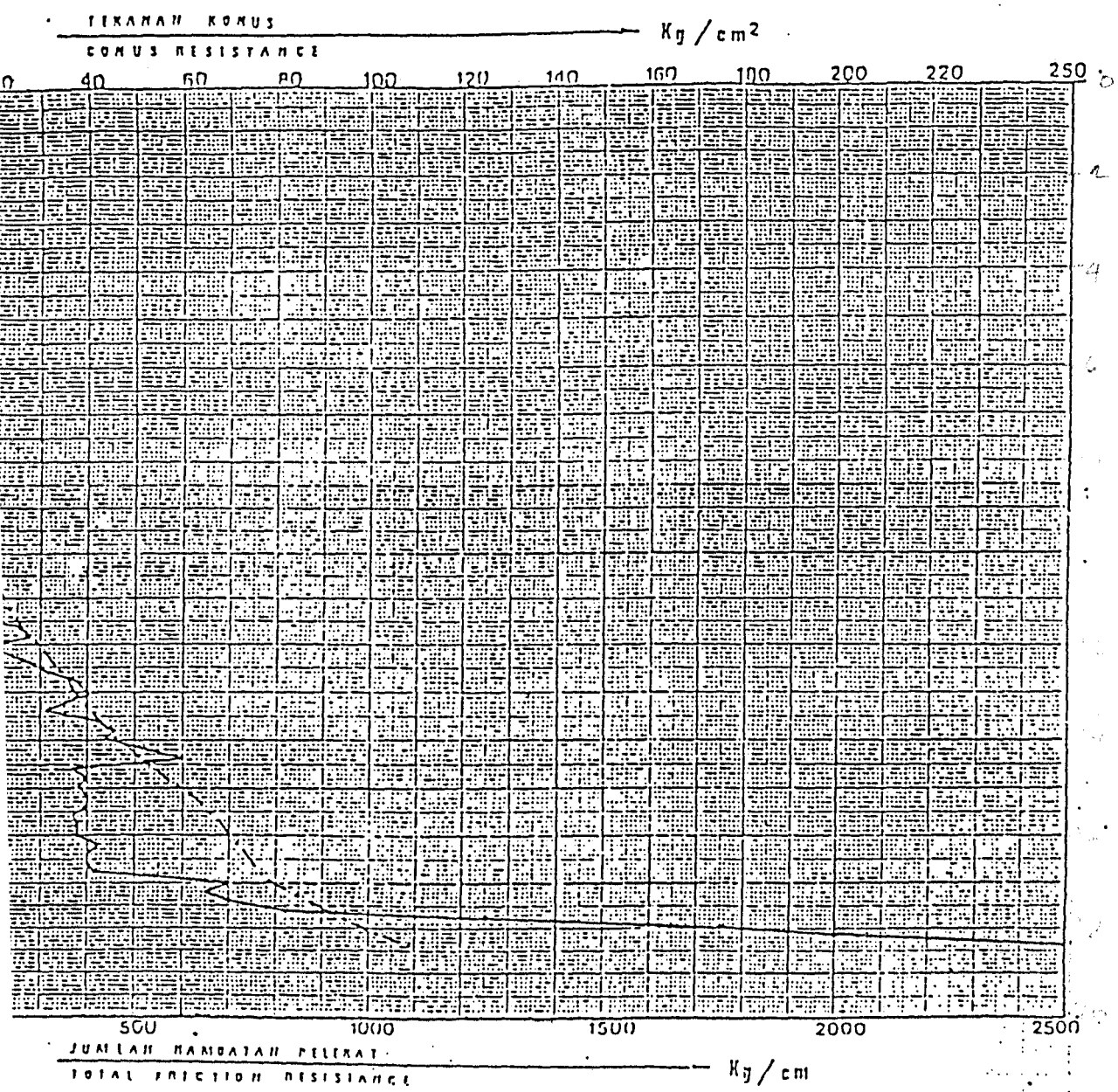
# pt. SOLEFOUND SAKTI

soil mechanics and engineering consultant

PROJECT : THAMRIN COURT APARTMENT  
LOCATION : JAKARTA

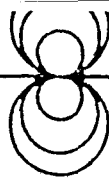
DUTCH CONE  
PENETROMETER TEST

POINT No. : 1  
DATE : 10 JANUARI 1998



**KETERANGAN :**

- : TEKANAN KONUS.
- - - - - : JUMLAH HAMBATAN PELEKAT.



# pt. SOLEFOUNND SAKTI

soil mechanics and engineering consultant

## GAMBAR PROFIL BOHRING

PROYEK : THAMRINCOURT APARTMENT

LOKASI : JAKARTA

TITIK : A.

TANGGAL : 10 JAN '98.

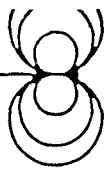
KEDALAMAN ( M )	PROFIL BOR	MAT	DESKRIPSI TANAH	KETERANGAN
0.00			- Lempung lanau berpasir berkrikil warna abu-abu.	
-1.00			- Lempung lanau, warna abu-abu.	
-2.00			- Lempung lanau berpasir berkrikil warna coklat.	
-3.00			- Lempung berlanau berpasir, warna abu-abu.	
-4.00			- Lempung lanau berpasir berhumus, warna coklat keabu-abuan.	
-5.00				

TITIK BOR : B.

0.00			- Lempung berlanau berpasir, warna abu-abu.		
-1.00			- Lempung berlanau, warna abu-abu.		
-2.00					
-3.00					
-4.00			- Lempung berlanau sedikit krikil, warna abu-abu kecoklatan.		
-5.00					

TITIK BOR : C.

0.00			- Pasir, warna abu-abu.	
-1.00			- Lempung berlanau sedikit pecahan batu merah, warna abu-abu.	
-2.00			- Lempung berlanau, warna abu-abu kecoklatan.	
-3.00			- Lempung berlanau, warna abu-abu.	
-5.00				



# pt. SOLEFOUND SAKTI

soil mechanics and engineering consultant

Hasil Penyelidikan Laboratorium :

Titik Bor A :

Kedalaman (m)	-1,00	-2,00	-3,00	-4,00	-5,00
* Volumetri/Grav.					
Spesifik gravity	2,542	2,521	2,506	2,527	2,495
Berat/vol.Yt gr/cc)	1,573	1,581	1,527	1,633	1,645
Kadar air (Wc) (%)	57,13	54,46	61,27	53,97	48,52
Berat/vol.kering ( Yd) (gr/cc)	1,001	1,023	0,947	1,060	1,107
Porositas (n) (%)	60,55	59,39	62,29	58,04	55,59
Angka Pori (e)	1,541	1,463	1,653	1,384	1,253
Derajat kejenuhan ( Sr) (%)	94,55	93,76	92,98	98,61	96,65
* Triaxial Test					
Sudut Geser $\phi$	3	5	4	5	5
Cohesi C (kg/cm <sup>2</sup> )	0,080	0,106	0,103	0,118	0,109

Titik Bor B :

Kedalaman (m)	-1,00	-2,00	-3,00	-4,00	-5,00
* Volumetri/Grav.					
Spesifik gravity	2,467	2,530	2,516	2,445	2,465
Berat/vol.Yt gr/cc)	1,574	1,660	1,549	1,631	1,569
Kadar air (Wc) (%)	52,81	51,23	55,40	51,29	62,75
Berat/vol.kering ( Yd) (gr/cc)	1,030	1,097	0,997	1,078	0,964
Porositas (n) (%)	58,24	56,53	60,37	55,78	60,87
Angka Pori (e)	1,398	1,304	1,524	1,269	1,556
Derajat kejenuhan ( Sr) (%)	93,33	99,42	91,47	98,97	99,30
* Triaxial Test					
Sudut Geser $\phi$	4	6	6	4	6
Cohesi C (kg/cm <sup>2</sup> )	0,105	0,116	0,101	0,115	0,128



# pt. SOLEFOUND SAKTI

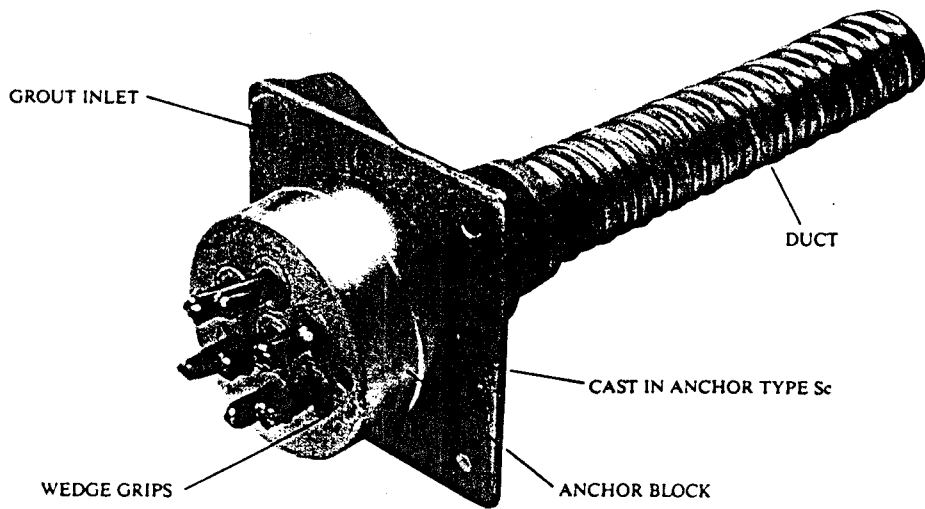
soil mechanics and engineering consultant

Titik Bor C :

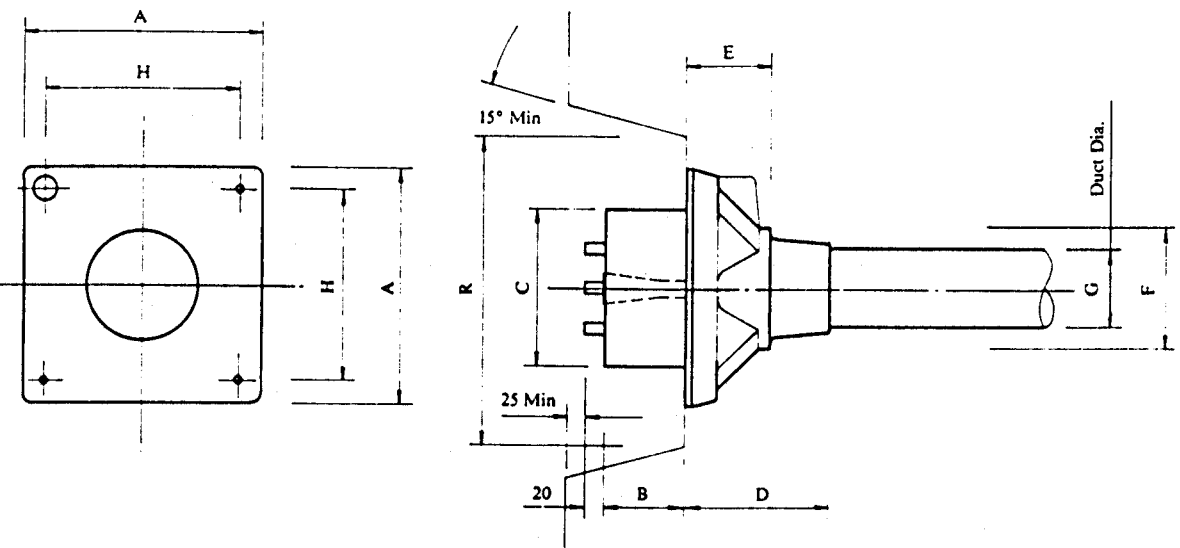
Kedalaman (m)	-1,00	-2,00	-3,00	-4,00	-5,00
* Volumetri/Grav.					
Spesifik gravity	2,749	2,246	2,570	2,529	2,535
Berat/vol. Yt (gr/cc)	1,863	1,698	1,630	1,536	1,497
Kadar air (Wc) (%)	25,99	47,10	52,15	55,10	77,60
Berat/vol. kering ( Yd) (gr/cc)	1,432	1,154	1,071	0,990	0,843
Porositas (n) (%)	46,33	53,22	58,30	60,83	66,73
Angka Pori (e)	0,854	1,138	1,399	1,554	2,006
Derajat kejenuhan ( Sr) (%)	83,69	100	95,80	89,81	98,03
* Triaxial Test					
Sudut Geser $\phi$	20 <sup>o</sup>	6 <sup>o</sup>	5 <sup>o</sup>	4 <sup>o</sup>	5 <sup>o</sup>
Cohesi C (kg/cm <sup>2</sup> )	0,000	0,104	0,120	0,115	0,132



# STRESSING ANCHORAGE



VSL STRESSING ANCHORAGE TYPE Sc



VSL TYPE	Dimensions (mm)										Characteristic Load (kN)
	A	B	C	D	E	F	G	H	R		
3Sp	135	54	90	106	16	56	39	116	250	552	
4Sp	150	54	90	150	16	64	50	125	250	736	
7Sc	165	54	120	100	60	85	50	125	290	1290	
12Sc	215	54	160	160	85	120	69	150	360	2210	
19Sc	265	66	180	210	110	145	84	200	360	3500	
22Sc	290	77	200	215	140	150	90	230	360	4050	
27Sc	315	92	220	250	160	175	96	250	500	4970	
31Sc	315	92	230	250	160	175	105	250	500	5700	
37Sc	370	107	250	320	160	200	115	305	900	6810	
42Sc	390	112	290	340	160	217	118	325	900	7730	
48Sc	430	122	300	340	160	235	135	365	900	8830	
55Sc	465	142	320	340	160	250	135	400	900	10120	

NOTE: Dimension R does not allow for lift off force check. Smaller recesses can be provided for special cases. Refer VSL office for details. Plate type a; chorges (Type Sp) also available on request.

$$\sigma = \frac{PL}{AE} = \frac{F}{E}$$

$$\frac{515}{100} = \frac{F}{1,98 \cdot 10^6}$$



SIFAT-SIFAT TENDON VSL

DIAMETER NOMINAL (mm)	LUAS TAMPANG NOMINAL (mm <sup>2</sup> )	BERAT (kg/1000m)	BEDAN PUTUS Min. (TON)	DEBAN BATAS REGANG 0,2% (TON)	PERPANJANGAN MIN. SAMPAI PUTUS PADA 60 cm	RELAXASI SETELAH 1000 JAM PADA 0,7 DEBAN PUTUS	MODULUS-ELASTIK (kg/cm <sup>2</sup> )
12,5	88,7	775	18,75	5,9	3,5%	7% *	1,83 - 1,98 × 10 <sup>6</sup>

TIPE NIT	JUMLAH KAWAT-UNTAIAN	LUAS TAMPANG (mm <sup>2</sup> )	BERAT (kg/1000m)	DIAMETER SELUBUNG (mm)		GAYA-PRAPENEGANGAN TERHADAP BEDAN PUTUS DALAM TON				TIPE DONGKRAN
				IDEAL	MIN.	60%	70%	80%	100%	
1	1	88,7	775	36	36	11,2	13,1	15	18,7	TUNGKAL
3	2	107	1050	36	36	22,5	26,2	30	37,5	VSL 3
	3	200	2325	36	36	33,7	30,4	45	50,2	
7	4	395	3100	39	39	46,0	52,5	60	75,0	VSL 7
	5	495	3875	39	39	56,2	65,6	75	93,7	
	6	592	4650	45	45	67,5	78,7	90	112,5	
	7	691	5425	51	45	78,7	91,9	105	131,2	
12	8	700	6200	61	61	100,0	106,0	120	160,0	VSL 12
	9	800	6900	57	64	101,2	118,1	135	168,7	
	10	987	7750	60	54	112,5	131,2	150	187,5	
	11	1000	8530	60	60	123,7	144,4	165	206,2	
	12	1184	9300	69	60	135,0	157,5	180	225,0	
19	13	1203	10100	69	63	140,2	170,6	195	243,7	VSL 19
	14	1382	10900	69	63	157,5	183,7	210	262,5	
	15	1401	11600	78	69	168,7	196,9	225	281,2	
	16	1579	12400	78	69	180,0	210,0	240	300,0	
	17	1678	13200	78	78	191,2	223,1	255	318,7	
	18	1777	14000	78	78	202,5	236,2	270	337,5	
	19	1875	14700	84	78	213,7	249,4	285	356,2	
27	20	1974	15600	84	81	225,0	262,5	300	375,0	VSL 27
	21	2073	16300	84	81	236,2	275,6	315	393,7	
	22	2171	17100	90	81	247,5	288,7	330	412,5	
	23	2270	17800	90	81	258,7	301,9	345	431,2	
	24	2369	18600	90	87	270,0	315,0	360	450,0	
	25	2468	19400	93	90	281,2	328,1	375	468,7	
	26	2566	20200	93	90	292,5	341,2	390	487,5	
	27	2665	20900	96	90	303,7	354,4	405	506,2	

TABEL II-9, SIFAT-SIFAT TENDON VSL

Perhatian :  
 Keterangan untuk tendon tipe 42 dan 55 dapat diperoleh bagian perencanaan VSL.  
 Data-relaxasi-relaxasi tersedia atas permintaan.  
 Semua tendon digunakan untai-tujuh-kawat ("seven wire tendon"), mutu super.

# KA PILE CLASSIFICATION

Pile Diameter (mm)	Thick (mm)	Class	PC WIRE		Area of steel (Cm <sup>2</sup> )	Area of Concrete (Cm <sup>2</sup> )	Section Modulus (Cm <sup>3</sup> )	Effective Prestress (Kgf/Cm <sup>2</sup> )	Allowable Axial (Tf)	Bending Moment	
			D (mm)	Numb						Crack (tf.m)	Ult (tf.m)
350	70	A1	7	8	3.08	615.75	3711.17	46.74	92.15	3.50	5.25
		A3	7	12	4.62	615.75	3734.91	66.67	88.89	4.20	6.30
		B	7	16	6.16	615.75	3758.65	84.46	85.97	5.00	9.00
		C	9	12	7.63	615.75	3781.43	100.95	83.26	6.00	12.00
400	75	A2	7	12	4.62	765.77	5405.79	55.25	112.87	5.50	8.25
		A3	7	16	6.16	765.77	5432.93	70.73	109.71	6.50	9.75
		B	9	12	7.63	765.77	5458.95	80.16	107.79	7.50	13.50
			7	20	7.70	765.77	5460.06	84.84	106.83	7.50	13.50
		C	9	16	10.18	765.77	5503.81	105.53	102.62	9.00	18.00
450	80	A1	7	12	4.62	929.91	7499.79	46.49	139.23	7.50	11.25
		A2	7	16	6.16	929.91	7532.03	59.97	135.90	8.50	12.75
		A3	9	12	7.63	929.91	7562.96	67.46	134.04	10.00	15.00
			7	20	7.70	929.91	7564.27	72.49	132.79	10.00	15.00
		B	7	24	9.24	929.91	7596.51	84.08	129.92	11.00	19.80
		C	9	20	12.72	929.91	7669.56	108.62	123.85	12.50	25.00
500	90	A1	7	16	6.16	1159.25	10362.44	49.45	172.66	10.50	15.75
		A2	7	20	7.70	1159.25	10399.83	60.19	169.34	12.50	18.75
			9	12	7.63	1159.25	10398.31	56.02	170.63	12.50	18.75
		A3	7	24	9.24	1159.25	10437.22	70.32	166.21	14.00	21.00
		B	7	28	10.78	1159.25	10474.61	80.48	163.08	15.00	27.00
		C	9	24	15.27	1159.25	10583.74	104.56	155.64	17.00	34.00
600	100	A1	7	20	7.70	1570.80	17255.62	46.00	235.40	17.00	25.50
		A2	7	24	9.24	1570.80	17303.38	54.13	232.00	19.00	28.50
		A3	9	20	12.72	1570.80	17411.58	66.82	226.69	22.00	33.00
			7	32	12.32	1570.80	17398.90	69.38	225.62	22.00	33.00
		B	9	24	15.27	1570.80	17490.53	80.13	221.12	25.00	45.00
		C	9	32	20.36	1570.80	17648.44	102.89	211.60	29.00	58.00

es generally comply to JIS A 5335 - 1987 and modified to suit ACI 543 - 1979 & P.B.I 71.

ecified Concrete cube Compressive strength is 600 Kg/cm<sup>2</sup> at 28 days.

owable axial load is applicable to pile acting as a short strut.